

BIBLIOTEKA
przy P. P. M. Czerwinski
Wrocław, ul. Grunwaldzka 114c

przegląd GEODEZYJNY



WYDAWNICTWA CZASOPISM TECHNICZNYCH NOT

Nr 3

WARSZAWA, MARZEC 1958

ROK XIV (XXX)

TREŚĆ

- Ustalenie kryterium stałości stanowiska przy geodezyjnych pomiarach odkształceń w oparciu o zasady rachunku prawdopodobieństwa. Cz. I
B. Ney
- Tyczenie tunelu na odcinku doświadczalnym warszawskiego metra
K. Bramorski
- Opracowania stereometryczne kopalń odkrywkowych
J. Cisło, Z. Sitek
- Obliczanie zasobów surowców mineralnych na podstawie podkładów geodezyjnych. Cz. I
J. Jabłoński
- Wyrównanie sieci niwelacyjnych metodą redukcji obwodów. Cz. III
K. Godlewski
- W rocznicę zjazdu geodetów-urzędniowców
L. Parfiniewicz
- Sprawozdanie z II Kongresu Geodetów Jugosławii
W. Kłopotowski
- Z Życia Organizacji i z Terenu
- Kronika Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego
- Biuletyn Instytutu Geodezji i Kartografii

INHALT

- Feststellung des Beobachtungsstellenstabilitätskriteriums bei den geodätischen Enstaltungsvermessungen gestützt auf Grundlagen der Wahrscheinlichkeitsrechnung. Teil I
B. Ney
- Tunnelabsteckung auf dem Versuchsabschnitt der Warschauer U-Bahn
K. Bramorski
- Stereometrische Bearbeitung der Tagebaugruben
J. Cisło, Z. Sitek
- Mineralrohstoffvorratsberechnung auf Grund der geodätischen Unterlagen. Teil I
J. Jabłoński
- Nivellierungsnetzausgleichung mittels Perimeterreduktionsmethode. Teil III
K. Godlewski
- Zum Jahrestag des Geodäten-Landwirtschaftler Kongresses
L. Parfiniewicz
- Bericht über den II Kongress der Geodäten Jugoslawiens
W. Kłopotowski
- Aus dem Organisationsleben
- Chronik der Polnischen Photogrammetriegesellschaft
- Bulletin des Institutes für Geodäsie und Kartographie

SOMMAIRE

- Critérium de stabilité de position pour mesurage géodésique de déformation (I p.)
B. Ney
- Tracement du tunnel du metro à Varsovie
K. Bramorski
- Présentation stéréométrique de mines découvertes.
J. Cisło, Z. Sitek
- Calcul des ressources de matières premières minerales par moyen géodésique. (I p.)
J. Jabłoński
- Compensation du réseau de nivellement par réduction des périmètres
K. Godlewski
- Annuaire du congrès des géomètres d'aménagement rural
L. Parfiniewicz
- Compte-Rendu du II Congrès des Géomètres en Yougoslavie
W. Kłopotowski
- De l'organisation et du terrain
- Chronique de l'Association des Photogrammètres Polonais
- Revue Documentaire de Géodésie

СОДЕРЖАНИЕ

- Установление критерия постоянства места наблюдения при геодезических измерениях деформации, опираясь на принципы теории вероятности
Б. Ней
- Провешивание туннели на опытном участке варшавского метро
К. Браморски
- Стереометрическая разработка открытых шахт
Я. Цисло, З. Ситек
- Исчисление геодезической основы (ч. 1)
Я. Яблоński
- Выравнивание нивелировочных сетей методом редукции периметров, ч. 3.
К. Годлевски
- В годовщину съезда геодезистов-устроительщиков
Л. Парфиневич
- Отчет из 2 Конгресса Геодезистов Югославии
В. Клопотинский
- Из жизни Организации и Территории
- Хроника Польского Фотограмметрического Общества
- Бюллетень Института Геодезии и Картографии

CONTENTS

- Criterion of Position Stability for Geodetic Survey of Deformation. I-st part
B. Ney
- Tracing of a Tunnel of the Underground in Warsaw
K. Bramorski
- Stereometrical Working Out in Open-cast Mining
J. Cisło, Z. Sitek
- Calculation of Resources of Mineral Raw Materials by Means of Surveying. I-st part.
J. Jabłoński
- Adjustment of Networks of Lines of Levels by Circuit-Reduction Method
K. Godlewski
- An Anniversary of the Congress of Land Surveyors
L. Parfiniewicz
- Report from the II Congress of Surveyors in Jugoslavia
W. Kłopotowski
- General Notes
- Chronique of the Polish Association of Photogrammetry
- Bulletin of the Institute of Geodesy

Wydawca: Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT. Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, Czackiego 3/5.

Komitet Redakcyjny: Redaktor naczelny: inż. Stanisław Janusz Tymowski.

Redaktorzy działów: inż. Marian Frelek, mgr Wiesław Królikowski, inż. Wacław Kłopotowski, inż. Bronisław Lipiński, inż. Kazimierz Rzewski.

Sekretarz redakcji: Natalia Wilczyńska.

Redaktor techniczny: Antoni Maryewski

Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT, Warszawa 1958.

Nakład 2100 egz. Ark. wyd. 10,9. Ark. druk. 5. Format A4. Papier druk. sat. kl. V, 60 g. 61 × 86. Oddano do składu 20.I.58 r. Podpisano do druku 24.III.58 r. Druk ukończono 27.III.58 r. Druk. Akcydens., W-wa. Zam. 92/58. A-61.

Cena egz. zł 12.—

przegląd GEODEZYJNY

BIBLIOTEKA TECHNICZNA
przy P. P. M. Oddział w Gdańsku
Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 114



Czasopismo poświęcone geodezji, fotogrametrii i kartografii
Organ Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Geodetów Polskich
Nr 3 WARSZAWA, MARZEC 1958 ROK XIV (XXX)

Mgr inż. Bogdan Ney

Ustalenie kryterium stałości stanowiska przy geodezyjnych pomiarach odkształceń w oparciu o zasady rachunku prawdopodobieństwa

Część I

1. Wiadomości wstępne. Ogólne dane o sieci. Obecnie stosowane kryterium stałości

Zagadnienia dotyczące wyznaczania przesunięć budowli inżynierskich nabierają coraz większego znaczenia równoległe ze stałym i szybkim rozwojem budownictwa, zwłaszcza przemysłowego, oraz dużych obiektów gospodarki wodnej tudzież innych budowli, które ze względu na ich przeznaczenie i położenie narażone są na przemieszczanie i odkształcanie. Tego rodzaju obiekty wymagają stałego lub okresowego badania ich zachowania się, gdyż zmiany położenia i kształtu z chwilą przekroczenia pewnych — na ogół niedużych — dopuszczalnych wartości granicznych mogą doprowadzić do katastrofy. Tej ostatniej ewentualności oraz innym — mniejszym może, lecz również przykrym następstwom odkształceń, zapobiec można na ogół właściwym, a w porę dokonanym zespołem zabiegów technicznych. Podstawą do przedsięwzięcia odpowiednich zabiegów profilaktycznych muszą być wyniki obserwacji zachowania się obiektów. Pierwszorzędną rolę odgrywają tu metody geodezyjne, przy pomocy których można uzyskać obraz zarówno absolutnych, jak i względnych przesunięć — poziomych czy też pionowych — poszczególnych elementów budowli.

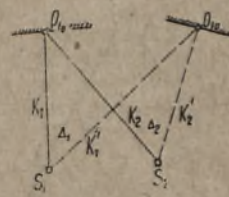
Jedną z najpowszechniej stosowanych metod badania zachowania się obiektów inżynierskich w płaszczyźnie poziomej jest metoda trygonometryczna. Pozwala ona możliwie bardzo dokładnie ewidencjonować ruchy poziome poszczególnych punktów budowli w odniesieniu do przyjętego układu geometrycznego, który — chcąc uzyskać obiektywne wyniki — musi być możliwie niezależny od działalności dynamicznej samego obiektu. Warunek ten jednak nie jest łatwy do spełnienia ze względu na złożoność i na ogół duży zasięg wpływów dynamicznych czynników wywołujących proces odkształceń danej budowli. Z powyższego wynika tendencja zmierzająca do obierania układu odniesienia dla budowli dostatecznie oddalonego od tejszy tak, by nie wywierały nań wpływu czynniki powodujące deformację badanego obiektu. Z drugiej strony działa tendencja sprzeczna z pierwszą, wynikająca z konieczności uzyskania wymaganej dokładności i dostatecznego uczulenia układu odniesienia pod względem geometrycznym na wszelkie drobne nawet ruchy punktów obiektu. Stąd konieczność kompromisowego, możliwie optymalnego rozwiązania zagadnienia, polegająca na dostatecznym zbliżeniu układu odniesienia do budowli, przy jednoczesnym

umożliwieniu kontroli zachowania się nie tylko punktów obiektu, ale także punktów wchodzących w skład układu odniesienia i w razie potrzeby odpowiedniego uwzględnienia skutków przesunięć tych ostatnich.

Cała sieć pomiarowa składa się więc z punktów odniesienia i z punktów badanych. W układzie punktów odniesienia wyróżniamy z kolei niejako dwa rzędy punktów, a mianowicie: tak zwane punkty nawiązujące (NN) oraz stanowiska obserwacyjne (SS). Pierwsze z nich oddalone od obiektu na ogół kilkaset metrów, możemy — przynajmniej w większości przypadków — uważać naprawdę za stałe. W oparciu o nie musimy mieć możliwość określenia położenia stanowisk SS, na których wykonujemy pomiary kierunków lub kątów tak zwanych nawiązujących, to jest na punkty NN oraz wcinających, czyli zdążających do punktów badanego obiektu OO. Trzeba jednak zaznaczyć, że w razie potrzeby można bardziej zróżnicować rzędy punktów odniesienia. Gdybyśmy byli pewni stałości naszych wszystkich punktów odniesienia, w tym również stanowisk SS, wówczas proces wyznaczania przesunięć poziomych punktów ruchomych OO byłby prosty.

Rozpoczynając proces badania zachowania się jakiegoś punktu budowli, na przykład O_1 (rys. 1), wykonujemy pomiar pierwotny kierunków nawiązujących i wcinających (K_1 i K_2) na stanowiskach S_1 i S_2 , który określi nam położenie badanego punktu O_1 w stosunku do punktów stałych, oznaczonych O_{1p} (pierwotne). Jeśli po pewnym czasie powtórzymy pomiar, otrzymamy kierunki aktualne (K'_1 i K'_2). Kierunki aktualne nawiązujące będą się różniły od pierwotnych — pamiętając o założeniu stałości punktów odniesienia — w granicach dokładności pomiarów. Natomiast, jeśli punkt O_1 przesunął się z położenia pierwotnego O_{1p} do nowego położenia (aktualnego) O_{1a} , zmienią się kierunki wcinające punkt O_1 . Z tych zmian otrzymujemy wielkości przesunięć kątowych Δ_1 i Δ_2 , które pozwolą nam łącznie ze znanymi odległościami S_1O_1 i S_2O_1 wyznaczyć wektor przesunięcia punktu O_1 .

Jednakże w praktyce, gdy nie możemy być pewni stałości naszych stanowisk SS, a niekiedy i punktów nawiązujących NN, postępowanie nasze komplikuje się. Do wy-



Rys. 1

znaczenia wektorów przesunięć punktów ruchomych obiektu możemy przystąpić dopiero po stwierdzeniu stałości stanowisk, ewentualnie w wypadku ruchu tychże, po przeprowadzeniu odpowiednich redukcji kierunków. Widać więc, że dla całokształtu zadania proces badania stałości stanowisk SS posiada kapitalne znaczenie.

Stosowanym obecnie kryterium stałości stanowiska S , przy założeniu stałości punktów nawiązujących, jest kryterium w obecnej swej postaci podane przez prof. T. Lazzariniego. Polega ono na porównywaniu wielkości błędu jednostkowego kierunku po wyrównaniu uzyskanego na podstawie rozbieżności między skrętami (różnicami kierunków pierwotnych i aktualnych) z błędem średnim pomiaru kierunku uzyskanym z wyrównań stacyjnych.

Oznaczenia:

K_i — kierunek pierwotny na punkt stały,

K'_i — kierunek aktualny na punkt stały,

$s_i = K_i - K'_i$ — skręt pojedynczego kierunku,

$S_1 = \frac{s_i}{n}$ — skręt ogólny,

$\delta_i = S_1 - s_i$,

r — ilość kierunków do punktów stałych,

μ — błąd średni jednostkowy kierunku K_i z wyrównania stacyjnego,

μ' — błąd średni jednostkowy kierunku K'_i z wyrównania stacyjnego,

$$m_s = \sqrt{\mu^2 + \mu'^2}; \quad (M_{S_1}) = \sqrt{\frac{[\delta\delta]}{r(r-1)}}$$

Świadectwem stałości stanowiska jest wielkość wyrażenia:

$$(\mu_1^\circ) = \pm \frac{(m_{S_1}) \sqrt{r}}{m_s}$$

która według prof. T. Lazzariniego nie powinna odbiegać zbyt od 1".

Biorąc pod uwagę tak zwaną niepewność błędu średniego, prof. T. Lazzarini określa krańcowe odchylenia wielkości (μ_1°) od nominalnej wielkości 1", w zależności od ilości pełnych serii s oraz ilości kierunków nawiązujących r . Jeśli wielkość obliczona (μ_1°) nie mieści się w granicach obowiązujących dla danego przypadku, stanowisko S należy traktować jako poruszone. Wyżej cytowane kryterium prof. T. Lazzariniego wydaje się mało skonkretyzowane, operując bowiem jedynie wielkościami kątowymi i ich średnimi błędami nie jest w stanie dać odpowiedzi na pytanie, jakie jest to wykryte przesunięcie punktu S pod względem wielkości.

To ostatnie zaś zagadnienie uważamy za istotne zarówno pod kątem widzenia wymogów teoretycznych, jak i ekonomicznych. Poza tym nie widać powodu, by wielkość (μ_1°) była mianowana sekundami kątowymi, jak czyni to prof. T. Lazzarini. Według podanego wzoru wielkość (μ_1°) jest bowiem wykładnikiem stosunku, a jako taka powinna być liczbą niemianowaną.

2. Ogólna koncepcja nowego kryterium

Naszym celem jest uzyskanie kryterium stałości stanowiska S przy niezmiennych punktach nawiązujących, które operowałoby wielkością spodziewanego przesunięcia liniowego punktu. Widać stąd, że istotnym zadaniem do rozwiązania jest rozstrzygnięcie problemu, który formujemy następująco:

na stanowisku S (rys. 2) wykonaliśmy pomiar (pierwotny) kąta, którego ramionami są celowe z punktu S na punkty nawiązujące N_l (lewy) i N_p (prawy). Pomiar ten obarczony jest pewnym błędem średnim. Po pewnym czasie wykonujemy powtórny pomiar (aktualny) kąta na stanowisku S , obarczony również pewnym błędem.



Rys. 2

Z różnicy zaś obu pomiarów otrzymamy również pewien błąd, który — przechodząc od przypadku elementarnego do przypadku ogólnego pomiaru większej ilości kątów ze stanowiska S na punkty nawiązujące (od N_l do N_n) — będzie błędem średnim. Oznaczmy błąd średni wyznaczenia kąta pierwotnego na stanowisku S — m'_a , zaś wtórnego (aktualnego) — m''_a . Przyjmijmy dla uproszczenia: $m'_a = m''_a =$

$= m_a$. Błąd średni otrzymany z różnicy obu pomiarów oznaczmy $m_{(r)}$. Różnice poszczególnych kątów, które są podstawą do wyznaczenia błędu średniego $m_{(r)}$, będą obciążone błędem średnim $m_a / \sqrt{2}$. Gdyby punkt S w rozpatrywanym okresie zachował swe pierwotne położenie idealne, wówczas powinno zachodzić: $m_{(r)}^2 = 2 m_a^2$, czyli średni błąd z różnicy obu pomiarów powinien leżeć w granicach średniego błędu pomiaru pierwotnego i aktualnego. Jeśli jednak warunek stałości nie jest spełniony, wówczas będzie:

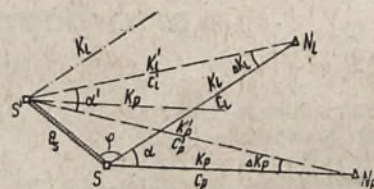
$$m_{(r)}^2 = 2 m_a^2 + x^2, \text{ skąd: } x^2 = m_{(r)}^2 - 2 m_a^2 \text{ czyli: } x = \sqrt{m_{(r)}^2 - 2 m_a^2}$$

Wyrażenie x jest średnim zniekształceniem pomiaru lub inaczej — nadwyżką błędu średniego z różnicy pomiarów nad błędem średnim samych pomiarów.

Obecnie zadanie nasze sprowadza się do znalezienia wpływu tegoż średniego zniekształcenia pomiaru x na średnie przesunięcie punktu S . Chcemy bowiem stwierdzić, jakiego rzędu przesunięcia liniowego należy spodziewać się na podstawie uzyskanych z pomiarów kątowych wielkości x . Jeżeli wielkość spodziewanego średniego przesunięcia liniowego nie przekroczy dokładności wyznaczenia nowego położenia, punkt S należy potraktować tak, jak gdyby był niezmienny pod względem położenia w płaszczyźnie poziomej, ewentualnego jego poruszenia bowiem nie jesteśmy w możności ściśle określić pomiarami.

3. Wyprowadzenie wzoru na średnie liniowe przesunięcie stanowiska e_s ze względu na średni błąd kąta m_a

W celu rozstrzygnięcia problemu wyżej sformułowanego, odwróćmy na razie postawione pytanie. Jakiego średniego zniekształcenia w pomiarach należy się spodziewać przy danym średnim przesunięciu liniowym punktu S ?



Rys. 3

Rozpatrzmy poniższy schematyczny rysunek 3.

Oznaczenia:

S — pierwotne położenie stanowiska,

S' — aktualne położenie stanowiska,

$e_s = S'S$ — liniowe przesunięcie punktu S ,

N_l i N_p — punkty nawiązujące — lewy prawy,

K_l i K_p — kierunki z punktu S na punkty nawiązujące N_l i N_p , czyli kierunki pierwotne,

α — kąt na stanowisku S zawarty między kierunkami na punkty nawiązujące N_p i N_l ,

c_l i c_p — długości celowych z punktu S do punktów nawiązujących N_l i N_p ,

c'_l i c'_p — długości celowych z punktu S do punktów nawiązujących N_l i N_p ,

φ — kąt na stanowisku S zawarty między kierunkiem na punkt nawiązujący K'_l , a kierunkiem na punkt przesunięty S' ,

K'_l i K'_p — kierunki (aktualne) z punktu S' na punkty nawiązujące N_l i N_p ,

α' — kąt na stanowisku S' zawarty między kierunkami na punkty nawiązujące N_l i N_p .

Biorąc pod uwagę elementarny przypadek przedstawiony na rysunku 3, wyznaczamy różnicę kątów: pierwotnego i aktualnego, pomierzonych na stanowisku S oraz po jego przesunięciu do położenia S' : $\Delta\alpha = \alpha' - \alpha$.

Z rysunku wynika: $\Delta\alpha = \Delta K_p - \Delta K_l$ gdzie

$$\Delta K_p = K'_p - K_p \quad K_l = K'_l - K_l$$

Wyznaczymy więc ΔK_p i ΔK_l

Wziąwszy pod uwagę trójkąt $SS'N_p$ wyznaczamy twier-

$$\text{dzeniem sinusowym: } \sin \Delta K_p = \frac{e_s \cdot \sin(\varphi + \alpha)}{c'_p}$$

Ponieważ wielkość e_s jest niezmienna w stosunku do wielkości c'_p , którą z kolei możemy z wystarczającą dokładnością przyjąć jako równą c_p , przeto wzór nasz przyjmie postać:

$$\Delta K_p = \frac{e_s}{c_p} \cdot \sin(\varphi + \alpha)$$

Analogicznie z trójkąta $SS'N_l$ otrzymamy:

$$\Delta K_l = \frac{\varrho'' \cdot e_s}{c_l} \cdot \sin \varphi$$

Teraz związek na $\Delta c = \Delta K_p - \Delta K_l$ napiszemy:

$$\Delta a = \frac{\varrho \cdot e_s}{c_p} \sin(\varphi + \alpha) - \frac{\varrho e_s}{c_l} \sin \varphi \quad (1)$$

Wzór (1) wyraża wpływ przesunięcia liniowego e_s punktu S do S' na różnicę kątów pomierzonych na tychże punktach. Jak widać na tym elementarnym przypadku, wyrażenie Δa jest funkcją kąta zmiennego φ . Biorąc pod uwagę n możliwych wielkości φ w granicach od 0 do 2π otrzymujemy n wartości Δa_i , gdzie $i = 1, 2, 3 \dots n$.

Traktując poszczególne wielkości Δa_i jako błędy prawdziwe, napiszemy zgodnie z definicją błędu średniego:

$$m_a^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta a_i^2}{n} \quad (2)$$

gdzie m_a oznacza średni błąd z różnicy kątów, odpowiadający, po uwzględnieniu błędów pomiarów, średniemu zniekształceniu pomiarów, oznaczonemu w poprzednim ustępie symbolem x .

Po uwzględnieniu przekształconego nieco wzoru (1) wyrażenie (2) przyjmie postać:

$$m_a^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \varrho^2 e_s^2 \left[\frac{\sin(\varphi + \alpha)}{c_p} - \frac{\sin \varphi}{c_l} \right]^2}{n} \quad (3)$$

Weźmy pod uwagę twierdzenie całkowe o wartości średniej funkcji. Nasza funkcja $\Delta a = f(\varphi)$ jest całkowalna w przedziale $(0, 2\pi)$, gdyż spełniony jest warunek konieczny całkowalności, to jest jej ciągłość, przeto stwierdzamy: średnią wartość wyrażenia (3) przy n dążącym do nieskończoności przedstawi nam średnia całka określona, czyli:

$$m_a^2 = \frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \varrho^2 e_s^2 \left[\frac{\sin(\varphi + \alpha)}{c_p} - \frac{\sin \varphi}{c_l} \right]^2 d\varphi$$

Wyciągając stałe przed znak całki otrzymujemy:

$$m_a^2 = \frac{\varrho^2 e_s^2}{2\pi} \int_0^{2\pi} \left[\frac{\sin(\varphi + \alpha)}{c_p} - \frac{\sin \varphi}{c_l} \right]^2 d\varphi \quad (4)$$

Obecnie zadanie sprowadza się do rozwiązania całki:

$$C = \int_0^{2\pi} \left[\frac{\sin(\varphi + \alpha)}{c_p} - \frac{\sin \varphi}{c_l} \right]^2 d\varphi$$

Dalej:

$$C = \int_0^{2\pi} \left[\frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{c_p^2} - \frac{2 \sin \varphi \sin(\varphi + \alpha)}{c_l c_p} + \frac{\sin^2 \varphi}{c_l^2} \right] d\varphi$$

Zgodnie z zasadą całkowania sumy będzie:

$$C = \int_0^{2\pi} \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{c_p^2} d\varphi - \int_0^{2\pi} \frac{2 \sin \varphi \sin(\varphi + \alpha)}{c_l c_p} d\varphi + \int_0^{2\pi} \frac{\sin^2 \varphi}{c_l^2} d\varphi$$

lub krócej: $C = C_1 - C_2 + C_3$.

Dalej, po wykonaniu prostych przekształceń:

$$C_1 = \int_0^{2\pi} \frac{\sin^2(\varphi + \alpha)}{c_p^2} d\varphi = \frac{1}{c_p^2} \left[\int_0^{2\pi} \sin^2 \varphi \cos^2 \alpha d\varphi + \int_0^{2\pi} 2 \sin \varphi \cos \varphi \sin \alpha \cos \alpha d\varphi + \int_0^{2\pi} \cos^2 \varphi \sin^2 \alpha d\varphi \right]$$

$$C_2 = \int_0^{2\pi} \frac{2 \sin \varphi \sin(\varphi + \alpha)}{c_l c_p} d\varphi = \frac{2}{c_l c_p} \left[\int_0^{2\pi} \sin \varphi \cos \varphi \sin \alpha d\varphi + \int_0^{2\pi} \sin^2 \varphi \cos \alpha d\varphi \right]$$

$$C_3 = \int_0^{2\pi} \frac{\sin^2 \varphi}{c_l^2} d\varphi = \frac{1}{c_l^2} \int_0^{2\pi} \sin^2 \varphi d\varphi$$

Stosując znane metody całkowania, otrzymujemy po uwzględnieniu granic i dokonaniu prostych przekształceń następujące wartości całek:

$$C_1 = \frac{\pi}{c_p^2}; \quad C_2 = \frac{2\pi \cos \alpha}{c_l c_p}; \quad C_3 = \frac{\pi}{c_l^2}$$

Wracając do wyrażenia (5) mamy:

$$C = \pi \left(\frac{1}{c_p^2} + \frac{1}{c_l^2} - \frac{2 \cos \alpha}{c_l c_p} \right)$$

po wyłączeniu przed nawias stałej π .

Obecnie wzór (4) przyjmie postać:

$$m_a^2 = \frac{\varrho^2 e_s^2}{2} \left(\frac{1}{c_l^2} + \frac{1}{c_p^2} - \frac{2 \cos \alpha}{c_l c_p} \right)$$

a po wyłączeniu przed nawias wartości $\frac{1}{c_l^2 c_p^2}$ będzie:

$$m_a^2 = \frac{\varrho^2 e_s^2}{2 c_l^2 c_p^2} (c_l^2 + c_p^2 - 2 c_l c_p \cos \alpha)$$

i ostatecznie:

$$m_a = \frac{\varrho e_s}{\sqrt{2} c_l c_p} \sqrt{c_l^2 + c_p^2 - 2 c_l c_p \cos \alpha} \quad (6)$$

Widać, że dla $c_l = c_p = c$ wzór (6) po sprawdzeniu do postaci logarytmicznej przyjmie postać:

$$m_a = \frac{\sqrt{2} \varrho e_s}{c} \sin \frac{\alpha}{2} \quad (6a)$$

Wzór ogólny (6) podaje związek rozstrzygający problem sformułowany w poprzednim ustępie. Odwracając bowiem obecnie powtórnie zagadnienie, podaje się wzór na średnie liniowe przesunięcie punktu ze względu na średni błąd kąta:

$$e_s = \frac{\sqrt{2} c_l c_p}{\varrho \sqrt{c_l^2 + c_p^2 - 2 c_l c_p \cos \alpha}} \cdot m_a \quad (7)$$

Wartość średniego przesunięcia liniowego otrzymamy po przeprowadzeniu krótkiego rozumowania. Załóżmy, że z punktów S i S' wykonujemy pomiary katowe, celując nie do dwóch, lecz do większej ilości punktów nawiązujących. Ilość ich oznaczmy r . Wówczas uzyskujemy r pojedynczych kątów oraz r wartości liniowego przesunięcia punktu. Wydaje się, że właściwiej będziemy postępować, wykorzystując nie r kątów, lecz pewną ilość ich kombinacji wyrażoną wzorem

$$\frac{r(r-1)}{2}$$

Oznaczmy ilość kątów, a więc ilość poszczególnych elementarnych e_s przez n . Traktując poszczególne e_s jako prawdziwe przesunięcia liniowe punktu przejdziemy do średniego liniowego przesunięcia, kładąc — zgodnie z teorią błędów średniego:

$$e_s^2 = \frac{e_{s1}^2 + e_{s2}^2 + \dots + e_{sn}^2}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n e_{si}^2}{n} \quad (8)$$

W związku z tym będzie:

$$e_s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_{li} c_{pi}}{\varrho^2 (c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)} m_{ai}^2}{n}$$

i dalej po przekształceniu:

$$e_s^2 = \frac{2}{\rho^2} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n \frac{c_{li}^2 c_{pi}^2}{c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i}}{n} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n m^2 \alpha_i}{n} \quad (9)$$

Wprowadźmy oznaczenia

$$\frac{c_{li}^2 c_{pi}^2}{c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i} = K_i^2$$

$$\frac{\sum_{i=1}^n K_i^2}{n} = K_j^2; \quad \frac{\sum_{i=1}^n m^2 \alpha_i}{n} = m^2 \alpha_j$$

Teraz związek (9) przyjmie postać

$$e_{sj} = \frac{\sqrt{2}}{\rho} \cdot K_j \cdot m \alpha_j \quad (10)$$

gdzie symbol „j” jest wskaźnikiem stanowiska S.

4. Interpretacja i sposób wyznaczenia parametru sieciowego K_j

W ogólnym wzorze (10) na średnie liniowe przesunięcie stanowiska e_{sj} wielkość $\frac{\sqrt{2}}{\rho}$ jest wartością absolutnie stałą, niezależną od warunków sieciowych ani pomiarowych. Wielkość ta wynosi 0,000 006 8563.

Wyrażenie K_j nazwać możemy parametrem sieciowym j-ego stanowiska. K_j utrzymuje stałą wartość dla danego punktu i tych samych warunków sieciowych tego punktu, to jest ilości kątów n użytych do obliczeń, ich wielkości oraz długości celowych ze stanowiska do punktów nawiązujących.

Możemy napisać: $K_i = f(\alpha_i, c_{li}, c_{pi})$

Popatrzymy, jaka jest zależność K_i od poszczególnych wielkości doń wchodzących. Jak wiadomo:

$$K_i = \frac{c_{li} \cdot c_{pi}}{\sqrt{c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} \cdot c_{pi} \cdot \cos \alpha_i}}$$

1. Ze względu na kąt α_i :

Gdy $\alpha_i = 0^\circ$, wtedy $\cos \alpha_i = +1$ i przy ustalonych c_{li} i c_{pi} K_i osiąga maksimum.

Wniosek powyższy dotyczy kątów bliskich zera.

$$\text{Gdy } \alpha_i = 90^\circ, \cos \alpha_i = 0, \text{ a } K_i = \frac{c_{li} \cdot c_{pi}}{\sqrt{c_{li}^2 + c_{pi}^2}}$$

Dla $\alpha_i = 180^\circ$ $\cos \alpha_i = -1$, przeto K_i osiąga minimum.

Pod względem znaku K_i jest zawsze dodatnie, wykluczając z praktyki przypadek $\alpha_i = 0^\circ$.

2. Ze względu na długość celowych:

Załóżmy dla uproszczenia $\alpha_i = \text{const} = 90^\circ$, $\cos \alpha_i = 0$, wtedy:

$$K_i = \frac{c_{li} \cdot c_{pi}}{\sqrt{c_{li}^2 + c_{pi}^2}}$$

Widać stąd, że:

a) im większe różnice między celowymi użytymi do wzoru, tym większe K_i , gdyż licznik rośnie wówczas szybciej od mianownika,

b) przy wydłużaniu celowych wzrasta K_i .

Biorąc pod uwagę powyższe rozważania, tudzież wnioski z teorii statystycznych, dochodzimy do stwierdzenia, że właściwe jest wyznaczanie parametru sieciowego K_j z maksymalnej ilości kombinacji obliczonej wzorem:

$$n = \frac{r(r-1)}{2}$$

gdzie r jest ilością punktów nawiązujących dla danego stanowiska S_j . Uzyskujemy wtedy prawdopodobniejsze „średnie warunki”, unikając jednocześnie szkodliwego domino-

wania w sumie K_j pojedynczych K_i odskakujących pod względem wielkości od średniej, zwłaszcza w kierunku dodatnim.

Rozstrzygniemy jeszcze problem określenia wymaganej dokładności wyznaczenia poszczególnych K_i oraz wielkości doń wchodzących.

Ponieważ

$$K_i = f(c_{li}, c_{pi}, \alpha_i)$$

a więc pragnąc znaleźć związek między błędem średnim wielkości K_i czyli m_{K_i} a błędami poszczególnych zmiennych, napiszemy:

$$m_{K_i}^2 = \left(\frac{\partial K_i}{\partial c_{li}} \right)^2 m^2 c_{li} + \left(\frac{\partial K_i}{\partial c_{pi}} \right)^2 m^2 c_{pi} + \left(\frac{\partial K_i}{\partial \alpha_i} \right)^2 m^2 \alpha_i \quad (11)$$

przy czym w celu doprowadzenia do miary łukowej należy błędy kątowe mnożyć przez $\frac{1}{\rho}$. Znajdujemy pochodne

naszej funkcji względem wszystkich zmiennych, a mianowicie:

$$\frac{\partial K_i}{\partial c_{li}} = \frac{c_{pi} (c_{pi}^2 - c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)}{(c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^{3/2}}$$

$$\frac{\partial K_i}{\partial c_{pi}} = \frac{c_{li} (c_{li}^2 - c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)}{(c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^{3/2}}$$

$$\frac{\partial K_i}{\partial \alpha_i} = - \frac{c_{li}^2 c_{pi}^2 \sin \alpha_i}{(c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^{3/2}}$$

ponieważ

$$c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i = \frac{c_{li}^2 c_{pi}^2}{K_i^2}$$

przeto

$$(c_{li}^2 + c_{pi}^2 - 2 c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^{3/2} = \frac{c_{li}^3 c_{pi}^3}{K_i^3}$$

Po uwzględnieniu powyższych wyników proste przekształcenia wzoru (11) prowadzą do ostatecznego związku:

$$m_{K_i} = \frac{K_i^3}{c_{li}^3 c_{pi}^3} \sqrt{c_{pi}^2 (c_{pi}^2 - c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^2 m^2 c_{li} + c_{li}^2 (c_{li}^2 - c_{li} c_{pi} \cos \alpha_i)^2 m^2 c_{pi} + c_{li}^4 c_{pi}^4 \sin^2 \alpha_i m^2 \alpha_i} \quad (12)$$

Zastanówmy się najpierw nad wymaganą dokładnością określenia K_j . W tym celu we wzorze (10) określimy żadaną dokładność wyznaczenia e_s . Dla naszych celów wydaje się, iż nie jest potrzebna większa dokładność e_s niż $\pm 0,1$ mm. Ponieważ $e_{sj} \text{ mm} = 0,006 8563 \cdot K_j m \cdot m \alpha_j$, stwierdzamy na podstawie rozważań popartych rachunkami, że dla osiągnięcia dokładności e_s rzędu 0,1 mm wystarczy wyznaczyć K_j z dokładnością rzędu 0,5 m (przy długościach celowych stosowanych obecnie w sieciach odkształceniowych). Można jednak, zwłaszcza przy pracach naukowo-badawczych, stosować dokładność większą, to jest rzędu 0,1 m. Przy powyższych założeniach dokładność kąta α_i wchodzącego do wyrażenia na K_j , przy zachowaniu względnej dokładności wyznaczania długości celowych rzędu $\frac{1}{200} - \frac{1}{500}$ określamy na kilka minut.

W praktyce poruszenia punktów są na ogół nie większe niż kilka milimetrów, co przy stosowanych celowych nawiązujących, na ogół dłuższych od 100 m, daje zmiany kątów α_i na stanowisku S rzędu kilku — kilkunastu sekund. Z powyższego wynika słuszność określania parametru sieciowego K_j na podstawie pomiaru pierwotnego. Parametr ten — raz obliczony — służy nam do wszystkich następnych prac rozstrzygających o stałości danego stanowiska, a więc pozwala, już prostym wzorem (10) obliczyć przypuszczalne poruszenie punktu. Wzór ten jest tak prosty, że wnioski można wyciągać podczas pracy polowej.

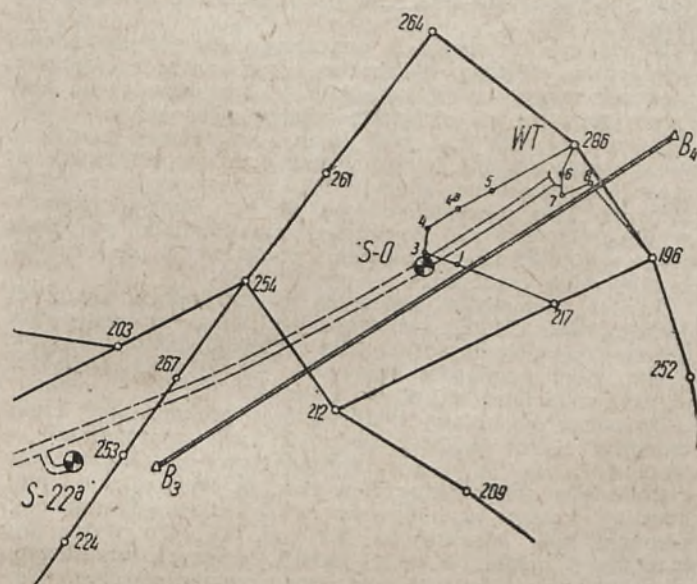
C.d.n.

Tyczenie tunelu na odcinku doświadczalnym warszawskiego metra

Odcinek doświadczalny warszawskiego metra jest pierwszym większym tunelem budowanym u nas po ostatniej wojnie. Tunel ten wykonywany był w wyjątkowo trudnych warunkach hydrogeologicznych, przy czym na znacznej długości budowano go metodą nie stosowaną dotychczas w naszym kraju.

1. Rzut poziomy i profil tunelu. Metody budowy. Tolerancje budowlane

Doświadczalny odcinek warszawskiego metra wynosi około 1200 m tunelu oraz około 70 m sztolni dobiegowej. Idąc od szybu S-22a (rys. 1) mamy najpierw około 20-metrowy odcinek prosty sztolni dobiegowej, która następnie



Rys. 1

skręca w kierunku tunelu łukiem o promieniu 15 m i odcinkiem prostym około 30 m dochodzi do komory rozjazdowej. Z komory rozjazdowej w kierunku północno-wschodnim przechodzi się do właściwego tunelu szlakowego, który biegnie odcinkiem prostym około 900 m aż do szybu S-O. Dalej mamy łagodny łuk o promieniu $R = 1000$ m, z krzywymi przejściowymi, aż do wylotu na powierzchnię (W-T).

Jeśli chodzi o profil tunelu, to idąc znów od szybu S-22a, który ma głębokość około 35 m, mamy wzniesienie $+3\%$ na odcinku około 150 m. Następnie tunel przechodzi we wzniesienie $+32\%$, przy czym załamanie profilu wyokrąglone jest łukiem kołowym o promieniu $R = 3000$ m. Wzniesienie $+32\%$ utrzymuje się na odcinku około 950 m, a dalej — po wyokrągleniu załomu promieniem $R = 3000$ m — tunel przechodzi we wzniesienie $+5\%$. W tym miejscu mamy do czynienia z dość niedogodnym przypadkiem podwójnej krzywizny, to znaczy łuku pionowego oraz jednocześnie łuku poziomego.

Sztolnię dobiegową — ze względu na ciężkie warunki hydrologiczne — wykonywano na całym odcinku pod sprężonym powietrzem, przy czym początkowo przegroda znajdowała się w szybie S-22a, a następnie — w sztolni dobiegowej w okolicy punktu 2205 (rys. 3). Sztolnia posiada obudowę betonową.

Komorę rozjazdową (mniej więcej na odcinku 2253—2257) wykonywano cały czas pod ciśnieniem około 2,5 atmosfery, metodą górniczą z obudową betonową.

Idąc od drugiego końca, odcinek pomiędzy S-O i W-T długości około 300 m wykonywany był metodą odkrywkową. Od S-O w kierunku komory rozjazdowej tunel szlakowy budowano metodą tarczową z obudową turbinową o średnicy 6 m. Na odległości około 200 m od szybu S-O konieczne było założenie śluzy i dalsza praca postępowała już pod sprężonym powietrzem. Po wybudowaniu dalszego odcinka, śluzę przeniesiono o dalsze 250 m w kierunku przodka.

Dla omawianego układu ustalono na początku jako dopuszczalny błąd przebitki — wielkość ± 70 mm. Tolerancja ta wynikała z analizy wzajemnych wymiarów światła tunelu oraz skrajni taboru, jak również z warunków budowlanych pomiędzy tunelem szlakowym tubingowym i komorą rozjazdową w obudowie betonowej. Nie wdając się w ocenę stopnia słuszności tak ustalonej tolerancji, należy stwierdzić, że została ona przyjęta jako obowiązująca do wszystkich dalszych rozważań geodezyjnych.

2. Rozmieszczenie punktów osnowy. Sposób pomiaru i dokładności osnowy na powierzchni. Baza azymutalna

Osnowa geodezyjna dla potrzeb projektu i tyczenia tuneli metro — ze względu na niepewność w owym okresie sieci triangulacyjnej m. st. Warszawy oraz z powodu projektowanego wówczas szybkiego tempa budowy — została założona w postaci sieci poligonizacji precyzyjnej, o bokach mierzonych bezpośrednio drutami inwarowymi oraz kątach mierzonych z najwyższą dokładnością osiągalną w warunkach miejskich. Sieć ta została wyrównana jako sieć niezależna.

Punkty stabilizowano specjalnie starannie na głębokości około 2,40 m. W celu zwiększenia przyczepności dolnej części znaku do warstwy gruntu nie podlegającej zamarzaniu, przy betonowaniu znaku na głębokości od 2,40 m do 1,40 m poniżej poziomu, beton silnie ubijano, a przez to wtłaczano go w grunt. Górną część znaku (powyżej 1,40 m) wykonywano o gładkich ściankach oraz obsypywano ją piaskiem dla zmniejszenia jej tarcia o warstwę gruntu zamarzającą, a więc — podlegającą okresowym ruchom. Głowica znaku przystosowana była zarówno do dokładnego zdefiniowania punktu poligonowego (przez nacięcie krzywizny liniami o grubości około 0,2 mm), jak i do dokładnego określenia wysokości (kształt półkulisty).

Pomiary długości przeprowadzano drutami inwarowymi. Każde przesło (24 m) mierzono dwoma drutami, wykonując na każdym drucie po trzy pary odczytów (dopuszczano różnice do 0,3 mm). Pomiar przeprowadzono tam i z powrotem. Do pomiaru końcówek stosowano przymiary inwarowe 8- i 4-metrowe oraz taśmki stalowe 2- i 1-metrowe, wszystkie te dodatkowe przymiary zaopatrzone były w skale milimetrowe, identyczne ze skalami używanymi przy drutach norm-inwch. Jednocześnie z pomiarem niwelowano czopy wskaźnikowe oraz mierzono temperaturę. Ze względu na ruch uliczny pomiary odbywały się nierzadko w nocy, a w porze letniej — od świtu do rana. W trakcie pomiarów przeprowadzano komparacje drutów mniej więcej co 2-4 tygodnie. Wyniki pomiarów redukowano ze względu na komparację, temperaturę, różnice wysokości oraz na poziom zera Wisły, jako przyjęty poziom odniesienia. Średni błąd względny pomiaru boku (ustalony w warunkach technicznych na 1:100 000) wynosił przeciętnie około 1:400 000.

Pomiar kątów poligonizacji wykonywano teodolitem Kerna DKM-2 o dokładności jednej działki mikrometru $2''$, z optycznym centrowaniem oraz kompletem sygnałów tarczowych. Stwierdzono, że system pionów optycznych w teodolicie i sygnałach zastosowany przez firmę Kern pozwala na osiągnięcie najwyższej dokładności centrowania (w granicach 0,5 mm). Obserwacje wykonywano metodą katową w 3 seriach. Średni błąd kąta (ustalony w warunkach technicznych na $\pm 2''$) wyniósł przeciętnie $\pm 1''$, co w warunkach miejskich i przy długości celowych około 300 m należy uznać za wybitne osiągnięcie.

Wyrównanie przeprowadzono w sposób ściślejszy metodą obserwacji pośrednich według wytycznych prof. dr inż. St. Hausbrandta. Wyniki wyrównania potwierdziły całkowicie wysoką klasę wykonanej sieci, uzyskano bowiem przeciętnie średni błąd względny sieci około 1:100 000.

Jak wspomniano wyżej, punkty poligonowe służyły jednocześnie jako repery wysokościowe. Punkty te zaniwelowano precyzyjnie w nawiązaniu do reperów fundamentalnych m. st. Warszawy.

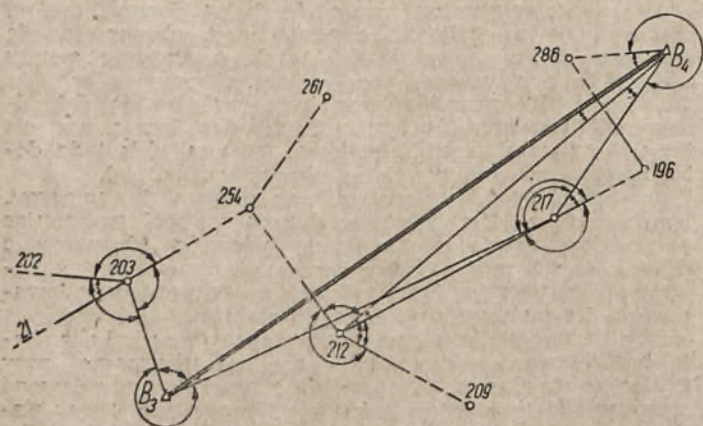
Do niwelacji używano niwelatorów precyzyjnych Zeiss'a oraz radzieckich HA-1 oraz łat z taśmami inwarowymi. Przeciętne odległości od instrumentu do łat wynosiły 30—40 m. Na każdym stanowisku niwelowano dwukrotnie, zmieniając poziom instrumentu. Każdy odcinek niwelowa-

no tam i z powrotem. Wyrównanie sieci niwelacyjnej przeprowadzono metodą obserwacji pośrednich. Średni błąd kilometrowy wyniósł przeciętnie około $\pm 1,5$ m.

Rysunek 1 obrazuje osnovę geodezyjną na omawianym odcinku tunelu. Pokazano na nim zasadniczo główne ciągi poligonowe. Wyjątkowo pokazano również ciągi doprowadzające, które służyły do wyznaczania odcinka tunelu pomiędzy S-O i W-T budowanego metodą odkrywkową: są to ciągi 217—1—3—4—4a—5—233 oraz 233—6—7—8—193.

Mimo tak wysokich dokładności uzyskanych przy zakładaniu sieci poligonowej, zachodziły obawy, czy powiązanie kierunkowe na powierzchni pomiędzy obu końcami tunelu, składające się z co najmniej 8 kątów, nie wpłynie decydująco na poprzeczny błąd przebitki. Dla zabezpieczenia się przed tą ewentualnością postanowiono stworzyć możliwie bezpośrednie powiązanie kierunkowe pomiędzy obu końcami. W tym celu w rejonie szybu S-22a wybrano punkt B_3 , w rejonie zaś wlotu W-T wybrano punkt B_4 . Obydwa punkty wybrano i utrwalono na dachach tak, że istnieje pomiędzy nimi wzajemna widoczność. Niezależnie od tego punkt B_3 widoczny jest ze stanowiska przyszybowego, z którego wykonuje się nawiązanie kierunku przez szyb (metodą Weisbacha). Punkt B_4 widoczny jest ze stanowiska przy wlocie do tunelu. W ten sposób powiązanie kierunkowe na powierzchni pomiędzy obu końcami tunelu odbywało się każdorazowo przez pomiar 4 kątów: na stanowisku przyszybowym, na punkcie B_3 , na punkcie B_4 i na stanowisku przy wlocie W-T.

W celu określenia azymutu bazy B_3-B_4 przeniesiono na nią azymut z różnych boków poligonowych i to zarówno na końcu B_3 , jak i na końcu B_4 (rys. 2). Do wyliczenia azymutu bazy należało pomierzyć szereg kątów (uwidocz-



Rys. 2

nionych na rysunku 2) zarówno na punktach poligonowych, jak i na obu końcach bazy B_3 i B_4 . Kąty te na punktach poligonowych (naziemnych) mierzono teodolitem Kerna DKM-2, metodą kątową w 3 seriach. Na punktach B_3 i B_4 (na dachach) kąty mierzono teodolitem Zeissa ThII, metodą kierunkową również w 3 seriach. Wychodząc z różnych boków poligonowych przy pomocy pomierzonych kątów otrzymano ogółem 10 wyników, z których wyprowadzono średnią wartość azymutu bazy. Określenie azymutu bazy B_3-B_4 wykonano niezależnie w grudniu 1953 r. i w marcu 1954 r., uzyskując następujące wyniki:

$$\alpha_{B_3-B_4} = 51^\circ 16' 18'' \pm 0'' \cdot 8 \quad (\text{wynik z grudnia 1953 r.})$$

$$\alpha_{B_3-B_4} = 51^\circ 16' 18'' \pm 0'' \cdot 7 \quad (\text{wynik z marca 1954 r.})$$

Jak widać, zgodność obu wyników była bardzo duża i gwarantowała dobre powiązanie kierunkowe obu końców tunelu.

3. Nawiązanie kierunku, współrzędnych i wysokości na obu końcach tunelu

Jak wspomniano wyżej, część tunelu pomiędzy S-O i W-T wykonywano metodą odkrywkową. Do tyczenia robot w tej części tunelu służyły ciągi posilkowe pokazane na rysunku 1. W oparciu o te ciągi wyznaczano miejsca bicia pali ścianek ochronnych, miejsca studzienek odwadniających, wyznaczano wykopy, krawędzie płyty tunelu, ściany oraz strop. Po wykonaniu tej części tunelu założono w nim ciąg poligonowy, nawiązany bezpośrednio przez wlot do punktów poligonowych na powierzchni (286 i 196). Ciąg ten skontrolowano przez uwiązanie go do pionu opuszczonego w szybie S-O, którego współrzędne określono pomiarem z punktów osnovy na powierzchni. Kontrolne uwią-

zanie ciągu w tunelu pomiędzy W-T i S-O wykazało dokładność rzędu 1:100 000. Ten ciąg poligonowy był następnie przedłużany w kierunku przodka, w miarę postępu robot metodą tarczową od S-O w kierunku na S-22a. Tak więc przez szyb S-O przenoszono kierunek jedynie w początkowej fazie budowy tunelu tarczą; dalsze prowadzenie tarczy odbywało się w oparciu o punkty poligonu nawiązanego przez wlot W-T do punktów 286 i 196.

Na szybie S-22a, w początkowej fazie budowy, kierunek przeniesiono uproszczoną metodą R'oxa, przy czym nawiązanie było wybitnie utrudnione w związku z budową stropu oraz urządzeń kęsowych w szybie. Nawiązanie to oparte było na pionach rozstawionych zaledwie około 0,5 m. W związku z tym pierwszych 30 m sztolni budowano przy orientacji z dokładnością zaledwie $\pm 0,5^\circ$. Dopiero później zabetonowano prowizoryczny przodek, wypuszczono sprężone powietrze, otwarto śluzy i przeprowadzono orientację metodą Weisbacha. Ogółem tą metodą nawiązanie kierunku i współrzędnych (oraz wysokości) wykonywano trzy razy: w listopadzie 1953 r., w październiku 1955 r. i w październiku 1956 r.

Nawiązanie kierunku i współrzędnych przeprowadzano wielokrotną metodą Weisbacha z przesuwaniem pionów. Stosunek odległości od stanowiska przyszybowego do bliższego pionu (b), do odległości pomiędzy pionami $a \approx 5$ m wynosił około 1,5. Kąt, pod jakim obserwowano pion, (α) nie przekraczał 1° . Odrzutowanie punktów odbywało się przy pomocy pionów z drutu fosforo-brązowego o średnicy 0,5 mm, obciążonych po 20 kg. Piony zanurzano w wiadrach z wodą. Ze względu na niewielką głębokość szybu (około 35 m) odrzutowanie punktów nie przedstawiało większych trudności.

Pomiar elementów liniowych w trójkątach łączących wykonywano ruletką stalową z podziałem milimetrowym, przesuwając ruletkę trzykrotnie po każdej parze odczytów. Średni błąd pomiarów liniowych w trójkątach łączących wynosił przeciętnie od 0,5 do 1,0 mm.

Do pomiarów kątowych używano w przeważającej części teodolity Kerna DKM-2 (w niektórych przypadkach — teodolit Zeissa ThII) oraz sygnały tarczowe Kerna. Błąd centrowania nie przekraczał w żadnym przypadku 0,5 mm. Pomiary kątowe wykonywano w 3 seriach. Średni błąd pomiaru kąta wynosił od $\pm 3''$ do $\pm 6''$. Po wykonaniu wszystkich pomiarów w trójkątach łączących, przesuwano obydwie piony o około 15 mm przy użyciu specjalnych płytek, w kierunku mniej więcej prostopadłym do stanowiska instrumentu. Po przesunięciu powtarzano pomiar zarówno elementów liniowych, jak i kątowych w nowo utworzonych trójkątach łączących na nad- i podszybiu. Następnie znów przesuwano piony o około 15 mm i powtarzano po raz trzeci wszystkie pomiary. W ten sposób uzyskiwano trzy niezależne nawiązania. Obliczenie i wyrównanie trójkątów łączących wykonywano w sposób przybliżony, rozrzucając odchyłkę tylko na elementy liniowe.

Ogólny średni błąd orientacji wynosił od $\pm 5''$ do $\pm 13''$. Błąd przeniesienia współrzędnych z powierzchni na podszybie wynosił ± 2 mm.

Jednocześnie z nawiązaniem azymutu i współrzędnych wykonywano nawiązanie wysokościowe. Nawiązanie to przeprowadzano przy pomocy opuszczanej taśmy 50-metrowej oraz dwóch niwelatorów. Na nadszybiu używano niwelator Wilda N3, na podszybiu — niwelator Geortza. Nawiązanie wykonywano przy trzech różnych horyzontach niwelatorów. Przy obliczaniu uwzględniano poprawkę na komparację oraz na temperaturę taśmy; poprawkę na rozciąganie taśmy pod wpływem ciężaru własnego pomijano ze względu na niewielką głębokość szybu.

Ogólny średni błąd nawiązania wysokościowego uzyskiwano rzędu ± 3 mm.

4. Pomiary pod ziemią. Tyczenie wyrobisk. Prowadzenie tarczy

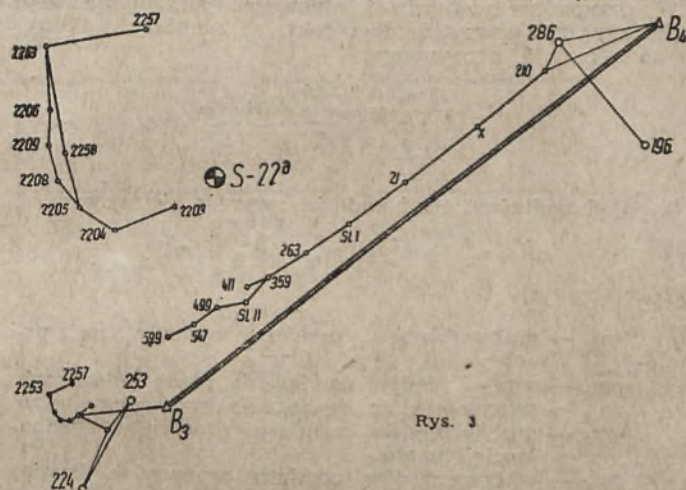
Na rysunku 3 pokazano podziemne ciągi poligonowe założone w sztolni dobiegowej oraz komorze rozjazdowej budowanych z S-22a, jak również pokazano ciąg założony w tunelu szlakowym od W-T w kierunku komory rozjazdowej.

Jak widać, ciąg w sztolni dobiegowej ma kształt bardzo niedogodny oraz boki bardzo krótkie (najkrótszy bok — około 13 m). Ciąg w tunelu jest prostoliniowy i zasadniczo o dość długich bokach (około 200 m), jednakże w dalszej części tunelu zakładane były przegrody i śluzy, co oczywiście utrudniło pomiary i uniemożliwiło stosowanie długich boków wzdłuż całego tunelu.

Punkty utrwalano niemal wyłącznie w spagu, co było uzasadnione tym, że zarówno teodolity, jak i sygnały stosowane do pomiarów zaopatrzone były w pion optyczny. Punkty w sztolni utrwalano bolcami osadzonymi w betonie. Podobnie stabilizowano punkty w betonie części tunelu pomiędzy W-T i S-O. W tunelu z obudową tubingową znaki poligonowe nacinano na spłowanych poziomo żebrach tubingów. Znaki zabezpieczano drewnianymi lub metalowymi przykryciami chroniącymi je od przypadkowych uszkodzeń.

Długości boków w sztolni mierzono ruletką podwieszoną na statywach. Jako wskaźniki służyły tarcze celownicze Kerna zaopatrzone w indeksy (pomysł mgr inż. T. Sosnowskiego). Ruletkę odczytywano trzykrotnie — przesuwając ją po każdej parze odczytów. Długości boków w tunelu mierzono drutami inwarowymi podobnie jak na powierzchni. Względny błąd pomiaru boków ruletką w sztolni można określić na 1:10 000. Względny błąd pomiaru boków drutami w tunelu — około 1:100 000.

Pomiar kątów zarówno w sztolni, jak i w tunelu wykonywano teodolitami Kerna DKM-2. Jako sygnały służyły najczęściej tarcze Kerna z pionami optycznymi bądź też igły stalowe ustawione bezpośrednio w punktach nawierconych na żebrach tubingów; za igłami ustawiono ekrany z kalki kreślarskiej oświetlane od tyłu. Obserwacje przeprowadzano najczęściej w trzech seriach. Teodolity ustawiano bądź na normalnych statywach, bądź też na



Rys. 3

konsołach (w tunelu tubingowym) improwizowanych w warsztacie na placu budowy. Średni błąd kąta mierzonego w tunelu wynosił przeciętnie $\pm 3''$; w sztolni, ze względu na bardzo krótkie celowe, średni błąd dochodził do $\pm 4''$.

Jako repery niwelacji podziemnej służyły zasadniczo te same znaki, którymi stabilizowano punkty poligonowe. Niwelację przeprowadzano niwelatorami Geortza przy użyciu zwykłych łat. Na każdym stanowisku niwelowano dwukrotnie, zmieniając poziom niwelatora. Średni błąd kilometrowy dla niwelacji podziemnej można przyjąć rzędu ± 7 mm.

Zarówno w sztolni i komorze rozjazdowej, jak i w tunelu szlakowym, niemal przez cały czas, prace były prowadzone pod sprężonym powietrzem. Dlatego też w sztolni w okolicy punktu 2205 znajdowała się służa. W tunelu tubingowym służa znajdowała się początkowo w punkcie S1.I, a następnie — po zaawansowaniu robót — założono nową służę w punkcie S1, II, likwidując starszą służę. Istnienie służ w wyrobiskach wymagało oczywiście specjalnych zabiegów dla przejścia z pomiarem poligonowym i niwelacyjnym ze strefy normalnego ciśnienia do strefy sprężonego powietrza. Przechodzenie z pomiarami wykonywano najczęściej przy pomocy punktu pomocniczego w służu bądź też przy pomocy trójkątów łączących¹⁾.

Punkty osnowy w sztolni dobiegowej służyły za podstawę ostatecznego zadawania osi sztolni zarówno w płaszczyźnie poziomej, jak i pionowej. Punkty osiowe wyznaczano przez odłożenie odpowiednich miar od punktów poligonowych, a następnie utrwalano je w stropie klamkami lub gwoździakami. Dalsze znaki osiowe na przodku wyznaczano tyczeniem „na siebie”, zawieszając następny pion

w płaszczyźnie dwóch pionów wskazujących kierunek. Punkty osiowe utrwalano w odstępach 5–10 m jeden od drugiego. Dokładność wyznaczenia znaków osiowych wynosiła około ± 1 cm. Łuki w sztolni tyczono metodą przedłużanych cięciw.

Zadawanie rzędnych na przodku wykonywano w oparciu o ostatni znak wysokościowy. W tym celu używano najczęściej zwykłego niwelatora i łat krótkich wysuwanych, bądź też zadawano rzędne przy pomocy naczyń połączonych (wagi wodnej). Dokładność wyznaczania rzędnych na przodku wynosiła około ± 5 mm.

Po wyjściu ze sztolni do komory rozjazdowej wyznaczano osi komory, położenie nadsiewiastów, przenoszono kierunek i rzędne do sztolni kalotowej, wyznaczano poszczególne odcinki kaloty oraz sklepienia, wyznaczano ściany i spąg.

Tunel szlakowy od S-O w kierunku na S-22a wykonywany był tarczą z obudową tubingową. W związku z tym tyczenie tego tunelu polegało na wyznaczeniu osi oraz prowadzeniu tarczy możliwie najdokładniej po przedłużeniu osi. Os tunelu wyznaczano i kontrolowano w oparciu o punkty osnowy zakładane kolejno od S-O w kierunku do przodka. Znaki osiowe utrwalano nacięciami na żebrach tubingów.

W celu określenia każdorazowego położenia tarczy w stosunku do wytyczonej osi, wyznaczono osi tarczy i utrwalono ją przy pomocy specjalnych listew metalowych z podziałkami. Niezależnie od tego na tarczy utrwalono znaki wysokościowe służące do prowadzenia tarczy po zaprojektowanym profilu. Po każdym przesunięciu tarczy do przodu, określono jej położenie zarówno w planie jak i w profilu w stosunku do projektowanej osi. Znajomość dokładnych odchyleń tarczy od osi pozwalała na korygowanie jej ruchu przy następnym przesuwie²⁾.

Niezależnie od pomiarów związanych z prowadzeniem tarczy, co pewien okres czasu określano odkształcenia tarczy (jej eliptyczność) przez dokładny pomiar dwóch jej średnic wzajemnie prostopadłych. Poza tym kontrolowano eliptyczność montowanych pierścieni, śledzono wyprzedzanie przedniej płaszczyzny pierścieni w stosunku do osi tunelu oraz ustalano miejsca, w których należało zastosować wkładki klinowe dla naprowadzenia pierścieni tubingowych na właściwe miejsce. W związku z tym zakresem prac konieczne było wprowadzenie stałego nadzoru geodezyjnego; na każdą zmianę załogi wyznaczeni byli tak zwani „geodeci zmianowi”.

5. Obliczenie przewidywanego błędu przebitki

Po zaawansowaniu budowy na około 200 m przed zbliżeniem, przeprowadzono analizę przewidywanych błędów przebitki. Niżej podany jest w skrócie tok obliczenia w oparciu o faktycznie uzyskiwane dokładności pomiarów wraz z uwzględnieniem kształtu osnowy.

a. Błąd poprzeczny. Błąd przebitki wyraża się wzorem³⁾:

$$m_u^2 = m_{u_1}^2 + m_{u_2}^2 + m_{u_3}^2 + m_{u_4}^2 + m_{u_5}^2$$

gdzie:

- m_{u_1} — wpływ błędów pomiaru osnowy na powierzchni,
- m_{u_2} — wpływ błędów nawiazania przez jeden szyb,
- m_{u_3} — wpływ błędów nawiazania przez drugi szyb,
- m_{u_4} — wpływ błędów pomiaru osnowy w jednej części tunelu,
- m_{u_5} — wpływ błędów pomiaru osnowy w drugiej części tunelu.

Wpływ błędów pomiarów na powierzchni, w danym przypadku, przy zastosowaniu bazy kierunkowej B_2-B_3 , będzie się odnosić do błędów pomiarów kątów przy obu końcach bazy (na stanowiskach B_3 i B_4). Jeżeli przez m_β oznaczmy średni błąd pomiaru kąta na każdym ze stanowisk B_3 i B_4 , to

$$m_{u_1} = m_\beta \sqrt{2}$$

Błąd m_β możemy przyjąć podobnie jak dla kątów w poligonizacji w wysokości $\pm 1''$. A zatem

$$m_{u_1} = \pm 1'' \sqrt{2} = \pm 1,4''$$

²⁾ Szczegóły prowadzenia tarczy opisane są w książce mgr inż. K. Bramorskiego „Geodezja w budownictwie tunelowym”. Państw. Przedś. Wyd. Kartograficznych, Warszawa, 1957.

³⁾ K. Bramorski — Geodezja w budownictwie tunelowym. PPWK 1957, str. 336.

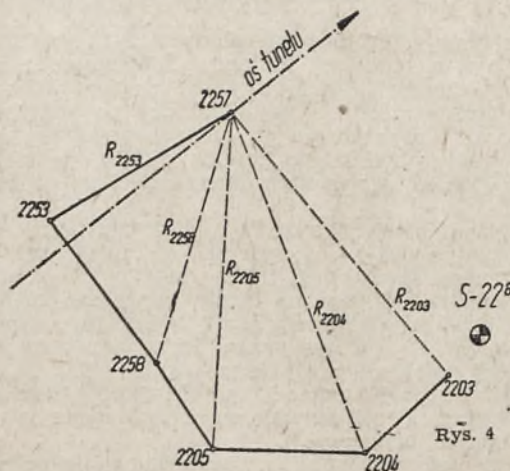
¹⁾ Patrz: K. Bramorski — Przejście z pomiarami przez komory służowe. Przegl. Geodez. nr 1/1957 r.

Wielkość powyższa na odległości około 1200 m daje liniowo

$$m_{u1} = \frac{1,4 \cdot 1\,200\,000}{206\,265} = 8 \text{ mm}$$

Błąd orientacji przez szyb S-22a, ze względu na specyficzny kształt ciągu w sztolni dobiegowej (rys. 4), nie wpływa na błąd poprzeczny przebitki ($m_{u2} = 0$) i uzewnętrznia się tylko przesuwaniem się punktu 2257 mniej więcej wzdłuż osi tunelu, a więc daje on jedynie błąd podłużny, co będzie uwzględnione niżej.

Od strony W-T mamy nawiązanie ciągiem wchodzącym przez wlot poziomy; wobec tego $m_{u3} = 0$.



Wpływ błędów pomiarów osnowy podziemnej w sztolni dobiegowej od S-22a wyrazi się wzorem

$$m_{u4} = -\sin \varphi \sqrt{m_{\beta}^2 \sum_{i=1}^{n-1} (R_i)_y^2 + m_s^2 \sum_{i=1}^{n-1} \cos^2 \alpha_i} + \cos \varphi \sqrt{m_{\beta}^2 \sum_{i=1}^{n-1} (R_i)_x^2 + m_s^2 \sum_{i=1}^{n-1} \sin^2 \alpha_i}$$

gdzie:

- φ — azymut osi tunelu,
- m_{β} — średni błąd pomiaru kąta,
- m_s — średni błąd pomiaru boku,
- n — ilość punktów ciągu,
- R_i — promienie łączące końcowy punkt ciągu z kolejnymi punktami załamania,
- $(R_i)_y$ i $(R_i)_x$ — rzuty promieni R_i na obie osie układu współrzędnych,
- α — azymuty boków.

Niżej podajemy obliczenie wielkości m_{u4} .

Tablica I

N-ry p-tów	$(R)_y$ m	$(R)_x$ m	$\frac{(R)_y}{\rho''}$ mm	$\frac{(R)_x}{\rho''}$ mm	$\left[\frac{(R)_y}{\rho''}\right]^2$	$\left[\frac{(R)_x}{\rho''}\right]^2$	α	$\sin^2 \alpha$	$\cos^2 \alpha$
2203	29	34	0,14	0,16	0,02	0,03	230°	0,590	0,411
2204	18	45	0,09	0,22	0,00	0,05	275°	0,993	0,008
2205	2	44	0,01	0,21	0,00	0,04	228°	0,278	0,723
2258	10	33	0,05	0,16	0,00	0,03	326°	0,310	0,690
2253	24	14	0,12	0,07	0,01	0,00	62°	0,767	0,213
2257					0,03	0,15		2,938	2,050

$$m_{\beta} = \pm 4'' \quad m_s = \pm 2 \text{ mm} \quad \varphi = 52^\circ \quad \sin \varphi = 0,788 \quad \cos \varphi = 0,616$$

$$m_{u4} = -0,788 \sqrt{16 \cdot 0,03 + 4 \cdot 2,050} + 0,616 \sqrt{16 \cdot 0,15 + 4 \cdot 2,938} = -0,788 \sqrt{0,48 + 8,20} +$$

$$+ 0,616 \sqrt{2,40 + 11,75} = -0,788 \sqrt{8,68} + 0,616 \sqrt{14,15} = -0,788 \cdot 2,94 + 0,616 \cdot 3,76 = -2,32 + 2,32 = 0$$

Wpływ błędów pomiarów osnowy podziemnej od W-T, ze względu na to, że mamy tu ciąg praktycznie biorąc prostoliniowy i równoboczny, wyrazi się wzorem

$$m_{u5} = \frac{m_{\beta}''}{\rho''} L \sqrt{\frac{n}{3}} \quad m_{\beta} = \pm 3''$$

Biorąc pod uwagę rysunek 3 oraz zakładając, że do miejsca przebitcia potrzeba będzie założyć jeszcze dwa boki poligonu, otrzymamy $n = 12$ i $L = 1200$ m. Stąd

$$m_{u5} = \frac{3 \cdot 1\,200\,000}{206\,265} \sqrt{\frac{12}{3}} = \frac{3 \cdot 1\,200\,000 \cdot 2}{206\,265} = 35 \text{ mm}$$

Możemy zatem obliczyć całość średniego błędu poprzecznego

$$m_u^2 = 8^2 + 35^2 = 64 + 1230 = 1294$$

$$m_u = 36 \text{ mm}$$

W przypadku najbardziej niekorzystnym, biorąc błąd graniczny oraz uwzględniając fakt, że pomiary wykonywano 3-krotnie, otrzymamy

$$M_u = \frac{3 m_u}{\sqrt{k}} = \frac{3 \cdot 36}{\sqrt{3}} = 64 \text{ mm}$$

b. Błąd podłużny. Błąd podłużny wyraża się wzorem

$$m_l^2 = m_{l1}^2 + m_{l2}^2 + m_{l3}^2 + m_{l4}^2 + m_{l5}^2$$

gdzie:

- m_{l1} — wpływ błędów pomiaru osnowy na powierzchni,
- m_{l2} — wpływ błędów nawiązania przez jeden szyb,
- m_{l3} — wpływ błędów nawiązania przez drugi szyb,
- m_{l4} — wpływ błędów pomiaru osnowy w jednej części tunelu,
- m_{l5} — wpływ błędów pomiaru osnowy w drugiej części tunelu.

Za osnowę na powierzchni wiążącą szyb S-22a z wlotem W-T możemy uważać ciąg 253—267—254—261—234—283, gdyż wiąże on najkrótszą drogą obydwa końce tunelu (patrz rys. 1). Wpływ pomiarów tego ciągu obliczymy ze wzoru

$$m_{l1} = \cos \varphi \sqrt{m_{\beta}^2 \sum_{i=1}^{n-1} (R_i)_y^2 + m_s^2 \sum_{i=1}^{n-1} \cos^2 \alpha_i} + \sin \varphi \sqrt{m_{\beta}^2 \sum_{i=1}^{n-1} (R_i)_x^2 + m_s^2 \sum_{i=1}^{n-1} \sin^2 \alpha_i}$$

(wszystkie oznaczenia — jak wyżej z tym, że dotyczą one osnowy na powierzchni).

Niżej podajemy obliczenie wielkości m_{l1} (rys. 5).

$$m_{\beta} = \pm 1'' \quad m_s = \pm 1 \text{ mm} \quad \varphi = 52^\circ \quad \sin \varphi = 0,788 \quad \cos \varphi = 0,616$$

$$m_{l1} = 0,616 \sqrt{1 \cdot 48,09 + 1 \cdot 3,146} + 0,788 \sqrt{1 \cdot 20,62 + 1 \cdot 1,859} = 0,616 \sqrt{51,24} + 0,788 \sqrt{22,48} = 0,616 \cdot 7,16 + 0,788 \cdot 4,75 = 4,40 + 3,74 \approx 8 \text{ mm}$$

Błąd orientacji przez szyb S-22a, ze względu na kształt ciągu w sztolni, równoznaczny jest z wpływem skreślenia całego ciągu podziemnego dokoła punktu 2203. Zatem (rys. 4)

$$m_{l2} = \frac{m_{\beta}''}{\rho''} L$$

gdzie:

- m_{β} — ogólny błąd orientacji,
- L — odległość od 2203 do 2257.

Wobec tego

$$m_{t_2} = \frac{13'' \cdot 45 000}{206 265} = 3 \text{ mm}$$

Od strony W—T mamy nawiązanie ciągiem, wobec tego $m_{t_3} = 0$.

Wpływ błędów pomiarów osnowy w sztolni dobiegowej wynosi (patrz tabela 1):

$$m_{t_4} = 0,616\sqrt{16 \cdot 0,3 + 4 \cdot 2,050 + 0,788\sqrt{16 \cdot 0,15 + 4 \cdot 2,938}} = 0,616 \cdot 2,94 + 0,788 \cdot 3,76 = 1,80 + 2,96 \approx 5 \text{ mm}$$

Wpływ błędów pomiarów osnowy w tunelu szlakowym, ze względu na to, że ciąg jest w przybliżeniu prostoliniowy i równoboczny, wyrazi się wzorem

$$m_{t_5} = m_s \sqrt{n-1}$$

gdzie:

m_s — średni błąd pomiaru długości ($m_s = \pm 2 \text{ mm}$),

$n-1$ — ilość boków.

Zatem

$$m_{t_5} = 2 \sqrt{11} = 2 \cdot 3,32 \approx 7 \text{ mm}$$

Możemy zatem obliczyć całość średniego błędu podłużnego

Tabela II

N-ry p-tów	(R) _y m	(R) _x m	(R) _y q'' mm	(R) _x q'' mm	[(R) _y] q'' ²	[(R) _x] q'' ²	α	$\sin^2 \alpha$	$\cos^2 \alpha$
253	870	685	4,21	3,32	17,68	11,05	33°	0,297	0,704
267	750	500	3,64	2,42	13,23	5,86	33°	0,297	0,704
254	640	325	3,10	1,58	9,61	2,50	33°	0,297	0,704
261	480	85	2,32	0,41	5,38	0,17	33°	0,297	0,704
264	305	210	1,48	1,02	2,19	1,04	125°	0,671	0,330
286					48,09	20,62		1,859	3,146

$$m_t^2 = 8^2 + 3^2 + 5^2 + 7^2 = 64 + 9 + 25 + 49 = 147$$

$$m_t = 12 \text{ mm}$$

W przypadku najbardziej niekorzystnym, biorąc błąd graniczny oraz uwzględniając fakt, że pomiary wykonywano 3-krotnie, otrzymamy

$$M_t = \frac{3 m_t}{\sqrt{k}} = \frac{3 \cdot 12}{\sqrt{3}} = 21 \text{ mm}$$

c. Błąd wysokościowy. Błąd wysokościowy przebitki wyraża się wzorem

$$m_h^2 = m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2 + m_{h_3}^2 + m_{h_4}^2 + m_{h_5}^2$$

gdzie:

m_{h_1} — błąd niwelacji na powierzchni,

m_{h_2} — błąd nawiązania wysokościowego przez jeden szyb,

m_{h_3} — błąd nawiązania wysokościowego przez drugi szyb,

m_{h_4} — błąd niwelacji w jednej części tunelu,

m_{h_5} — błąd niwelacji w drugiej części tunelu.

Niwelacja była wykonywana po tych samych punktach co i pomiar poligonowy.

Średni błąd kilometrowy niwelacji na powierzchni wynosił $\pm 1,5 \text{ mm}$, co przy długości ciągu pomiędzy S—22a i W—T około 1,5 km daje średni błąd niwelacji

$$m_{h_1} = 1,5 \sqrt{1,5} = 1,8 \text{ mm} \approx 2 \text{ mm}$$

Średni błąd nawiązania wysokościowego przez szyb

$$m_{h_2} = \pm 3 \text{ mm}$$

Od strony W—T nie ma nawiązania przez szyb ($m_{h_3} = 0$).

Średni błąd kilometrowy niwelacji pod ziemią można przyjąć rzędu $\pm 7 \text{ mm}$. Stąd średni błąd niwelacji od strony S—22a

$$m_{h_4} = 7 \sqrt{0,1} = 2 \text{ mm}$$

Odpowiednio od strony W—T.

$$m_{h_5} = 7 \text{ mm} \sqrt{1,2} = 8 \text{ mm}$$

Możemy zatem obliczyć całość błędu wysokościowego

$$m_h^2 = 2^2 + 3^2 + 2^2 + 8^2 = 4 + 9 + 4 + 64 = 81$$

$$m_h = 9 \text{ mm}$$

Biorąc błąd graniczny oraz uwzględniając fakt, że pomiary wykonywano 3-krotnie, otrzymamy

$$M_h = \frac{3 m_h}{\sqrt{k}} = \frac{3 \cdot 9}{\sqrt{3}} = 17 \text{ mm}$$

Jak wynika z powyższej analizy, błąd przebitki we wszystkich trzech składowych (błąd poprzeczny, podłużny i wysokościowy), przy zbiegu najbardziej niekorzystnych warunków, powinien utrzymać się w granicach ustalonej tolerancji, to znaczy $\pm 70 \text{ mm}$.

6. Uzyskane dokładności przebitki

W okresie, gdy tarcza posuwająca się od strony S—O znajdowała się około 40—50 m od czoła komory rozjazdowej, poprowadzono od strony komory sztolnię o niedużym przekroju w kierunku tarczy i wykonanego już tunelu szlakowego. Poprowadzenie sztolni miało na celu wcześniejsze ustalenie błędów przebitki (w szczególności błędów poprzecznego i wysokościowego) w tym celu, aby można je było wyrównać na pozostałych kilkudziesięciu metrach tunelu.

Przebitka pomiędzy sztolnią, a gotowym odcinkiem tunelu w obudowie tubingowej nastąpiła w połowie lipca 1957 r. Porównując wzajemne położenie osi zadanej w sztolni oraz osi zadanej w tunelu stwierdzono, że błąd poprzeczny wynosi 18 mm, zaś błąd wysokościowy — 32 mm (błąd długościowego, jako nieistotnego w tym przypadku, nie wyznaczano).

Faktycznie uzyskana dokładność przebitki w kierunku poprzecznym do osi stanowi więc zaledwie połowę spodziewanego błędu, zaś około jednej czwartej błędu, z jakim liczone się w najgorszym przypadku. Można zatem uznać ten wynik za bardzo dobry.

Zaskakująco duży wypadek natomiast błąd w wysokości; przewyższa on niemal dwukrotnie błąd, z jakim można było liczyć się przy najgorszym zbiegu okoliczności. Tak duży błąd nie da się wytłumaczyć błędami przypadkowymi. Ponieważ nawiązanie reperów podziemnych do reperów na powierzchni oraz niwelacja reperów pod ziemią były wykonywane kilkakrotnie, nie może mieć tu miejsca błąd gruby. Sieć reperów na powierzchni również nie budzi wątpliwości. Jedynym wytłumaczeniem tak dużego błędu może być w tym przypadku osiadanie całego tunelu wykonywanego w ciężkiej obudowie tubingowej w trudnych warunkach wodnych. Należy przypuszczać, że od czasu ostatniego nawiązania wysokościowego (w październiku 1956 r.) do czasu przebitki (lipiec 1957 r.) cały tunel tubingowy wraz z reperami osiadł o wielkość zbliżoną do stwierdzonego błędu przebitki, podczas gdy komora rozjazdowa, jako wybudowana wcześniej o przeszło rok czasu, zachowała swój pierwotny poziom.

W każdym razie należy stwierdzić, że wyniki uzyskane po raz pierwszy w Polsce w tak trudnych warunkach gruntowych są zupełnie zadowalające.

— — — ooOoo — — —

Na tym miejscu składam podziękowanie Kolegom z „Metroprojektu” i „Metrobudowy” za wiele cennych informacji odnośnie poruszanego wyżej tematu oraz za wielokrotną koleżeńską pomoc przy praktycznym zapoznawaniu studentów Politechniki Warszawskiej i Politechniki Łódzkiej z tyczeniem omawianego wyżej tunelu.

Opracowania stereometryczne kopalń odkrywkowych

Pod tym tytułem ukazała się w roku 1956 książka napisana przez I. J. Reizenkinda i R. R. Sinanjana, w której autorzy podają oprócz krótkiej teorii fotogrametrii naziemnej, opisu przyrządów, metod opracowań polowych i kameralnych, również otrzymywane wyniki szeregu prac wykonanych na terenie ZSRR. W artykule niniejszym będą podkreślone te momenty, które mogą zachęcić i pozwolić wprowadzić metody fotogrametryczne do opracowań planów robót górniczych tym wszystkim, którzy wykonywali je dotychczas wyłącznie metodami geodezyjnymi.

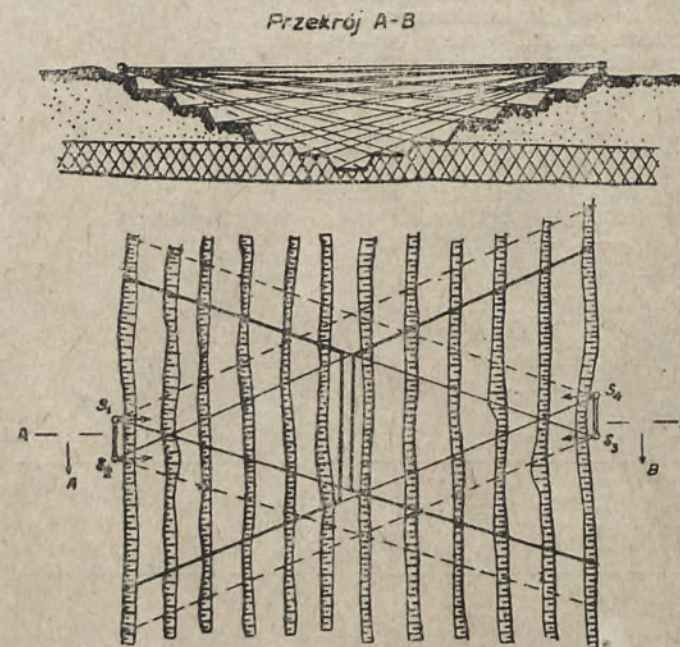
Współczesne tempo rozwoju techniki górniczej, związane z nią metody eksploatacji kopalń odkrywkowych, zastosowanie tam nowoczesne maszyny do urabiania i transportu utrudniają, a w wielu wypadkach uniemożliwiają, wykonanie dokładnych planów górniczych kopalni. Dotychczas najchętniej używaną u nas metodą zdjęcia geodezyjnego odkrywek, jest tachimetria, która wymaga dużego nakładu zarówno prac polowych, jak i kameralnych, a poza tym stawiania łań na na wszystkich zdejmowanych punktach, co niejednokrotnie jest bardzo niebezpieczne (ze względu na dojście), a czasami wprost niemożliwe. Nowe instrumenty autoredukcyjne podnoszą wprawdzie wydajność i dokładność prac związanych z wykonaniem zdjęcia sytuacyjno-wysokościowego odkrywki, ale nie rozwiązują tego zagadnienia w sposób całkowicie zadowalający. Stosunkowo prosto i łatwo może być ono rozwiązane przez zastosowanie stereometrycznych zdjęć naziemnych, które zamiast pomiaru w uciążliwych warunkach pojedynczych pikiet pozwolą w krótkim czasie utrwalić na kliszy fotograficznej wszystkie punkty fotografowanego terenu, a dalsze prace przenieść do warunków idealnych, bo do pracowni fotogrametrycznej. Wprawdzie usytuowanie niektórych kopalń oraz system eksploatacji odkrywki utrudnia prace polowe zmierzające do stworzenia jak najlepszych warunków dla wykonania zdjęć, ale nakład ich i w tych przypadkach będzie mniejszy aniżeli przy metodach „czysto” geodezyjnych (np. metodzie tachimetrycznej). Ważne jest to, że dokładność zdjęcia fotogrametrycznego nie ustępuje wcale dokładności osiąganej przy metodzie tachimetrycznej.

Plan robót górniczych — jaki powstanie w wyniku stereometrycznego zdjęcia odkrywki — będzie zasadniczym dokumentem dla dokładnej i całkowitej ewidencji robót eksploatacyjnych, posłuży jako podstawa do wykonania przekrojów potrzebnych do obliczenia objętości przeprowadzonych prac górniczych oraz do rozwiązywania różnych innych technicznych zagadnień górniczych. Jak wiadomo, plan taki musi być uzupełniany co pewien okres czasu i właśnie zdjęcie fotogrametryczne pretenduje do wykonania tego zadania w sposób najbardziej ekonomiczny i zadowalający, i jest to jego zasadniczym przeznaczeniem.

Metoda zdjęcia stereofotogrametrycznego wykorzystana do opracowania planów kopalni odkrywkowych nie różni się w zasadzie od innych metod stosowanych w fotogrametrii naziemnej, jest ona tylko przystosowana do warunków istniejących w danej odkrywce. Szczególnie chętnie wykonuje się zdjęcia normalne, ponieważ są one najdogodniejsze i najłatwiejsze dla opracowania kameralnego. Tego rodzaju zdjęcia utrudniają wybór stanowisk, toteż dość często wykonuje się również zdjęcia zwrócone, a unika się natomiast zdjęć innego rodzaju (o ile pracownia fotogrametryczna nie jest wyposażona w sprzęt fotogrametryczny pozwalający opracowywać tego rodzaju plany w sposób ciągły, na drodze mechanicznej). Wybór stanowisk (baz) uzależniony jest od szeregu warunków takich jak: rozmiary odkrywki (w płaszczyźnie i głębokości), skala zdjęcia, maksymalna i minimalna odległość punktów zdejmowanych, dopuszczalna różnica wysokości końców bazy itp. — Z powyższego widać, że na zaprojektowanie baz należy zwracać szczególną uwagę, tym bardziej że będą to zazwyczaj punkty, z których wykonywać się będzie okresowe zdjęcia uzupełniające, a więc służące przez dłuższy okres czasu. Biorąc pod uwagę położenie baz względem sytuacyjnych elementów zdejmowanych obiektów, możemy odróżnić cztery przypadki zdjęcia kopalni odkrywkowej:

- I — zdjęcie „ze ściany bocznej na ścianę boczną”
- II — zdjęcie z wewnętrznych hałd skały płonej
- III — zdjęcie z roboczych płaszczyzn poziomów
- IV — zdjęcie kombinowane.

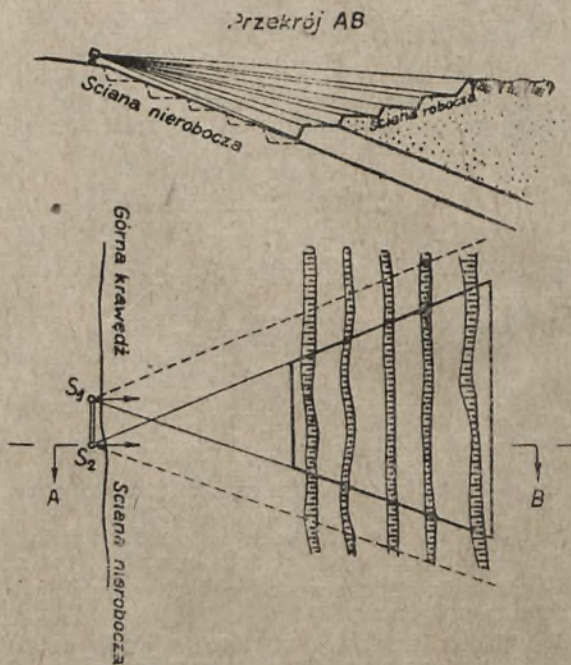
Jak z powyższego wynika, na wybór miejsca do zakładania baz decydujący wpływ ma system eksploatacji kopalni naziemnej. Przy systemie eksploatacji z przewozem skał na hałdy zewnętrzne, najodpowiedniejszy jest I przypadek zdjęcia, przedstawiony schematycznie na rys. 1. Mamy tu do czynienia z dwustronnym rozwinięciem prac górniczych, a zdjęcie obu roboczych skrzydeł wykonuje się z baz u-



Rys. 1

tuowanych w pobliżu górnych krawędzi przeciwległych ścian wyrobiska. Jest to zdjęcie bardzo efektywne, ale bazy, z których zostało ono wykonane, są krótkotrwałe, a zakładanie nowych baz potrzebnych dla zdjęć uzupełniających uzależnione będzie od szybkości przesuwania się górnych poziomów frontu urabiania nadkładu.

Przy jednoskrzydłowym wybieraniu złoża (rys. 2) mamy najbardziej sprzyjający (I) przypadek zdjęcia, ponieważ oprócz dużej jego efektywności, bazy usytuowane są na



Rys. 2

górną krawędź nieroboczego skrzydła i mogą służyć do okresowego fotografowania i uzupełniania planów tych samych eksploatacyjnych odcinków wyrobiska.

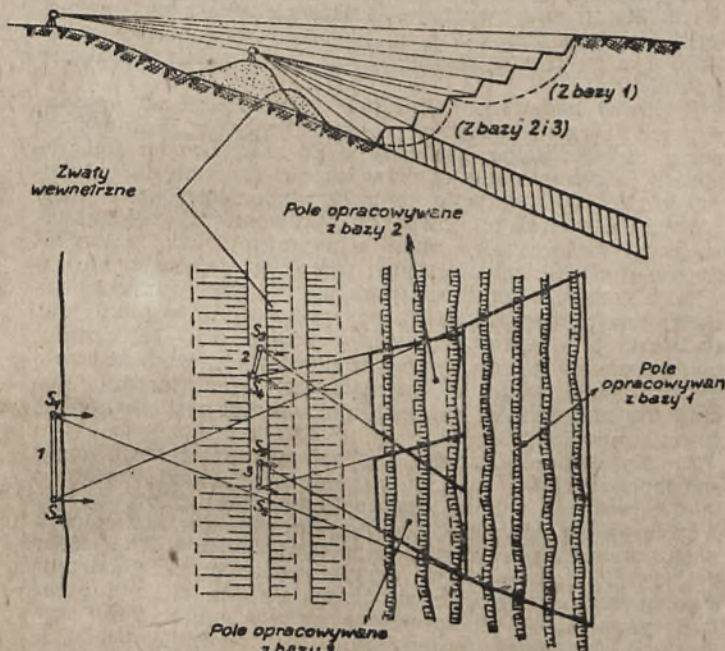
Mając do czynienia z systemem usuwania nadkładu na zwały wewnętrzne, stosujemy II przypadek zdjęcia (rys. 3), przy którym efektywność zależy od odległości hałd do linii frontu wybierania, gdyż im mniejsza jest ta odległość, tym mniejsze jest pole zasięgu zdjęć wykonanych z jednej bazy.

Przypadek III — zdjęcie z płaszczyzn roboczych poziomów — ma miejsce tylko wtedy, gdy poprzednie, bardziej efektywne sposoby, z takich czy innych względów nie mogą być zastosowane.



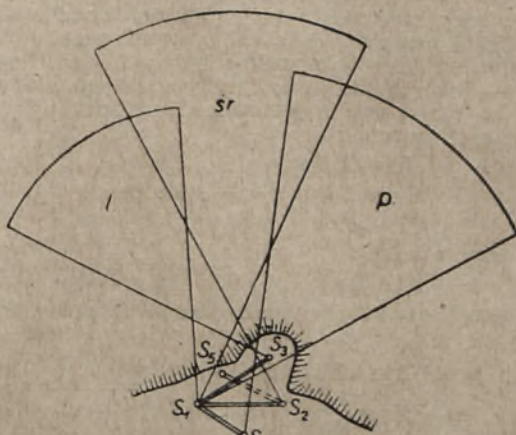
Rys. 3

Ostatni IV przypadek — zdjęcie kombinowane — wykorzystuje się wówczas, kiedy konfiguracja i inne warunki kopalni naziemnej nie pozwalają wykonać zdjęcia fotogrametrycznego jednym z dwóch pierwszych sposobów. Przykładem takiego zdjęcia jest sytuacja przedstawiona na rys. 4, w której zwały wewnętrzne są za niskie, ażeby można było z nich osiągnąć górne piętra frontu robót, a jednocześnie są wysokie, ponieważ przesłaniają widoczność dolnych pięter



Rys. 4

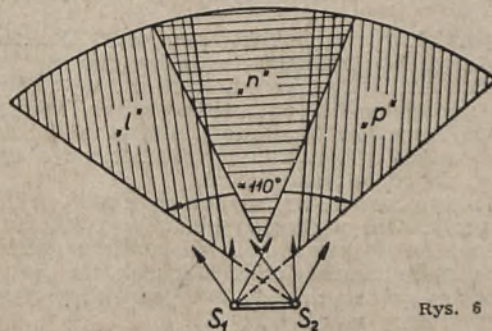
frontu eksploatacyjnego przy wykonaniu zdjęcia z bazy 1 (usytuowanej za hałdami). Z rysunku widać, że niewidoczne z bazy 1 poziomy zdjęto z baz 2 i 3, znajdujących się na zwalach wewnętrznych.



Rys. 5

Przy projektowaniu baz, należy we wszystkich przypadkach zwracać uwagę na ekonomikę i nakład pracy niezbędnej do pomiaru osnowy geodezyjnej dla opracowań fotogrametrycznych, toteż o ile możliwości wskazane jest wykorzystywanie tego samego punktu osnowy kilka razy. Przykład taki uwidocznił się na rys. 5, gdzie trzy bazy S_1S_2 , S_1S_3 , i S_1S_4 mają wspólnie stanowisko S_1 lub dwie bazy S_1S_2 i S_2S_3 — wspólny punkt S_2 . Nie mając warunków do założenia baz dla zdjęć tylko normalnych, można z jednej bazy wykonać trzy pary zdjęć: zdjęcia normalne obejmujące pole sr (rys. 6) stereogramu, zdjęcia zwrócone w lewo obejmujące pole 1 i zdjęcia zwrócone w prawo obejmujące pole p .

Równocześnie z projektowaniem baz fotogrametrycznych dokonuje się wyboru punktów kontrolnych (trzy dla każdego stereogramu), które są niezbędne do sprawdzenia pomierzonych elementów orientacji zewnętrznych zdjęć i do kontroli prawidłowego ustawienia ich w przyrządach służących do kameralnego opracowania zdjęć. Punkty kontrolne projektowane są w obrębie odkrywk, jak również i poza jej obrębem, a mogą być nimi wyraźnie widoczne przedmioty



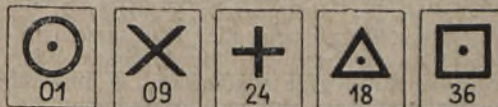
Rys. 6

terenu albo specjalne tarcze sygnalizacyjne z desek lub fornirow, na białym tle których są narysowane i onumerowane znaki o kształcie i wymiarach jak na rys. 7 i tablicy 1.

Trzeba podkreślić, że przygotowawcze prace polowe: wywiad, wybór miejsc na bazy i punkty kontrolne oraz pomiar osnowy fotogrametrycznej, stanowią ponad 90% fotogrametrycznych prac polowych, a pozostałe 10% tych prac przypada na wykonanie zdjęć. Biorąc pod uwagę, że w szeregu przypadkach zdjęcie stereofotogrametryczne kopalni odkrywkowej będzie przeznaczone w zasadzie do okresowego uzupełniania planów, więc pracochłonne pomiary osnowy fotogrametrycznej mogą odpaść zupełnie przy zdjęciach następnych — o ile umiejętnie i racjonalnie założymy osnowę dla pomiaru pierwszego.

Przy wyborze miejsc i zakładaniu baz należy kierować się następującymi wytycznymi:

1. Bazy — powinny zabezpieczać maksymalną efektywność zdjęcia przy minimalnej utracie czasu na wykonanie prac polowych.
2. Powinny zabezpieczać przewidzianą przez instrukcję dokładność zdjęcia i możliwość jak największego uproszczenia prac kameralnych.
3. Powinny być równoległe do linii głównej rozciągłości poziomów eksploatacyjnych i w takiej od nich odległości, przy której para zdjęć ma w zasięgu całą albo znaczną część poziomów w wysokości i maksymalną powierzchnię zdjęcia w poziomie.
4. Należy zakładać wyżej od punktów zdejmowanego obszaru.



Rys. 7

Tablica I Wymiary znaków sygnalizacyjnych

Odległość znaku od stanowiska m	Wymiary tarcz cm	Grubość linii na tarczach cm
do 200	20 × 30	2,5
200 — 400	30 × 40	5
400 — 600	nie mniejsze niż 40 × 60	7,5
600 — 800	nie mniejsze niż 50 × 70	10
800 — 1000	nie mniejsze niż 90 × 100	12

5. Unikać zbytecznego pokrywania się sąsiednich stereogramów.

Przed przystąpieniem do opracowania projektu prac polowych musimy znać takie elementy jak: odległość ogniskową kamery (f_k), graniczne wielkości baz ($b_{\max}$ i $b_{\min}$), minimalne i maksymalne odległości zdejmowanych punktów od linii bazy ($Y_{\min}$ i $Y_{\max}$), najmniejszą skalę zdjęcia (1: $m_{\min} = f_k : Y_{\max}$), jak również dopuszczalną różnicę wysokości między stanowiskiem lewym i prawym (h_b) — nachylenie bazy. Znajomość wartości granicznych tych parametrów i ich wzajemny stosunek powinien zabezpieczać wymaganą dokładność zdjęcia. Według § 42 radzieckiej instrukcji miernictwa górniczego „błąd średni w położeniu przedmiotów i konturów terenu w stosunku do najbliższych punktów osnowy nie powinien być większy od 0,4 mm na planie” ($m_l \leq 0,0004 (m_s) \cdot m - m_s$ mianownik skali planu). W celu zabezpieczenia wymaganej dokładności zdjęć pod względem sytuacyjnym i wysokościowym $m_l = (0,0004 m_s) m$; $m_z = 0,15$ m, należy obliczać odległości baz np. ze wzoru

$$b \geq \frac{Y^2_{\max}}{m_y \cdot f_k} \cdot m_p, \text{ w którym } m_y = m_l, \text{ a } m_p \text{ j.t. błąd średni}$$

odczytu paralaksy na stereokomparatorze. Obliczone długości baz mogą być zmieniane w zależności od warunków terenowych i skali planu w granicach około $\pm 20\%$, co pozwala na zakładanie baz znormalizowanych, będących wielokrotnością 10 metrów. Bazy znormalizowane ułatwiają konstrukcję prostych przyrządów do kameralnego opracowania planów metodami graficznymi.

Pomiar bazy powinien być wykonany z taką dokładnością, aby nie powodował większego błędu w położeniu punktu na planie, aniżeli to powoduje błąd pomiaru paralaksy podłużnej na stereokomparatorze. Warunek ten jest w zasadzie zachowany, gdy $m_b : b \leq 1 : 2000$, jednak lepiej jest utrzymać go na granicy $m_b : b = 1 : 3000$.

Zastabilizowane w terenie bazy oraz zaprojektowane punkty kontrolne należy związać z siecią podstawową. Określenie współrzędnych (X_s i Y_s) stanowisk zdjęć wykonuje się z dokładnością odpowiadającą osnowie zdjęcia tachymetrycznego i stolikowego w odpowiednich skalach. Wysokości stanowisk (Z_s) oraz różnice wysokości (h_b) — końców bazy można określić np. przy pomocy niwelacji trygonometrycznej z błędem nie większym od $\pm 0,05$ m. Kąt kierunkowy pomiędzy znanym kierunkiem a bazą zdjęcia wyznacza się przy pomocy teodolitu z dokładnością nie mniejszą od $\pm 30''$. Natomiast pomiar geodezyjny punktów kontrolnych powinien zabezpieczać dokładność ich położenia $m_l = \pm 0,2$ m/m w skali planu i dokładność wysokości $m_z = \pm 0,10$ m. Jeżeli kontrolę dla punktów kontrolnych mają stanowić kąty poziome i pionowe mierzone z obu końców bazy, to powinny one być mierzone z dokładnością $\pm (10 - 20)''$.

Ostatnim etapem fotogrametrycznych prac polowych jest wykonanie zdjęć. Zaleca się wykonywać je podczas bezchmurnej i słonecznej pogody. Niewskazane jest fotografowanie w południe, najlepiej jeżeli słońce oświetla zdejmowany teren od tyłu bazy i troszkę z boku, tak aby promienie słońca w momencie ekspozycji tworzyły z kierunkiem osi kamery kąt nie większy niż 45° . Zatem rano należy fotografować w kierunku na południowy i północny zachód, a w drugiej połowie dnia na północny i południowy wschód. Do fotografowania odkrywek stosuje się klisze kontrastowe i o dużej zdolności rozdzielczej. W ZSRR poleca się używać klisze reprodukcyjnokreskowe (około 2 jednostki GOST). Fotografowanie przeprowadza się „systemem dwóch statywów”, dlatego najpierw na obu końcach bazy ustawia się i centruje statywy ze spodarkami, a następnie wykonuje pozostałe czynności związane z wykonaniem zdjęć. Centrowanie statywów należy przeprowadzić z taką dokładnością, aby błąd centrowania l_c nie spowodował większego obrotu bazy od $\pm 30''$, co w przeliczeniu na dane liniowe nakazuje, aby przy:

$$\begin{aligned} b &= 20 \text{ m} & l_c &\leq \pm 1,5 \text{ mm} \\ b &= 80 \text{ m} & l_c &\leq \pm 6,0 \text{ mm} \\ b &= 160 \text{ m} & l_c &\leq \pm 12,0 \text{ mm} \end{aligned}$$

Z powyższego wynika, że przy krótkich bazach trzeba specjalnie bardzo starannie centrować statywy.

Jednocześnie z fotografowaniem prowadzi się polowy dziennik wykonania zdjęć, w którym notuje się wszystkie dane informujące o rodzaju, warunkach i sposobie wykonywania zdjęć. Przykład dziennika zdjęć fotogrametrycznych używanego w ZSRR zamieszczony jest obok.

Polowy dziennik wykonania zdjęć

Zjednoczenie Kierownik prac
Kopalnia
Typ fototeodolitu
Data wykonania zdjęć
Początek..... Koniec

Oznaczenie baz	Rodzaj zdjęcia	Oznaczenie zdjęć	Numer kaset	Numer zdjęć	Typ kliszy	Ekspozycja sek.	"i" m	Pogoda	Uwagi
$S_9 - S_{10}$	normalne	A	1	62	reprodukcyjnokreskowe	2,0	1,32		

Opracowanie planów górniczych kopalni odkrywkowych metodą stereometryczną oparte jest o znane przyrządy stosowane w fotogrametrii naziemnej. Do zdjęć fotogrametrycznych wykorzystuje się w Związku Radzieckim fototeodolity i fotogrametry, te same względnie podobne jak do prac terrotopograficznych. Natomiast prace kameralne oparte są w zasadzie na stereokomparatorze i graficznych metodach — wykorzystanie pomierzonych nim współrzędnych łowych kliszy lewej, X_1, Y_1) i paralaksy podłużnej „p”, pozwalających z wystarczającą dokładnością, w sposób prosty opracowywać i uzupełniać plany kopalni odkrywkowych. Metod graficznych jest kilka, niektóre z nich wymagają urządzeń pomocniczych, jednak są one nieskomplikowane i mogą być wykonane w każdym kopalnianym biurze mierniczym.

Placówki badawcze instytutów i przedsiębiorstw geodezyjnych zorganizowały na terenie Związku Radzieckiego prace doświadczalne, zmierzające do zastosowania fotogrametrii do opracowania planów kopalni naziemnych, właściwie dopiero po wydaniu instrukcji miernictwa górniczego (1950 r.). Paragraf tej instrukcji uprawomocnił metodę stereofotogrametryczną na równi z innymi metodami do wykonywania zdjęć kamieniołomów, jednak instrukcja ta nie zawierała żadnych danych co do sposobu wykonywania stereometrycznego zdjęcia kopalni odkrywkowej. W wyniku prac badawczych przeprowadzonych w latach 1951—1953 otrzymano cenne dane obrazujące dokładność i efektywność nowej metody zastosowanej do sporządzania planów szeregu kopalni naziemnych. Dla ustalenia dokładności posługiwano się dwoma metodami:

A. Na obszarze kopalni opracowanym stereometrycznie założono specjalne punkty kontrolne, a ponadto wybrano bardzo wyraźne i łatwo rozpoznawalne przedmioty terenu. Współrzędne geodezyjne X_G, Y_G, Z_G punktów kontrolnych i rozpoznawalnych określono z taką dokładnością, abyby praktycznie można je było przyjąć za bezbłędne. Następnie pomierzono na zdjęciach współrzędne łowe (x, z) i paralaksę podłużną (p) dla punktów, których współrzędne wyznaczono metodami geodezyjnymi. Na podstawie współrzędnych łowych, paralaksy, ogniskowej kamery i długości bazy obliczono współrzędne.

1. Zredukowano współrzędne geodezyjne punktów kontrolnych i rozpoznawalnych do środka obiektywu kamery umieszczonej na lewym końcu bazy, otrzymując w ten sposób przyrosty $\Delta X_G, \Delta Y_G$ i ΔZ_G .

2. Znajac wartość kąta kierunkowego osi optycznej kamery $\sigma_0 = \sigma - \varphi_1$ (σ — kąt kierunkowy bazy, φ_1 — kąt zawarty między kierunkiem osi optycznej kamery a kierunkiem bazy) i przyrosty $\Delta X_G, \Delta Y_G$, przeliczono współrzędne geodezyjne na układ fotogrametryczny (układ fotogrametryczny — lewy punkt bazy jest początkiem układu, a oś kamery w tym punkcie jest osią Y układu) przy pomocy następujących wzorów:

$$Y'F = \Delta X_G \cos \sigma_0 + \Delta Y_G \sin \sigma_0$$

$$X'F = \Delta Y_G \cos \sigma_0 - \Delta X_G \sin \sigma_0$$

$$Z'F = \Delta Z_G$$

3. Tworząc różnice

$$\Delta Y_F = Y_F - Y'F; \Delta X_F = X_F - X'F; \Delta Z_F = Z_F - Z'F$$

określono błędy współrzędnych fotogrametrycznych ($\Delta Y_F, \Delta X_F, \Delta Z_F$)

a na ich podstawie obliczono błędy średnie

$$m_{Y_F}, m_{X_F} \text{ i } m_l = \sqrt{m_{X_F}^2 + m_{Y_F}^2}$$

zdjęcia stereometrycznego.

W oparciu o powyższą metodę Wszechniowy Instytut Miernictwa Górniczego otrzymał w 1951 r. wyniki przedstawione w tablicy 2. Zdjęcia wykonano fototeodolitem (Wild) o ogniskowej 240 mm z bazy równej 127 m, a odległość punktów kontrolnych wynosiła 300–400 metrów.

Tablica 2

Nr punktów kontrolnych	Odległości punktów m	Błędy współrzędnych fotogrametrycznych, m			
		Y_F	X_F	Z_F	$\Delta l = \sqrt{Y_F^2 + X_F^2}$
3	401	0,0	-0,1	-0,1	$\pm 0,10$
4	377	-0,1	-0,3	-0,1	$\pm 0,31$
5	399	+0,3	+0,1	0,0	$\pm 0,31$
13	303	-0,3	-0,4	—	$\pm 0,50$
58	323	-0,1	-0,3	+0,3	$\pm 0,31$
59	303	-0,2	-0,3	+0,3	$\pm 0,36$
$m_{Z_F} = \pm 0,20, m_l = \pm 0,33$					

W następnych latach (1952–53) tenże sam Instytut i Katedra Miernictwa Górniczego Donieckiego Instytutu Przemysłowego wykonali dalsze tego rodzaju prace, których najciekawsze wyniki zestawione są w tablicach 3, 4 i 5.

Wszystkie dane uzyskano w oparciu o rzeczywiste warunki panujące na odkrywkach eksploatowanych w ZSRR, po-

Tablica 3

Odległości punktów m	Długość bazy m	Rodzaj błędów	Wielkości błędów, m				Ilość punktów kontrolnych
			m_{Y_F}	m_{X_F}	m_l	m_{Z_F}	
A. Dla zdjęcia fototeodolitem o $f = 240$ mm							
400	40	Przypadkowe	$\pm 0,1$	$\pm 0,4$	$\pm 0,4$	$\pm 0,1$	15
		Systematyczne	0,0	-0,4	-0,4	+0,4	
800	85	Przypadkowe	$\pm 0,1$	$\pm 0,2$	$\pm 0,22$	$\pm 0,1$	15
		Systematyczne	0,0	0,0	0,0	+0,2	
	50	Przypadkowe	$\pm 0,6$	$\pm 0,4$	$\pm 0,7$	$\pm 0,1$	22
		Systematyczne	0,0	-0,1	-0,1	-0,2	
900	100	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	$\pm 0,5$	$\pm 0,3$	8
		Systematyczne	-0,2	0,0	-0,2	-0,3	
	150	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	17
		Systematyczne	-0,2	-0,1	-0,2	-0,2	
	200	Przypadkowe	$\pm 0,3$	$\pm 0,1$	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$	18
		Systematyczne	-0,16	-0,2	-0,25	-0,2	
1100	100	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	$\pm 0,5$	$\pm 0,2$	14
		Systematyczne	-0,3	0,0	-0,3	0,0	
	180	Przypadkowe	$\pm 0,4$	$\pm 0,15$	$\pm 0,4$	$\pm 0,1$	15
		Systematyczne	-0,1	0,0	-0,1	0,0	
	100	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,2$	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	16
		Systematyczne	-0,5	-0,2	-0,55	-0,2	
	190	Przypadkowe	$\pm 0,4$	$\pm 0,3$	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$	20
		Systematyczne	0,0	-0,1	-0,1	-0,2	
1200	250	Przypadkowe	$\pm 0,3$	$\pm 0,1$	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$	20
		Systematyczne	0,0	0,0	0,0	-0,2	
	300	Przypadkowe	$\pm 0,25$	$\pm 0,1$	$\pm 0,27$	$\pm 0,1$	18
		Systematyczne	-0,1	0,0	-0,1	-0,4	
B. Dla zdjęcia kamerą o $f = 160$ mm							
400	40	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,5$	$\pm 0,7$	—	17
		Systematyczne	+0,8	-0,3	-1,0	—	
	85	Przypadkowe	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$	$\pm 0,4$	—	15
		Systematyczne	-0,4	-0,2	-0,45	—	
800	120	Przypadkowe	$\pm 0,5$	$\pm 0,3$	$\pm 0,6$	—	18
		Systematyczne	-0,9	-0,3	-1,0	—	
	150	Przypadkowe	$\pm 0,6$	$\pm 0,95$	$\pm 1,2$	—	18
		Systematyczne	-0,6	-0,5	-0,8	—	
900	200	Przypadkowe	$\pm 0,45$	$\pm 0,4$	$\pm 0,6$	—	18
		Systematyczne	-0,6	-0,7	-0,95	—	
	100	Przypadkowe	$\pm 0,7$	$\pm 0,1$	$\pm 0,7$	—	16
		Systematyczne	-1,0	-0,4	-1,1	—	
	120	Przypadkowe	$\pm 1,0$	$\pm 0,3$	$\pm 1,05$	—	16
		Systematyczne	+0,4	0,0	+0,4	—	
1100	180	Przypadkowe	$\pm 0,3$	$\pm 0,1$	$\pm 0,33$	—	16
		Systematyczne	-0,4	-0,5	-0,65	—	

służyły one do określenia podstawowych parametrów zdjęcia stereometrycznego, które zapewniają wymaganą przez instrukcję dokładność.

B. Dokładność zdjęcia stereometrycznego można określić także przez porównanie położenia tych samych konturów sytuacyjnych na planie, otrzymanych przy pomocy zdjęcia zwykłego (tachimetrycznego lub stolikowego) i zdjęcia fotogrametrycznego. Prace eksperymentalne przeprowadzono w kopalni rudy dla odcinka długości około 500 metrów, zdjęcia fotogrametryczne wykonano z dwu baz (94 i 123 m), odległych od zdejmowanego terenu o 500–700 metrów. Plany (dla odcinka eksperymentalnego) wykonano dwiema wspomnianymi metodami, w skali 1:1000. Do porównania metod wyznaczono odchylki poprzeczne (rys. 8), z dokład-

Tablica 4

$f = 193$ mm

Długość bazy m	Średnie błędy	Wielkości błędów (w m), przy odległości punktów kontrolnych (w m)				
		100–200	200–400	400–600	600–850	850–1100
20	$m_{Y_F} \pm$	$n = 13$ 0,17	$n = 25$ 0,36	$n = 13$ 0,66	—	—
	$m_{X_F} \pm$	0,07	0,11	0,16	—	—
	$m_{Z_F} \pm$	0,07	0,10	0,08	—	—
	$m_l \pm$	0,18	0,40	0,63	—	—
50	$m_{Y_F} \pm$	—	$n = 13$ 0,24	$n = 13$ 0,43	$n = 8$ 0,69	—
	$m_{X_F} \pm$	—	0,09	0,14	0,16	—
	$m_{Z_F} \pm$	—	0,08	0,10	0,15	—
	$m_l \pm$	—	0,26	0,45	0,71	—
95	$m_{Y_F} \pm$	—	—	$n = 6$ 0,26	$n = 8$ 0,44	$n = 4$ 0,60
	$m_{X_F} \pm$	—	—	0,13	0,15	0,20
	$m_{Z_F} \pm$	—	—	0,08	0,09	0,14
	$m_l \pm$	—	—	0,29	0,46	0,62
125	$m_{Y_F} \pm$	—	—	$n = 5$ 0,22	$n = 4$ 0,34	$n = 4$ 0,45
	$m_{X_F} \pm$	—	—	0,16	0,19	0,20
	$m_{Z_F} \pm$	—	—	0,11	0,15	0,18
	$m_l \pm$	—	—	0,27	0,39	0,53

U w a g a: n – ilość punktów kontrolnych, wg których określono średnie błędy.

Tablica 5

przedstawia wyniki porównania współrzędnych punktów kontrolnych, określonych fotogrametrycznie i sposobem geodezyjnym. Zdjęcia wykonano fotogrametrem

Nr grup punktów	Długość bazy m	Średnie odległości punktów kontrolnych Y_F (m)	$\frac{Y_F}{b}$	Błędy średnie	
				m_l na planie mm	m_{Z_F} m
1	60	1020	17	$\pm 2,8$	$\pm 0,2$
2	60	960	16	$\pm 0,7$	$\pm 0,1$
3	40	680	18	$\pm 0,4$	$\pm 0,2$
4	40	640	17	$\pm 0,3$	—
5	100	1000	10	$\pm 0,7$	$\pm 0,2$
6	150	1050	7	$\pm 0,5$	$\pm 0,1$
7	100	800	8	$\pm 0,5$	$\pm 0,2$
8	100	700	7	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$
9	100	470	4,7	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$
10	40	380	9,5	$\pm 0,15$	$\pm 0,1$
11	40	400	10	$\pm 0,2$	$\pm 0,05$

nością 1 cm i na tej podstawie obliczono ich błędy średnie uwidocznione w tablicy 6.

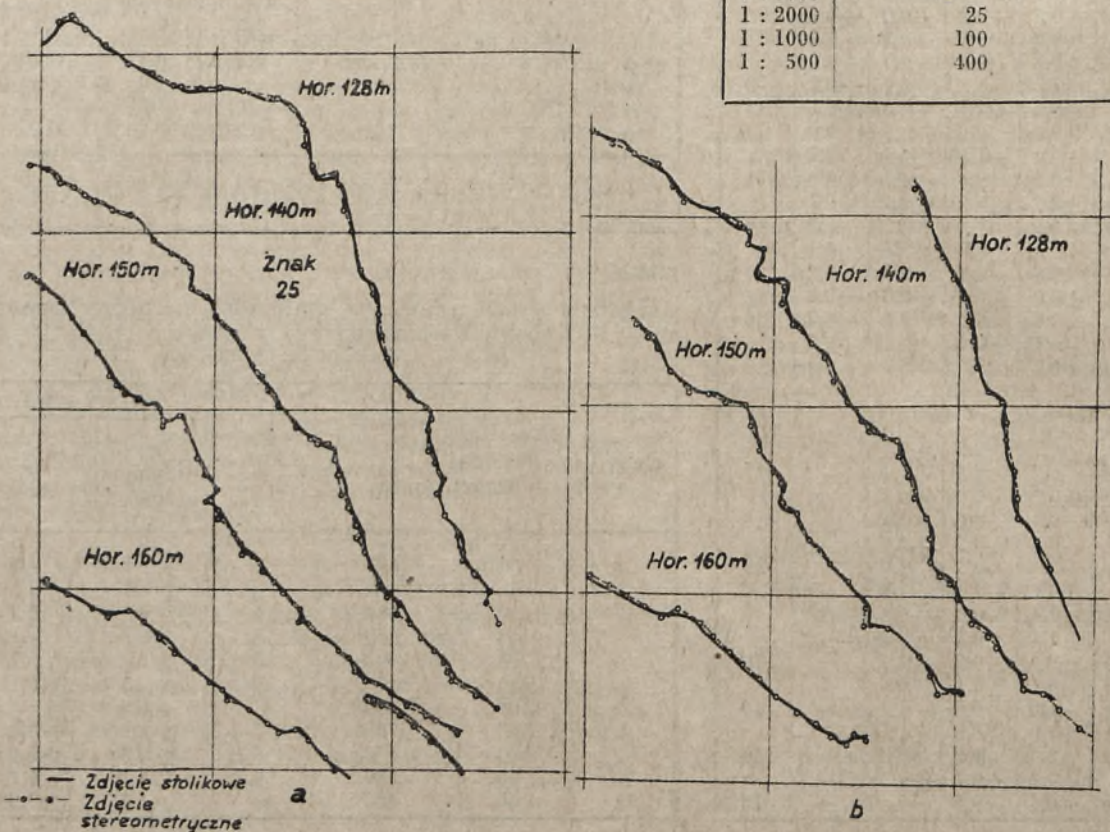
Oceniając te wyniki należy pamiętać, że są to sumaryczne błędy opracowania stereometrycznego, opracowania stoli-

Tablica 6

Oznaczenie poziomów	Średnie błędy niezgodności linii (w metrach)			
	górna krawędź	linia przebiegu stoku poziomu	dolna krawędź	tory kolejowe
Poz. 160 — Powierzchnia	$\pm 0,60$	$\pm 0,60$	—	—
Poz. 150 — poz. 160	$\pm 0,75$	$\pm 0,65$	$\pm 1,30$	$\pm 0,65$
Poz. 140 — poz. 150	$\pm 0,80$	$\pm 0,70$	$\pm 1,20$	$\pm 0,55$
Poz. 128 — poz. 140	$\pm 0,70$	$\pm 0,70$	$\pm 1,40$	$\pm 0,55$

Tablica 7

Sposób zdjęcia	Prace polowe			Prace kameralne		Ogółem		
	niezbędny czas roboczo-godzin dla							
	per-sonel tech-nicz.	ro-bot-niczy	ogół-em	per-sonel tech-nicz.	ogół-em	per-sonel tech-nicz.	ro-bot-niczy	ogół-em
Tachimetryczny	9,4	14,1	23,5	11,0	11,0	20,4	14,1	34,1
Stereometryczny	0,5	0,5	1,0	11,4	11,4	11,9	0,5	12,4
Okres trwania prac przedstawia się przy tym następująco:								
Sposób zdjęcia	Prace polowe			Prace kameralne		Ogółem		
Tachimetryczny	4,7			5,5		10,2		
Stereofotogrametryczny	0,5			5,7		6,2		



kowego i błędy spowodowane niewyraźnością przedmiotów zdjęcia w naturze. Po uwzględnieniu błędów zdjęcia stolikowego, wszystkie błędy przedstawione w tablicy 6 — z wyjątkiem błędów krawędzi dolnych — są dopuszczalne.

W celu zobrazowania efektywności i czasochłonności uzupełniającego zdjęcia stereometrycznego, przeprowadzono na eksperymentalnym odcinku odkrywki porównanie niezbędnie potrzebnych roboczo-godzin dla metody tachimetrycznej i stereometrycznej. Czas konieczny na wykonanie prac polowych i kameralnych w metodzie stereometrycznej określono chronometrażem, a w metodzie tachimetrycznej według obowiązujących jednostkowych norm opracowania. Otrzymane rezultaty zestawiono w tablicy 7.

Należy zaznaczyć, że dane te otrzymano dla jednorazowego zdjęcia, natomiast gdyby to było ponowne zdjęcie uzupełniające, więc odpadyby wszystkie polowe prace przygotowawcze, wówczas wydajność zdjęcia stereometrycznego byłaby większa od przedstawionej w tablicy 7.

Według danych z lat 1953—1954 dotyczących efektywności zdjęcia stereofotogrametrycznego, uzyskanych w oparciu o podobne założenia jak wyżej, wynika że:

1. Czas potrzebny do wykonania osnowy dla zdjęcia stereometrycznego odkrywki jest 3,7 raza mniejszy aniżeli przy tachimetrii.

2. Czas potrzebny do wykonania szczegółowego zdjęcia odkrywki sposobem fotogrametrycznym jest 5,6 raza mniejszy niż przy tachimetrii.

3. Prace polowe przy zdjęciu stereometrycznym zajmują 45,6% wszystkich prac, a w tachimetrii 71,7%.

4. Metoda stereometryczna skraca czas prac polowych 4 razy, a ogólny czas wszystkich prac 2,5 raza w porównaniu do zdjęcia tachimetrycznego.

Niezależnie od wyżej omówionych prac badawczych, Laboratorium Miernictwa Górniczego NIGRIS prowadziło prace doświadczalno-produkcyjne nad zastosowaniem zdjęcia stereofotogrametrycznego do kopalnictwa odkrywczego rud. Dane laboratorium zestawione w tablicach 8 i 9 po-

Tablica 8

Konieczna ilość punktów osnowy do zdjęcia 1 km ² powierzchni			
Skala zdjęcia	Ilość punktów osnowy przy zdjęciu stolikowym i tachimetrycznym	Zdjęcie stereometryczne	
		liczba punktów	ilość baz
1 : 5000	12 — 14	1 — 2	0,5
1 : 2000	25	4 — 5	2,0 — 3,0
1 : 1000	100	10 — 12	5,0 — 7,0
1 : 500	400	40 — 45	20,0 — 25,0

twierdzą większą efektywność zdjęcia fotogrametrycznego w porównaniu ze zwykłymi metodami.

Do kameralnego opracowania planu wykorzystano przy czterech pierwszych pracach (tabl. 9) stereoautograf, a przy pozostałych deskę fotogrametryczną (sposób graficzny).

Przedstawione w tabelach liczby oraz dotychczasowe uwagi dotyczące stereometrycznego opracowania kopalń odkrywkowych upoważniają do stwierdzenia wyższości tej metody opracowania nad powszechnie stosowanym sposobem tachimetrycznym. Zasadniczymi zaletami metody stereofotogrametrycznej są:

1. Bardzo wysoka wydajność opracowania planów. Ograniczenie do

Tablica 9

Wskaźniki ekonomiczne wykonanych zdjęć stereofotogrametrycznych						
Nr prac	Nazwa robót	Skala zdjęcia	Powierzchnia zdjęcia km ²	Koszt robót przy zdjęciu zwykł. metod. tys. rubl.	Koszt robót przy zdjęciu stereometr. tys. rubl.	Ekonomia tysiące rubli
1	Zdjęcie skały „Pik” i odkrywki	1:500	0,05	— ¹	6	—
2	Zdjęcie powierzchni po eksplozji	1:500	0,4	50	8	42
3	Zdjęcie szczeliny	1:1000	1,4	20	2	18
4	Zdjęcie obszaru złoża w górnym Altaju	1:1000 1:2000	6,0 12,0 24,0	1500 ²	200	1300
5	Zdjęcie odkrywki	1:500	1,0	—	5	—
6	Zdjęcie hald rudy i skały płonej	1:2000	6,0	35	5	30

1 — zdjęcie zwykłymi metodami — niemożliwe
2 — według kosztorysu

Mgr inż. Jerzy Jabłoński

Obliczanie zasobów surowców mineralnych na podstawie podkładów geodezyjnych

Część I

Złoża kopalin użytecznych są jedną z podstaw gospodarki narodowej. Toteż rozwój tej gospodarki wymaga prowadzenia systematycznych badań geologiczno-poszukiwawczych, rejestracji złóż, a wreszcie wykonania dokumentacji zasobów, w której podstawową czynnością jest wykonanie obliczenia zasobów kilkoma sposobami.

Pod ustaleniem liczby zasobów rozumie się określenie w metrach sześciennych lub tonach ilości surowca mineralnego w stanie jego naturalnego występowania w złożu.

Zagadnienia ewidencji i kontroli zasobów surowców mineralnych mają duże znaczenie dla wielu gałęzi przemysłu kluczowego, jak na przykład węglowego, hutniczego, chemicznego, energetycznego, budowlanego itd.

Chociaż ustalenie liczby zasobów jest ściśle mówiąc czynnością obliczeniową, to jednak obliczenia nie można sobie wyobrazić bez udziału prawidłowo przeprowadzonych robót geologiczno-rozpoznawczych i bez wszechstronnego poznania budowy geologicznej podłoża. Dlatego przed przystąpieniem do obliczania zasobów, należy gruntownie poznać zaleganie złoża. Ustalenie zasobów ma na celu przede wszystkim:

1. Ustalenie ilości przydatnego przemysłowo surowca mineralnego w złożu z uwzględnieniem jego zasobów według poszczególnych gatunków.

2. Określenie stopnia prawdopodobieństwa danych liczbowych dotyczących tych zasobów, albo innymi słowy podanie błędu względnego (lub w procentach), z jakimi podano zasoby.

Przed przystąpieniem do czynności obliczeniowych podam niektóre wielkości podstawowe do ustalenia zasobów. Zasoby jakiegokolwiek składnika w złożu określa się według wzoru:

$$P = Q \cdot z$$

gdzie:

P — zasoby składnika

Q — zasoby surowca mineralnego

z — średnia zawartość składnika w złożu w granicach okonturowania ustalanych zasobów.

minimum uciążliwych prac polowych. Utrwalenie w jednej chwili wszystkich punktów odkrywki będących w zasięgu kamery.

2. Uzyskiwanie planów o zupełnie wystarczającej dokładności, w przypadku przestrzegania stosunków między dopuszczalnymi parametrami zdjęcia stereometrycznego i umiejętnego wyboru punktów charakterystycznych. Te ostatnie przy opracowaniu stereometrycznym wybiera dowolnie i w dowolnej ilości sam geodeta górniczy, w idealnych warunkach pracy (w biurze), podczas gdy w tachimetrii dokonuje tego czasami pracownik o niewystarczających kwalifikacjach.

3. Możliwość opracowania obszarów niedostępnych, które tworzą się zwłaszcza po eksplozji w postaci: „przewagi”, spulchnień, niepewnych i nierównych stoków, po których w myśl przepisów bezpieczeństwa pracy nie wolno chodzić.

4. Obiektywność i bogactwo szczegółów dokumentów pomiarowych (zdjęć fotogrametrycznych). Możliwość uzupełniania i kontroli planów w dowolnym czasie bez wyjazdu w teren. Możliwość wykorzystania tych samych zdjęć do określenia wymiarów i sytuacji różnych elementów kopalni, potrzebnych przy sporządzaniu dokumentacji geologicznej, bądź też do innych prac inżynierskich.

5. Godny podkreślenia wydaje się być również fakt, że metoda stereofotogrametryczna jest nowa, można by ją nazwać metodą przyszłości. Wprowadzenie jej na szerszą skalę do tego rodzaju opracowań przyniesie niewątpliwie wiele cennych usprawnień i to zarówno w pracach polowych, jak też i kameralnych. Każde nowe osiągnięcie w metodzie stereofotogrametrycznej powiększać będzie jej przewagę nad dotychczas stosowanymi metodami opracowań, których pochod ku nowemu i lepszemu nie nadąża za szybkim marszem fotogrametrii.

Jeżeli z wyrazimy w procentach, to

$$P = Q \cdot \frac{z}{100}$$

Zasoby surowca mineralnego Q określa się z kolei według wzoru

$$Q = V \cdot d$$

gdzie:

V — objętość złoża kopaliny użytecznej albo też jego części, dla której zasoby są ustalone

d — ciężar objętościowy surowca mineralnego w złożu.

Objętość tej części złoża kopaliny użytecznej, której zasoby są ustalone, określa się według wzoru:

$$V = s \cdot m$$

gdzie:

s — rzut powierzchni morfologicznej kopaliny użytecznej na płaszczyznę, której zasoby są ustalone (jest ona najczęściej prostopadła do miąższości),

m — średnia arytmetyczna ze wszystkich miąższości, które przebieły złożu w granicach okonturowania.

W artykule podam sposoby obliczania zasobów, biorąc pod uwagę jako wynik końcowy tylko objętość kopaliny użytecznej, to znaczy wzór:

$$V = s \cdot m$$

W obliczeniach na objętość złoża występują dwa parametry złożowe:

m — średnia miąższość i s — powierzchnia pola obliczeniowego. Natomiast nie będę wprowadzał takich parametrów złoża, jak zawartość składnika użytecznego i ciężaru objętościowego, ponieważ te zagadnienia są natury geologicznej. Przy tej samej metodzie wyznaczania parametrów

złoże i na tym samym złożu prawdopodobieństwo pozna-
nia budowy złoża rośnie z ilością wierceń.

Przed przystąpieniem do opisania właściwych sposobów
obliczania zasobów podam kilka podstawowych określeń
związanych z tematem. Miąższością kopaliny określamy
grubość warstwy użytecznej. Miąższość ustala się na pod-
stawie dziennika wierceń. Pomiaru miąższości dokonuje
się na podstawie uzysku skały wydobywanej z otworu.
Jeżeli kopalina składa się z kilku odmian, wówczas mie-
rzy się miąższość każdej warstwy oddzielnie. Miąższość
kopaliny określa się na podstawie wyników z wierceń ba-
dawczych sposobami pośrednimi lub bezpośrednimi. Sposób
bezpośredni polega na określeniu miąższości według uzysku
skały wydobywanej lub według prób z płuczki. Granice
zmian określa się na podstawie badań makroskopowych,
wyniki badań nanosi się na profil wiercenia lub zapisuje
się na szkicu polowym ewentualnie w dzienniku wierceń.

Pośredni sposób określania miąższości kopaliny polega
na karotażu elektrycznym otworów wiertniczych. Opisy-
wanie metod karotażu wykracza poza ramy niniejszego
artykułu. W dalszym ciągu będę więc operował tylko
miąższością sumaryczną, to jest różnicą między rzędną
stropu, a rzędną spągu kopaliny.

Istnieją jeszcze pojęcia miąższości eksploatacyjnej i uży-
tecznej, które znajdują zastosowanie przy pokładach wę-
gla.

Sposoby obliczania powierzchni pól okonturowanych na mapie

Powierzchnię płaską na mapie lub planie można obli-
czyć następującymi sposobami: 1 — analitycznie ze współ-
rzędnych; 2 — mechanicznie — planimetrem; 3 — graficz-
nie przy użyciu wzorów; 4 — paletką, a wreszcie 5 — spo-
sobem kombinowanym.

Przy tego rodzaju powierzchniach topograficznych, które
prawie z reguły ograniczone są jakimiś krzywymi liniami,
sposób analityczny nie ma zastosowania. Natomiast naj-
właściwszy jest sposób mechaniczny. Zapewnia on szybkie
i wystarczająco dokładne pomiary. Dokładność obliczenia
powierzchni planimetrem uzależniona jest od wielkości
obszaru, skali mapy i długości obwodu oraz od konfigu-
racji terenu. W obliczeniach analitycznych bierzemy miar-
y z gruntu, a zatem obliczona powierzchnia nie jest obar-
czona błędami graficznymi, w obliczeniach graficznych
i mechanicznych obliczamy powierzchnię papieru, która
obarczona jest już błędami kartowania oraz popełniamy
błąd podczas planimetrowania. Ustalanie tych przypusz-
czalnych błędów jest rzeczą bardzo trudną. Jordan na dro-
dze empirycznej ustalił wzór na średni błąd obliczenia
powierzchni na papierze:

$$m_{sr} = \pm 0,03 \sqrt{u} \text{ [cm}^2\text{] na planie}$$

Na ogół praktycznie sprawdza się on w granicach od 10
do 150 cm² powierzchni na papierze. Im powierzchnia jest
większa — tym mniejszy jest błąd względny. Decydujący
wpływ na wielkość błędu ma skala (przy tej samej po-
wierzchni). Wprowadzając skalę, czyli mnożąc błąd średni
przez mianownik skali, otrzymujemy wielkość błędu w cm²
na gruncie:

$$m_{sr} = \pm 0,03 \sqrt{u} \cdot M^2 \text{ [w cm}^2\text{]}$$

Ze względu na to, że powierzchnię na tego rodzaju pla-
nach obliczamy w hektarach, a zatem wprowadzimy od-
powiednie przekształcenia:

$$m_{sr} = \pm 0,03 \sqrt{u} \cdot M^2 \frac{M}{100^2 \cdot 100^2} \text{ w ha pow. na}$$

planie, po przekształceniach wzór na średni błąd absolutny
na gruncie pojedynczego wyniku wynosi:

$$m_{sr} = \pm 0,03 \frac{M}{10\,000} \sqrt{u_{ha}}$$

gdzie powierzchnia U wyrażona jest w hektarach.

Następne prawo pod względem sprawności i dokładności
zdobył sobie sposób graficzny, a na ostatnim miejscu —
sposób pomiaru paletką. Stosują go często geolodzy do
wstępnych prac obliczenia powierzchni, a czasem jako je-
dyny, ponieważ obliczenia są proste i krótkie.

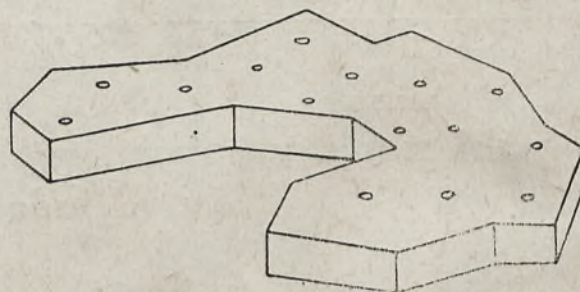
Sposoby obliczania zasobów kopalin stałych

Stosowane są następujące sposoby obliczania zasobów:

1. Sposób średniej arytmetycznej
2. Sposób bloków geologicznych
3. Sposób bloków eksploatacyjnych
4. Sposób wieloboków
5. Sposób trójkątów
6. Sposób izolinii
7. Sposób przekrojów geologicznych
8. Sposób warstw
9. Sposoby kombinowane
10. Sposób statystyczny

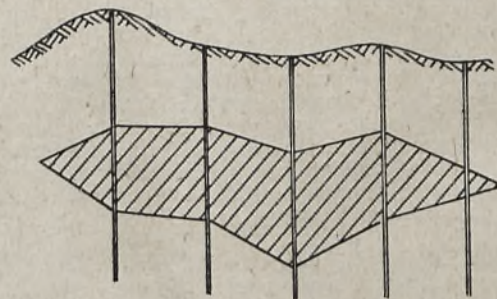
Kopaliny z reguły ograniczone są powierzchniami
o skomplikowanych formach, stąd przy pomocy stereo-
metrii i geometrii analitycznej przestrzennej nie można
obliczyć z matematyczną dokładnością objętości tak nie-
regularnych brył. Dlatego też wszystkie bryły o skompli-
kowanych formach zastępuje się bryłami o budowie pra-
widłowej, zbliżonej swą formą do rzeczywistości, a zatem
zbliżonej do zasobów surowca. Całą bryłę o nieregularnej
budowie zastępuje się przez jeden blok regularny lub
rozbija się na kilka różnych, ale o formach prawidłowych,
których objętości dadzą się przedstawić prostymi wzorami
stereometrii: na przykład na szereg równoległoscianów,
prostokątów, ostrosłupów, stożków itp. brył. Naj-
bardziej prostą i szybką metodą obliczenia zasobów jest
sposób średniej arytmetycznej.

1. Sposób średniej arytmetycznej. Bryłę ograniczoną
skomplikowanymi powierzchniami zamienia się na pro-
stopadłościan o podstawie wielokąta, którego podstawa
pokrywa się z zewnętrznym konturem kopaliny. Wysokość
bryły równa się średniej miąższości.



Rys. 1. Blok zamienny złożonej formy kopaliny przy obliczaniu
zasobów metodą średniej arytmetycznej

Dobrze jest dla ogólnego zobrazowania jak zalega złożo,
podać w rzucie aksonometrycznym bryłę badanej kopaliny,
czyli tak zwany blokdiagram złoża; dla złoża zalegającego
blisko powierzchni ziemi, to znaczy takiego, dla którego
projektuje się eksploatację sposobem odkrywkowym, do-
brze jest podać blokdiagram nadkładu. Na podstawie ta-



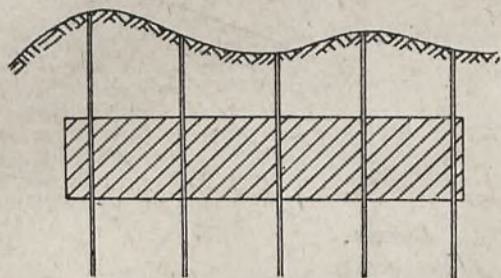
Rys. 2. Profil kopaliny o skomplikowanej formie

kiego planu poglądowego widać wyraźnie głębokość zalega-
nia kopaliny oraz wielkość robót ziemnych dla rozpo-
częcia eksploatacji sposobem odkrywkowym.

Dla obliczenia zasobów złoża trzeba sporządzić plan
miąższości złoża, dla obliczenia nadkładu — plan miąż-
szości nadkładu. Dane o miąższościach wpisuje się na pla-
nach obok każdego otworu wiertniczego.

Po wyznaczeniu konturu zalegania złoża, ewentualnie
po ustaleniu konturu, dla którego będą wykonywane obli-
czenia zasobów, należy obliczyć powierzchnię kilkoma
sposobami. Najlepiej jest wyznaczyć powierzchnię plani-

metrem, a następnie skontrolować sposobem graficznym. Do dalszej czynności należy zaliczyć obliczenia, tak zwanej miąższości średniej. Miąższość średnią kopaliny oblicza się jako średnią arytmetyczną ze wszystkich miąższości, które zawierają się wewnątrz okonturowanego złoża oraz tylko te należy brać pod uwagę, które przebiły złoże. Dalej obliczenie zasobów jest już proste. Średnią miąższość mnoży się przez powierzchnię konturu zewnętrznego złoża (czyli przez powierzchnię, dla której była wyznaczona średnia miąższość), otrzymując w ten sposób zasób kopaliny w m³.

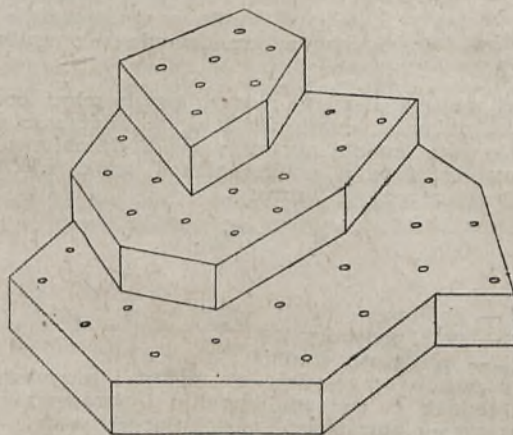


Rys. 3. Profil kopaliny przekształconej w bryłę regularną, niejako w płytę o tej samej grubości (średniej miąższości)

Jak widać z wyżej wymienionych czynności, są one proste i szybko prowadzą do celu; głównymi zaletami tego sposobu są przejrzystość obliczeń i szybkość, stąd metoda ta jest bardzo popularna wśród geologów. Wadą tego sposobu jest to, że nie można wyodrębnić zasobów poszczególnych gatunków złoża, jak na przykład kilka gatunków ilów naprzemianległych albo złoża, w których składnik jest bardzo nierównomiernie rozłożony w kopalinie.

2. Sposób bloków geologicznych. Kierując się przekrojami geologicznymi ewentualnie mapą poglądową blokdiagramów złoża, pole zalegania kopaliny dzieli się na części, dla których wyznacza się miąższość średnią oraz okonturowuje powierzchnię. W obrębie każdego bloku zasoby oblicza się metodą średniej arytmetycznej. Jest to swego rodzaju wielokrotne zastosowanie sposobu średniej arytmetycznej dla obliczenia zasobów złoża.

Podział okonturowanej powierzchni na działki może być dokonany ze względu na cel, jaki sobie uprzednio postawił dokumentator.



Rys. 4. Przekształcona forma kopaliny w zespół przylegających do siebie bloków

Pole okonturowane może być podzielone z tytułu: wydzielenia różnych gatunków kopaliny, różnego stopnia poznania geologicznego, to znaczy w zależności od gęstości rozmieszczonych robót geologiczno-rozpoznawczych, ze względu na kolejność przyszłej eksploatacji, urozmaicenie budowy poszczególnych części złoża.

Nie należy dzielić figury na bloki zbyt małe, ponieważ powstaje zbyt duży błąd w obliczeniach zasobów, zwiększa się również ilość prac graficznych i obliczeniowych. Przyjęło się w praktyce, że grubym błędem jest błąd większy niż 5%, czyli dopuszczalne są błędy do 5%; uzasadnienie

tego błędu granicznego wypływa z oceny wykorzystania inwestycji dla produkcji. Gruby błąd w ocenie zasobów, na przykład ilów ceramicznych (glin ceglarskich) powoduje niewykorzystanie w odpowiednim czasie włożonych inwestycji. Każde inwestycje zakrojone są na pewien przeciąg czasu, na przykład do kapitalnego remontu, i w tym czasie powinny się amortyzować. Gruby błąd w obliczeniach zasobów ilów ceramicznych powoduje niewykorzystanie pieców, suszarń itp. budynków przemysłowych. Następnym zagadnieniem jest pytanie, jakie kryteria należy stosować przy projektowaniu bloków geologicznych? Otóż opracowanych metod projektowania bloków geologicznych nie ma. Należy natomiast podkreślić, iż do każdego złoża należy podejść indywidualnie, ponieważ przyroda nie zna schematu. Można tylko — bardzo ogólnie — powiedzieć, że na wielkość projektowanych bloków wpływa:

- ilość otworów wiertniczych na 1 ha,
- rodzaj kopaliny i jej wartość,
- forma złoża,
- skala planu obliczeniowego,
- cel wykonywanych wierceń.

Nie opracowano dotąd kryteriów naukowych odnośnie zagęszczenia punktami wierceń przy pracach geologiczno-poszukiwawczych. Instrukcje, które zostały wydane podają odległości między punktami wierceń w granicach od 20 do 320 m oraz ilość wyrobisk górniczych na 1 hektar. Najlepsze kryterium dla zaprojektowania siatki wierceń i zagęszczenia robót górniczych dostarcza praktyka zawodowa oraz obiektywna ocena prób kopaliny w terenie.

Najlepiej jest pokryć teren siatką regularną, ponieważ pozwala ona na systematyczne zbadanie obszaru (nie może być mowy o pominięciu jakiejś części terenu), umożliwia zachowanie prawidłowości przy zagęszczaniu wierceń, ułatwia również opracowanie graficzne i obliczenie rachunkowe zasobów kopaliny. Można bardzo łatwo wyrozumować, iż obliczenia zasobów metodą bloków geologicznych można wykonać tylko wówczas, jeżeli każdy z bloków posiada wystarczającą ilość wierceń. Jedno lub dwa wiercenia nie pozwalają bowiem na okonturowanie bloku. Ilość otworów wiertniczych zależy od grupy złoża oraz od kategorii, w jakiej złoże jest dokumentowane.

Dla orientacji podaję tabelę gęstości otworów wiertniczych i wyrobisk górniczych w zależności od grupy złoża i kategorii poznania.

Dla każdego z bloków stosuje się metodę średniej arytmetycznej. Łączny zasób kopaliny otrzymuje się po zsumowaniu objętości złoża ze wszystkich bloków.

Zalety tej metody są następujące:

- obliczenia nieskomplikowane
- szybkość w obliczeniach

podział złoża na części według gatunków pozwala na bezpośrednie obliczenie tych kopaliny,

— forma brył może być bardzo zbliżona do zalegania naturalnego.

Sposób bloków geologicznych nie znajduje zastosowania przy obliczeniach zasobów surowca jednego rodzaju — jest natomiast typowy dla kopaliny wydobywanych sposobem górniczym.

3. Sposób bloków eksploatacyjnych. Jeżeli złoże zostało podzielone robotami górniczymi, wówczas najpraktyczniej jest obliczyć zasoby sposobem bloków eksploatacyjnych. Blok eksploatacyjny przedstawia bryłę ograniczoną od góry i od dołu chodnikami podstawowymi, a z boków szybikami.

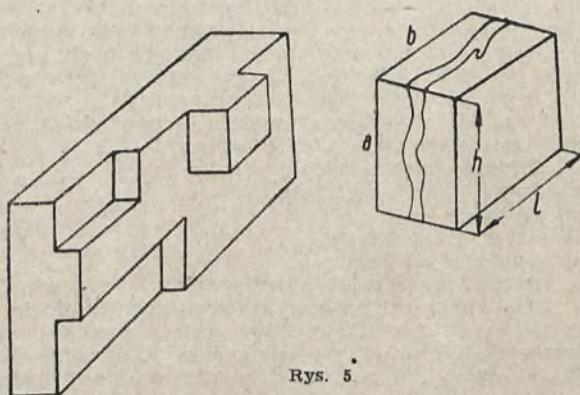
Obliczenie zasobów wykonuje się sposobem średniej arytmetycznej. Przy sposobie bloków eksploatacyjnych ca-

Tablica dotycząca surowców ilastych

Grupa	Zagęszczenie wyrobisk (w metrach)			
	kategoria			
	C ₂	C ₁	B	A
I	1 wyrobisko na 10—50 ha	1 wyrobisko na 5—10 ha	1 otw. co 200—300 m	1 otw. co 100—150 m
II	1 wyrobisko na 5—10 ha	1 otw. co 200—300 m	1 otw. co 100—150 m	1 otw. co 50—75 m
III	1 otw. co 160—320 m	1 otw. co 80—160 m	1 otw. co 40—80 m	1 otw. co 20—40 m

Jeżeli złoża przekształca się w szereg odrębnych, różnej wielkości prostopadłościów ograniczonych poziomymi i pionowymi wyrobiskami górnictwymi. Wysokość tych prostopadłościów równa się średniej miąższości każdego bloku, a podstawa jest równa powierzchni pola bloku.

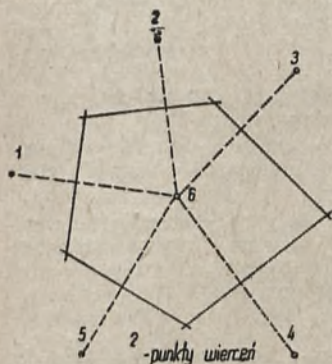
Zalety metody są oczywiste. Obliczenia i prace kreslarskie są proste, podział na bloki eksploatacyjne pozwala od razu zaplanować roboty górnicze. W przypadku oblicza-



Rys. 5

nia zasobów grubego złoża (gdy miąższość złoża przekracza szerokość wyrobisk rozpoznawczych), do obliczania miąższości bierze się dane z ortów przebiegające złoże do stropu lub spągu.

4. Sposób wieloboków zwany inaczej sposobem najbliższego rejonu. Sposób ten polega na wydzieleniu dookoła każdego otworu wiertniczego pewnego pola, którego punk-

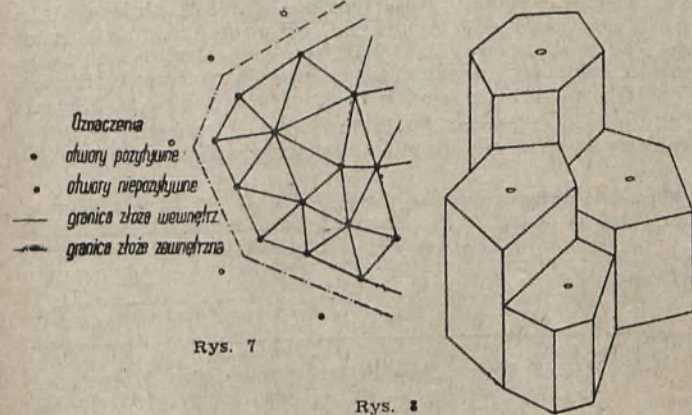


Rys. 6

ty położone są najbliżej danego punktu wiertniczego. Każdy punkt wiertniczy łączy się z sąsiednimi liniami pomocniczymi. Ze środka tych prostych wystawia się prostopadłe, które się nawzajem przecinają, zamkając dookoła każdego punktu wielobok. Podział ten opiera się na znanym twierdzeniu z geometrii: prosta prostopadła wystawiona ze środka odcinka jest miejscem geometrycznym punktów jednakowo oddalonych od końców tego odcinka.

Tym sposobem całe okonturowanie pola kopaliny podzielone zostanie na wieloboki, a kopaliny na przylegające do siebie graniastosłupy o miąższości w środku wieloboku.

Obliczanie objętości przeprowadza się w sposób następujący: pole podstawowe każdego graniastosłupa mnoży się



Rys. 7

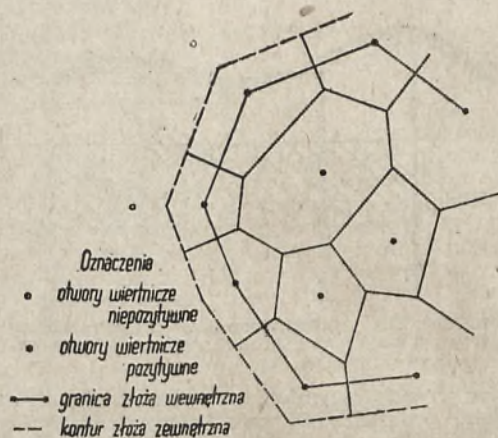
Rys. 8

przez jego miąższość (wysokość), co daje objętość. Główną zaletą tego sposobu są proste i szybkie operacje rachunkowe. Ze sposobów bardziej zawitych, ten jest najprostszy, a stąd najpopularniejszy. Oczywiście, że ma on i wady, gdyż:

dużo pracy pochłania przygotowanie graficzne, jeśli po wykonaniu wierceń zajdzie potrzeba dodatkowych otworów, wówczas większość przygotowania graficznego należy przerobić,

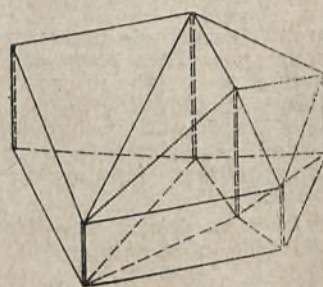
sposób ten nie daje możliwości obliczenia zasobów według gatunków.

Dla danego wieloboku obliczenia zasobów opiera się na danych z jednorazowego przebiecia kopaliny w obrębie tego samego bloku, a częste sumowanie prowadzi do pomyłek.



Rys. 9

5. Sposób trójkątów. Każdy punkt wierceń łączy się linią prostą z sąsiednimi, tworząc trójkąty. Okonturowanie zło-



Rys. 10

me; górna powierzchnia przedstawia skomplikowaną morfologię.

Objętość oblicza się jako iloczyn powierzchni podstawy graniastosłupa przez miąższość średnią. Miąższość średnią oblicza się jako średnią arytmetyczną z trzech miąższości, które przebiły złoże w wierzchołkach trójkąta. Objętość złoża oblicza się w myśl wzoru:

$$V = PM_{sr}$$

gdzie:

V – objętość

P – pole podstawy

M_{sr} – miąższość średnia

Na pozór sposób ten wydaje się dobry i przystępny dla obliczeń, jednak po przeanalizowaniu i porównaniu z innymi ma szereg poważnych, następujących wad:

granice pól obliczeniowych prawie nigdy nie pokrywają się z granicami zasięgu występowania kopaliny,

granice trójkątów przeprowadza się w sposób formalny, ponieważ trudno jest ustawić je tak, aby się pokrywały. Dlatego przy sposobie wieloboków wyniki są dokładniejsze, jeśli chodzi o obliczenie zasobów,

figury trójkątów nie odpowiadają naturalnym granicom kopaliny,

obliczenia rachunkowe są uciążliwe, ponieważ wartość liczbowa miąższości brana jest po kilka razy do wyznaczenia miąższości średniej dla trójkątów przylegających, stąd ilość obliczeń zwiększa się kilka razy w stosunku do metody średniej, arytmetycznej.

C. d. n

Do Czytelnika

Nie miałem możliwości wykonania korekty części mojej pracy ogłoszonej w numerze styczniowym Przeglądu, wskutek czego wkradzi się do niej uchybienia w rysunkach i tekście. Poniżej podaję ich wykaz i proszę o poczynienie poprawek.

W tekście:

- Str. 17 szpalta 1 wiersz 4 od dołu zamiast „wzorów” winno być „wywodów”.
 Str. 17 szpalta 2 wiersz 19 od góry zamiast „redukcji i obwodów” powinno być „redukcji obwodów”.
 Str. 18 szpalta 1 wiersz 10 od góry zamiast „otrzymaliśmy” winno być „otrzymalibyśmy”.
 Str. 18 szpalta 2 wiersz 4 od góry po słowie „powiedzeniem” winno być dwukropek zamiast przecinka.
 Str. 20 szpalta 1 wiersz 8 od dołu zamiast „wyposażona” winno być „wypostawiana”.
 Str. 23 szpalta 1 wiersz 13 od góry należy skreślić „więc”.
 Str. 23 szpalta 2 w rubryce 2 tablicy wyrównywanych ciągów należy wszystkie znaki + zamienić strzałkami → wskazującymi kierunek OD DO.

W rysunkach:

- Rys. 1. Wysokości reperów znanych wynoszą: 5.000, 14.000 m, 2.000 m i 12.000 m.
 Rys. 2. Opuszczono strzałkę wskazującą kierunek ciągu od V do U. Wysokości znanych reperów wynoszą: 14.000 m, 2.000 m i 12.000 m.
 Rys. 3. Różnica wysokości od W do V przy dolnej kreskowanej linii wynosi -10.000 m. Wysokości znanych reperów wynoszą: 2.000 i 12.000 m.
 Rys. 4. Numery ciągów powinny być umieszczone obok linii ciąg wyobrażającej i przed długością tego ciągu.
 Rys. 5. Różnica wysokości od A do X (ciągu 1) wynosi +21.7648 m, a od V do D (ciągu 5) -26.2517 m. Numer ciągu winien

być umieszczony po jego drugiej stronie przed długością 21.7. Odchyłka $C_0 = -5.2$ a $C_2 = -11.2$.

- Rys. 6. W rubryce pierwszej formularza wszystkie mianowniki ułamków we wzorach na $E_1, E_2, \dots, E_8$ winny być ujęte w nawias. Powód wyjaśniony jest w dalszym ciągu pracy przy omawianiu metody obliczeń. We wzorze na v_{11} mianownik wynosi $E_3 + L_{11}$. W rubryce ostatniej wiersz pierwszy powinien zawierać $[+1+2+3]$.
 Rys. 7. Różnica wysokości ciągu 2 (od D do B) wynosi +3.738 m, a jego długość 1.9 km.
 Rys. 9. Cyfrę w pobliżu strzałki ciągu 2 i na prawo od niej należy przerobić na 3. Cyfrę 3 w pobliżu punktu D należy skreślić. Odchyłka $C_1 = -2$.
 Rys. 10. W schemacie należy kółko oznaczające punkt D wypełnić krzyżykiem. Kółko, na które wskazuje strzałka ciągu 17, również należy wypełnić krzyżykiem. Uwagi do rys. 6 o nawiasach w rubryce pierwszej formularza i o znaku w jego rubryce ostatniej stosują się i do tego rysunku.
 Rys. 11. Różnica wysokości ciągu 3a od C do B wynosi -10.714 m. Odchyłka obwodu III winna być umieszczona wewnątrz tego obwodu.
 Rys. 13. Różnica wysokości ciągu 2 wynosi +51.762 m. W tekście pod tym rysunkiem zdanie drugie powinno brzmieć: „Ciąg 1 jest sumą itd.”, a zdanie trzecie powinno przyjąć brzmienie: „ C_0, C_1 i C_2 oznaczają odchyłki itd.”.
 Rys. 14. Uwagi do rys. 6 o nawiasach w rubryce pierwszej formularza i o znaku w jego rubryce ostatniej stosują się i do tego rysunku. We wzorze na v_3 pierwszym czynnikiem liczenia jest L_3 .

Wszystkie rysunki: Na wszystkich rysunkach liczby dodatnie winny być opatrzone znakiem +.

Powyższe usterki wynikły z niezbyt ścisłego kopiowania oryginalnych moich rysunków przy ich przygotowaniu do druku, czego, mam nadzieję, da się uniknąć w dalszym ciągu pracy.

K. Godlewski

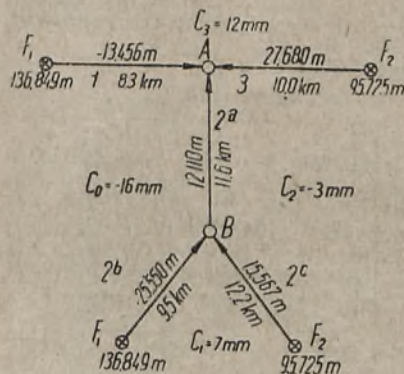
Klemens Godlewski

Wyrównanie sieci niwelacyjnych metodą redukcji obwodów

Część III

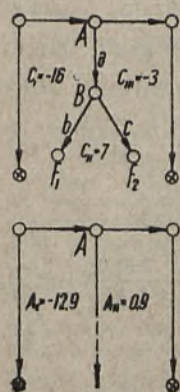
Sieci bardziej skomplikowane. Użycie formularzy pomocniczych

W dotychczasowej dyskusji metody redukcji obwodów rozpatrywaliśmy wypadki, w których szkic dający obraz geograficznego usytuowania reperów może być w prosty sposób przekształcony w konwencjonalną formę schematu umieszczonego u góry formularza obliczeniowego A. Należy tu jednak podkreślić, że ten system wyrównania można stosować do jakiegokolwiek sieci ciągów niwelacyjnych, w której każdy obwód zawiera jeden albo dwa punkty stałe o znanych wysokościach. Żaden obwód nie może zawierać więcej niż dwa znane repery, ponieważ wprowadzenie trzeciego znanego punktu rozбивa jeden obwód na dwa oddzielne obwody. Często się jednak zdarza, że spotykamy obwód wewnętrzny, w którym nie ma żadnego zna-



Rys. 33. Przykład 8. Szkic z rys. 21 i rys. 22 po „podniesieniu” za punkty F_1 i F_2 i „wypostawieniu” wzdłuż „osi wypostawiania” F_1AF_2 . Takie przekształcenie sieci wybrano celowo dla pokazania użycia formularza pomocniczego C

Przykład 8. W przykładzie 5¹⁾ wyrównaliśmy sieć z rysunku 21 na formularzu A, przekształciliśmy ją przed wyrównaniem przez wypostawianie wzdłuż osi wypostawiania F_2BAF_1 , jak to pokazują rysunki 22 i 23. Rozpatrzmy teraz tę samą sieć przy założeniu, że przeniesiemy ją za punkty F_1 i F_2 i wypostawialiśmy wzdłuż osi wypostawiania F_1AF_2 . Przyjmie ona wtedy kształt przedstawiony



FORM-C			
$L_0 = 11.6$	$L_1 = 9.5$	$L_2 = 12.2$	
$C_1 = -16$	$C_2 = 7$	$C_3 = -3$	
$L_3 = L_0 + \frac{L_1 L_2}{L_1 + L_2} = 16.9$ $K = \frac{L_2 C_1}{L_1 + L_2} = 3.1$			
$A_1 = C_1 + K = -12.9$ ($= A_0$ w Form A)			
$A_2 = C_2 + C_3 - K = 0.9$ ($= A_1$ w Form A)			
$V_1 = -5.8$ (z Form A)	χ	$[Y]$	
$V_2 = \frac{L_1 V_1}{L_2} = -4.0$	-0.345		
$V_3 = -K + V_1 - V_2 = -4.9$	-0.503		
$V_4 = C_3 + V_3 = 2.1$	0.172		
		$[a-b-c]$	
		0.517	
		-0.503	
		0.014	

Rys. 34. Przykład 8. Formularz C, w którego górnej połowie wykonano obliczenia ciągu 2 równoważnego trzem ciągami rozchodzącym się promieniście z punktu B, rys. 33

na rys. 33. Odchyłki w obwodach oznaczono na nim literami C_0, C_1, C_2 i C_3 i na nowo obliczono.

Wyda się, że potrafilibyśmy wyrównać tę przekształconą sieć, gdyby nie komplikacja spowodowana wprowadzeniem ciągów prowadzących od B do F_1 i F_2 . Gdyby nie ta nowość, moglibyśmy przeprowadzić wyrównanie na formularzu A, bowiem część rysunku 33 powyżej punktu B podobna jest do schematu na tym formularzu.

Właściwe potraktowanie wyrównania niwelacji wzdłuż promieniście rozchodzących się z punktu B ciągów wymaga użycia formularza C, rys. 34.

¹⁾ Patrz część II niniejszej pracy — PG nr 2 z 1958 r.

nego punktu. Do takich sieci można zastosować tylko w ograniczonym zakresie metodę redukcji obwodów.

Traktowanie tą metodą bardziej skomplikowanych sieci wymaga użycia pomocniczych formularzy obliczeniowych i nieco modyfikuje użycie formularza A. Przedstawiamy to na następnych przykładach.

Z pomocą tego formularza możemy określić długość i „zaobserwowaną” różnicę wysokości dla pojedynczego ciągu (oznaczymy go numerem 2) będącego jeżeli chodzi o jego wpływ na wyrównanie całej sieci, ciągiem równoważnym trzech ciągów oznaczonych na rys. 33 numerami 2a, 2b i 2c. Jak widać z rys. 34 przepisujemy odchyłki $C_0 = -16$ mm, $C_1 = +7$ mm i $C_2 = -3$ mm ze szkicu sieci na rys. 33 na schemat formularza C na rys. 34 jako odchyłki $C_I = -16$, $C_{II} = +7$ i $C_{III} = -3$. Wpisujemy je również w odpowiednich miejscach w górnej połowie formularza na prawo od schematu. Tamże wpisujemy długości ciągów 2a, 2b i 2c jako L_a , L_b i L_c .

Następnie przy pomocy wzorów wydrukowanych w tej górnej połowie formularza C obliczamy wartości L_x , A_I

FIVITA

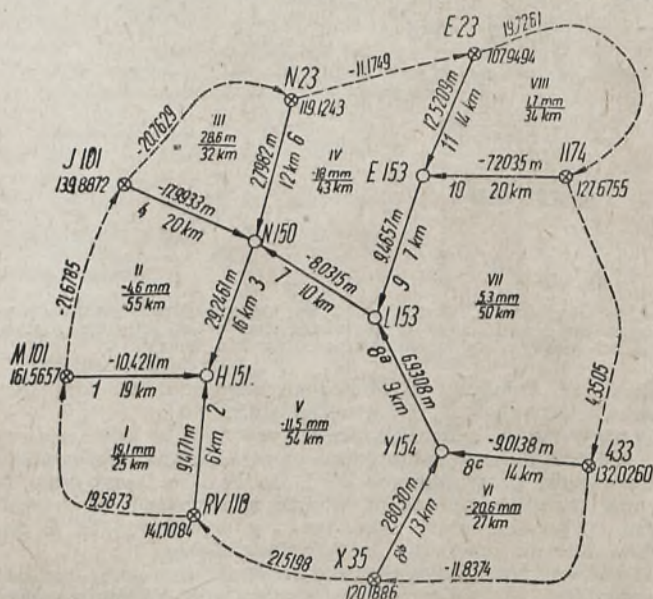
$L = 83$ $L_2 = 169$ (z Form C) $E = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 56$ $L_3 = 100$ $L_4 = 00$ $E_2 = \frac{L_4 (E_1 + L_3)}{E_1 + L_3 + L_4}$	z Form C $A_0 = -129$ $K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 86$ $V_1 = A_0 + z = 71$ z Form C $A_1 = 0.9$ $K_2 = \frac{L_4 (K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4}$	$V_2 = -A_1 + V_1 + V_0 = -58$ $V_3 = \frac{L_3 (K_1 + A_1 - V_0)}{E_1 + L_3} = -4.9$ $V_0 = -A_0 + V_1 + V_2 = 0.0$	$\frac{V}{L}$ 0.856 -0.343 -0.490	$\left[\frac{V}{L} \right]$ $[1+2+3]$ 0.856 -0.833 0.023
--	--	--	--	---

Rys. 35. Przykład 8. Formularz A, na którym wykonano wyrównanie sieci z rys. 33, po uprzednim użyciu pomocniczego formularza C dla obliczenia ciągu 2 równoważnego ciągom 2a, 2b i 2c

i A_{II} które umożliwią przeprowadzenie dalszego ciągu wyrównania na formularzu A, rys. 35. L_x z formularza C staje się długością równoważnego ciągu 2, a A_I i A_{II} — odchyłkami A_0 i A_1 na rys. 35.

Mamy teraz pojedynczy ciąg równoważny 2 zastępujący cięgi 2a, 2b i 2c i dalsze obliczenie przeprowadzamy w formularzu A, rys. 35.

Po zakończeniu i sprawdzeniu całkowitego wyrównania na formularzu A, rys. 35, dalsze obliczenia przeprowadzamy w dolnej połowie formularza C rys. 34. Poprawka v_2 równoważnego ciągu na rys. 35 staje się poprawką v_x na rys. 34. Obliczamy teraz w tej dolnej połowie formularza C poprawki v_a , v_b i v_c i przeprowadzamy sprawdzenie, podsumowując ilorazy $\frac{v}{L}$ dla tych poprawek. Poprawki te są poprawkami ciągów 2a, 2b i 2c. Wyrównanie zostało za-



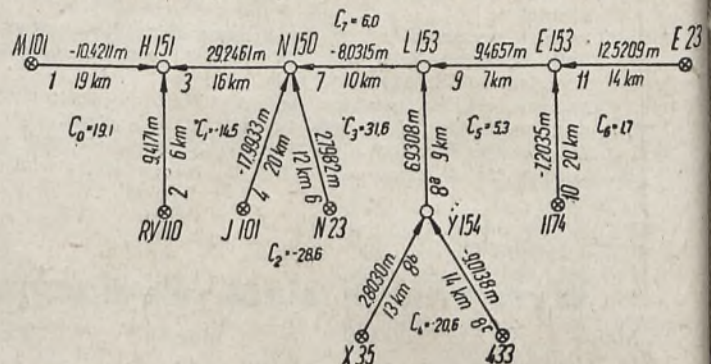
Rys. 36. Przykład 9. Sieć zależna zawierająca 8 punktów o znanych wysokościach i 5 nowych reperów węzłowych. Ma być wyrównana metodą redukcji obwodów na formularzu A przy użyciu pomocniczego formularza C

kończone. W dalszym ciągu możemy obliczyć wyrównane wysokości reperów węzłowych A i B. Otrzymaliśmy wyniki identyczne z obliczonymi w przykładzie 4.

Przykład 9 — ilustruje użycie pomocniczego formularza C. Rozpatrzmy teraz sieć przedstawioną na rys. 36. Ponieważ wiemy już, co należy rozumieć przez „podniesienie” sieci za najwygodniejsze punkty i „przerzucenie” niektórych ciągów na drugą stronę „osi wyprostowania”, przeto możemy przerysować szkic z rys. 36 w założeniu, że sieć została podniesiona za punkty M101 i E23, a jej osią wyprostowania jest linia M101—H151—N150—L153—E23.

Rysunek 37 jest szkicem sieci po wyprostowaniu. Odchyłki w obwodach oznaczono na nim literami C_0 , C_1 , C_2 , C_3 , C_4 , C_5 , C_6 i C_7 i na nowo obliczono w razie konieczności spowodowanej zmianami obwodów po przerwaniu niektórych ciągów na drugą stronę osi wyprostowania. Po wprowadzeniu ciągu 5 jako ciągu zerowego i obliczeniu na formularzu C pojedynczego równoważnego ciągu 8 zastępującego trzy cięgi 8a, 8b i 8c, rozchożące się promieniście z punktu Y154, wyrównanie przeprowadzono na formularzu A i C.

Naprzód obliczono równoważny ciąg 8 w górnej połowie formularza C (rys. 38). Jak widać z rys. 38, przepisujemy odchyłki $C_3 = +31.6$, $C_4 = -20.6$ i $C_5 = +5.3$ ze szkicu sieci na rys. 37 na schemat formularza C, przenumeryując je na C_I , C_{II} i C_{III} . Wpisujemy je również w odpowiednich miejscach górnej połowy formularza na prawo od sche-

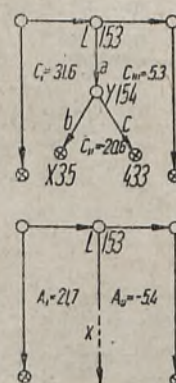


Rys. 37. Przykład 9. Ta sama sieć, co na rys. 36, po przekształceniu przez „podniesienie” za punkty M101 i E23

matu. Długość ciągów 8a, 8b i 8c wpisujemy również jako L_a , L_b i L_c . Następnie z pomocą wzorów wydrukowanych na formularzu obliczamy wielkości L_x , A_I i A_{II} . Ciąg L_x z formularza C staje się długością ciągu 8 na rys. 39, a A_I i A_{II} stają się odchyłkami A_0 i A_1 na tymże rysunku. Mamy teraz pojedynczy ciąg 8 zastępujący cięgi 8a, 8b i 8c i możemy przeprowadzić dalsze wyrównanie na formularzu A.

Obliczenia wykonane na formularzu A przedstawiono na rys. 39. Poprawka v_8 równoważnego ciągu 8 z rys. 39 jest poprawką v_x w dolnej połowie formularza C na rys. 38, dokąd ją wpisujemy. Obliczamy teraz na formularzu C, rys. 38, poprawki v_a , v_b i v_c i przeprowadzamy sprawdzenie

podsumowując ilorazy $\frac{v}{L}$ dla tych poprawek. Poprawki te są poprawkami ciągów 8a, 8b i 8c z rys. 36.



FORM-C

$L_0 = 9$ $L_1 = 13$ $L_2 = 14$
 $C_1 = 31.6$ $C_2 = 20.6$ $C_3 = 5.3$
 $L_x = L_0 + \frac{L_1 L_2}{L_1 + L_2} = 15.7$ $K = \frac{L_1 C_2}{L_1 + L_2} = -9.9$
 $A_1 = C_1 + K = 21.7$ (A_2 w Form A)
 $A_0 = C_2 + C_3 - K = -54$ (A_0 w Form A)

$V_2 = 2.7$ (V_0 w Form A)	$\frac{V}{L}$	$[V]$
$V_0 = \frac{L_1 V_2}{L_2} = 1.5$	0.167	$[2+3+4]$ 0.854 -0.846 0.008
$V_0 = -K + V_2 - V_0 = 11.1$	0.854	
$V_c = C_1 + V_0 = -9.5$	-0.679	

Rys. 38. Przykład 9. Formularz pomocniczy C, w którym wykonano obliczenia ciągu 8 równoważnego ciągom 8a, 8b i 8c z rys. 36 i rys. 37

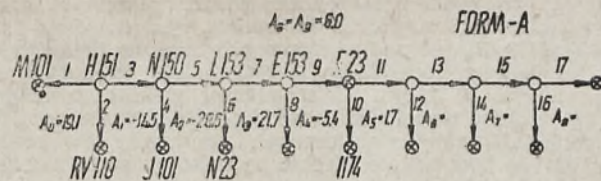
W ten sposób wyrównanie zostało zakończone. Pozostaje tylko obliczenie wyrównanych wysokości nowych reperów węzłowych. Stosując poszczególne v do zaobserwowanych różnic wysokości obliczamy różnice wyrównane:

Ciąg nr	OD reperu DO reperu	REPER minus REPER	Pomierzona różnica wysokości m	Poprawka v mm	Wyrównana różnica wysokości m
1	2	3	4	5	6
1	W101 → H151	H151 - W101	- 10.4211	- 10,1	- 10.4312
2	RV110 → H151	H151 - RV110	+ 9.4171	+ 9,0	+ 9.4261
3	N150 → H151	H151 - N150	+ 29.2461	- 15,6	+ 29.2305
4	J101 → N150	N150 - J101	- 17.9933	+ 10,1	- 17.9832
6	N23 → N150	N150 - N23	+ 2.7982	- 18,5	+ 2.7797
7	L153 → N150	N150 - L153	- 8.0315	+ 0,5	- 8.0310
8a	Y154 → L153	L153 - Y154	+ 6.9300	+ 1,5	+ 6.9323
8b	X35 → Y154	Y154 - X35	+ 2.8030	+ 11,1	+ 2.8141
8c	433 → Y154	Y154 - 433	- 9.0138	- 9,5	- 9.0233
9	E153 → L153	L153 - E153	+ 9.4657	- 0,8	+ 9.4649
10	1174 → E153	E153 - 1174	- 7.2035	- 1,9	- 7.2054
11	E23 → E153	E153 - E23	+ 12.5209	- 0,2	+ 12.5207

Teraz możemy obliczyć i sprawdzić wysokości wyrównanych reperów węzłowych:

N150	121,9040
W101	161,5657
	+ 8.0310
	- 10,4312
H151	151,1345
	- 6.9323
	- 9.4261
RV110	111,0004 (sprawdzenie)
	- 2.8141
H151	151,1345
	- 29,2305
N150	121,9040
	+ 9,0233
	- 2,7797
N23	119,1243 (sprawdzenie)
J101	139,8872
	- 17,9832
N150	121,9040 (sprawdzenie)
E153	120,4701
	- 12,5207
E23	107,9494 (sprawdzenie)
N150	121,9040
L153	129,9350
Y154	123,0027
X35	120,1886 (sprawdzenie)
Y154	123,0027
433	132,0260 (sprawdzenie)
L153	129,9350
E153	120,4701
1174	127,6755 (sprawdzenie)

Cwiczenie 2. Rys. 40 przedstawia szkic sieci niwelacyjnej (bez cyfrowych danych), obejmującej 9 znanych punktów i 7 nowych reperów węzłowych. Sieć ta została wyrównana metodą redukcji obwodów przy użyciu formularzy A i C. Założywszy, że w B są dwa identyczne znane repery B (od jednego biegnie ciąg BD, a od drugiego ciąg BE), sieć z rysunku 40 podniesiono za punkty B i H i wyprostowano wzdłuż osi wyprostowania BDKJEFGH. Wtedy z punktów D, J, E i G zwisają pojedyncze ciągi, z K zwisa 2 ciągi KL, przy czym z L zwisają ciągi LO i LM. Z punktu F zwisają 2 ciągi FC i FP, z których FC został przerzucony na drugą stronę osi wyprostowania. Po wprowadzeniu ciągu zerowego FF, przekształconą po podniesieniu sieć wygląda, jak pokazano na rys. 41, na którym zanumerowano ciągi stosownie do numeracji na schematach formularzy obliczeniowych A i C. Po obliczeniu na pomocniczym formularzu C ciągu równoważnego ciągom 6a, 6b i 6c, który jest ciągiem

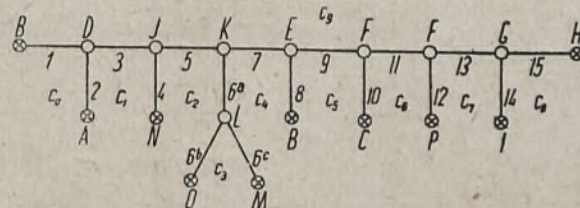


$L_1 = 19$ $L_2 = 6$ $E_1 = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 4,6$ $L_3 = 16$ $L_4 = 20$ $E_2 = \frac{L_4 (E_1 + L_3)}{E_1 + L_3 + L_4} = 10,1$ $L_5 = 0$ $L_6 = 12$ $E_3 = \frac{L_6 (E_2 + L_5)}{E_2 + L_5 + L_6} = 5,5$ $L_7 = 10$ $L_8 = 15,7$ (z Form C) $E_4 = \frac{L_8 (E_3 + L_7)}{E_3 + L_7 + L_8} = 7,8$ $L_9 = 7$ $L_{10} = 20$ $E_5 = \frac{L_{10} (E_4 + L_9)}{E_4 + L_9 + L_{10}} = 8,5$ $L_{11} = 14$ $L_{12} = 0$ $E_6 = \frac{L_{12} (E_5 + L_{11})}{E_5 + L_{11} + L_{12}} =$	$A_0 = 19,1$ $K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 4,6$ $A_1 = -14,5$ $K_2 = \frac{L_4 (K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4} = -4,9$ $A_2 = -28,6$ $K_3 = \frac{L_6 (K_2 + A_2)}{E_2 + L_5 + L_6} = -18,2$ z Form C: $A_3 = 21,7$ $K_4 = \frac{L_8 (K_3 + A_3)}{E_3 + L_7 + L_8} = -1,8$ z Form C: $A_4 = -5,4$ $K_5 = \frac{L_{10} (K_4 + A_4)}{E_4 + L_9 + L_{10}} = -2,1$ $A_5 = 1,7$ $K_6 = \frac{L_{12} (K_5 + A_5)}{E_5 + L_{11} + L_{12}} =$	$V_1 = -A_0 + V_2 = -10,1$ $V_2 = -A_1 + V_3 + V_4 = 9,0$ $V_3 = \frac{L_3 (K_1 + A_1 - V_4)}{E_1 + L_3} = -15,6$ $V_4 = -A_2 + V_5 + V_6 = 10,1$ $V_5 = \frac{L_5 (K_2 + A_2 - V_6)}{E_2 + L_5} = 0,0$ $V_6 = -A_3 + V_7 + V_8 = -18,5$ $V_7 = \frac{L_7 (K_3 + A_3 - V_8)}{E_3 + L_7} = 0,5$ $V_8 = -A_4 + V_9 + V_{10} = 2,7$ $V_9 = \frac{L_9 (K_4 + A_4 - V_{10})}{E_4 + L_9} = 0,8$ $V_{10} = -A_5 + V_{11} + V_{12} = -1,9$ $V_{11} = \frac{L_{11} (K_5 + A_5 - V_{12})}{E_5 + L_{11}} = 0,2$ $V_{12} = -A_6 + V_{13} + V_{14} = 0,0$	$\frac{V}{L}$ -0.532 1.500 -1.507 -0.007 0.505 0.000 -1.542 0.050 -0.114 0.008 -0.095 -0.014	$\frac{[V]}{[L]}$ 11.2+3 1500 -1.507 -0.007 -3.4+6+7 1530 -1.542 -0.012 -7.8+9 0.172 -0.164 0.008 -9.10+12 0.114 -0.109 0.005
---	---	---	--	---

Rys. 39. Przykład 9. Formularz A, na którym wykonano wyrównanie sieci z rys. 36 i rys. 37 po uprzednim użyciu pomocniczego formularza C (rys. 38) dla obliczenia ciągu 8 równoważnego ciągom 8a, 8b i 8c

8 na formularzu A, wyrównanie wykonano na formularzu A i zakończono je dla tych trzech ciągów na formularzu C. Utrzymując to samo założenie co do reperu B, należy:

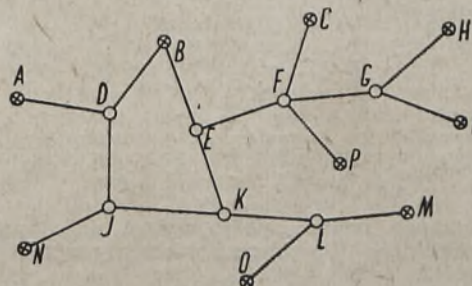
a) na wzór szkicu z rys. 41 sporządzić odrębne szkice sieci po podniesieniu jej za: 1 — A i H; 2 — N i H; 3 — B i I; 4 — A i I; 5 — N i I; 6 — B i C; 7 — A i C; 8 — N i C;



Rys. 40. Cwiczenie 2 i 3. Sieć zależna zawierająca 9 znanych reperów i 7 nowych reperów węzłowych została wyrównana na formularzu A przy użyciu pomocniczego formularza C

9 — B i P; 10 — A i P; 11 — N i P. W ten sposób łącznie ze szkicem na rys. 41 otrzymamy 12 wariantów możliwości wyrównania sieci na formularzach A i C

b) po przestudiowaniu tych 12 szkiców zdecydować, który z wariantów powinien być wybrany jako najbardziej eko-

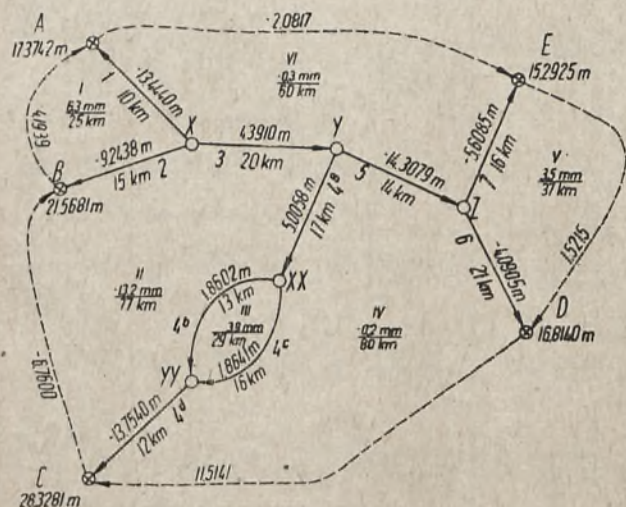


Rys. 41. Cwiczenie 2 i 3. Szkic sieci z rys. 40 po jej przekształceniu przez wyprostowanie wzdłuż osi wyprostowania BDKJEFGH

normiczny. Czy rachmistrz wybrał właściwy wariant przekształcając sieć do wyrównania według rys. 41.

Ćwiczenie 3. Biorąc pod uwagę regułę znaków oraz strzałki na schematach formularzy A i C, należy uzupełnić oba szkice na rys. 40 i rys. 41 strzałkami wskazującymi pomierzone różnice wysokości w taki sposób, aby nie potrzebowało zmieniać znaków obliczonych poprawek przy dodawaniu ich do tych różnic. Zrobić to samo na paru wariantach szkiców wykonanych w ćwiczeniu 2 i porównać szkice.

Przykład 10 — ilustruje użycie pomocniczego formularza D. Przedstawiona na rys. 42 sieć ciągów niwelacyjnych obejmuje między innymi obwód „wewnętrzny” nie zawierający znanego reperu. Dla przygotowania jej do wyrównania na formularzu A, użyjemy pomocniczego formularza D.

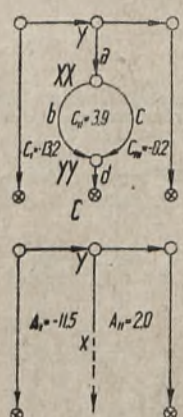


Rys. 42. Przykład 10. Sieć zależna zawierająca 5 punktów o znanych wysokościach i 5 nowych reperów węzłowych oraz jeden obwód wewnętrzny z dwoma punktami węzłowymi nie mający punktu stałego. Zostanie wyrównana metodą redukcji obwodów dla zilustrowania użycia formularza pomocniczego D

formularza D, przedstawionego na rys. 43. Wzory tego formularza pozwolą nam obliczyć pojedynczy ciąg 4, który będzie równoważny zespołowi ciągów 4a, 4b, 4c i 4d z rys. 42.

Przy przenoszeniu danych z rys. 42 do formularza D, rys. 43, odchyłki II, III i IV stają się odchyłkami C_I, C_{II} i C_{III}, a długości ciągów 4a, 4b, 4c i 4d — długościami a, b, c i d w tym formularzu.

Rozwiązując wzory górnej połowy formularza D otrzymamy wartości L_x, A₁ i A₁₁, które przenosimy do formularza A, rys. 44, jako L₄, A₁ i A₂.

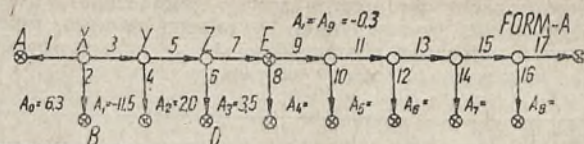


FORM-D			
L ₀ = 17	L ₁ = 13	L ₂ = 16	L ₃ = 12
C ₁ = -132	C ₂ = 39	C ₃ = -02	
$L_x = L_0 + L_1 + L_2 + L_3 = 36.2$ (z Form. A)			
$K = \frac{L_0 C_1}{L_x} = -1.7$			
$A_1 = C_1 + K = -11.5$ (z Form. A)			
$A_{11} = C_{11} + C_{11} - K = 20$ (z Form. A)			
$V_x = -4.3$ (z Form. A)	$\frac{V}{L}$	$\left[\frac{V}{L}\right]$	
$V_0 = \frac{L_0 V_x}{L_x} = -2.0$	-0.118	0.199	
$V_1 = \frac{L_1 V_x}{L_x} = -1.4$	-0.117	-0.200	
$V_2 = K + V_0 - V_1 - V_2 = -2.6$	-0.200	-0.001	
$V_3 = C_{11} + V_0 = 1.3$	0.001	-0.198	
		0.002	

Rys. 43. Przykład 10. Formularz D, przedstawiający obliczenia potrzebne do otrzymania pojedynczego ciągu 4 równoważnego kombinacji ciągów 4a, 4b, 4c i 4d (rys. 42)

Resztę danych, które należy wpisać do formularza A przed zaczęciem na nim obliczeń, bierzemy wprost ze szkicu na rys. 42.

Następnie wykonujemy i sprawdzamy obliczenia na formularzu A, rys. 44. v_4 z tego formularza staje się v_x na



FORM-A			
L ₁ = 10	L ₂ = 15	A ₀ = 63	$\frac{V}{L}$
$E_1 = \frac{L_1 L_2}{L_1 + L_2} = 6.0$	$K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 3.8$	$V_1 = -A_0 + V_2 = -1.7$	$\left[\frac{V}{L}\right]$
L ₃ = 20	L ₄ = 36.2 z Form. D	z Form. D: A ₁ = -11.5	0.307
$E_2 = \frac{L_1 (E_1 + L_2)}{E_1 + L_3 + L_4} = 15.1$	$K_2 = \frac{L_1 (K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4} = -4.5$	$V_2 = -A_1 + V_3 + V_4 = 4.6$	0.307
L ₅ = 14	L ₆ = 21	z Form. D: A ₂ = 2.0	-0.130
$E_3 = \frac{L_2 (E_2 + L_3)}{E_2 + L_5 + L_6} = 12.2$	$K_3 = \frac{L_2 (K_2 + A_2)}{E_2 + L_5 + L_6} = -1.0$	$V_3 = -A_2 + V_5 + V_6 = -4.3$	-0.119
L ₇ = 16	L ₈ = 0	A ₃ = 3.5	-0.014
$E_4 = \frac{L_3 (E_3 + L_5)}{E_3 + L_7 + L_8} = 12.2$	$K_4 = \frac{L_3 (K_3 + A_3)}{E_3 + L_7 + L_8} = -1.0$	$V_4 = -A_3 + V_7 + V_8 = -2.1$	-0.100
		$V_5 = \frac{L_7 (K_4 + A_4)}{E_4 + L_7} = 1.4$	0.088
		$V_6 = -A_4 + V_9 + V_{10} = 0.0$	0.002

Rys. 44. Formularz A, przedstawiający obliczenia wykonane dla wyrównania sieci z rys. 42 po użyciu pomocniczego formularza D (rys. 43) dla obliczenia pojedynczego ciągu 4 równoważnego ciągom 4a, 4b, 4c i 4d

formularzu D, na którym w dolnej części prawej jego połowy obliczamy i sprawdzamy poprawki v_a, v_b, v_c, v_d . Stosując poszczególne v do pomierzonych różnic wysokości obliczamy różnice wyrównane, jak niżej.

Ciąg nr	OD reperu DO reperu	Pomierzona różnica wy- sokości m	Poprawka v mm	Wyrównana różnica wysokości m
1	2	3	4	5
1	X → A	-13,4440	+1,7	-13,4423
2	X → B	- 9,2438	-4,6	- 9,2484
3	X → Y	+ 4,3910	+2,6	+ 4,3936
4a	Y → XX	+ 5,0058	+2,0	+ 5,0078
4b	XX → YY	+ 1,8602	+2,6	+ 1,8628
4c	XX → YY	+ 1,8641	-1,3	+ 1,8628
4d	YY → C	-13,7540	+1,4	-13,7526
5	Y → Z	-14,3079	+0,2	-14,3077
6	Z → D	- 4,0905	+2,1	- 4,0884
7	E → Z	- 5,6085	-1,4	- 5,6099

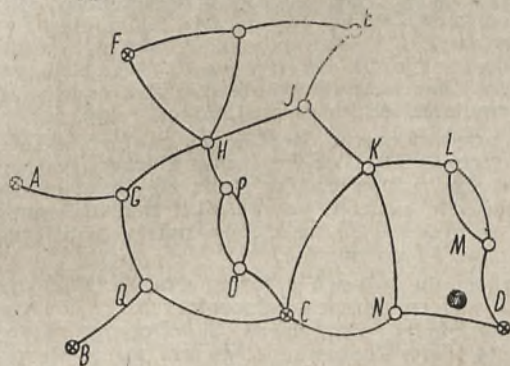
Jedynie co pozostaje, to obliczenie i sprawdzenie wyrównanych wysokości reperów węzłowych X, Y, Z, XX i YY.

Przypomina się tutaj jeszcze raz regułę znaków przy dodawaniu obliczonych poprawek do pomierzonych różnic wysokości. W rozpatrzonym przykładzie strzałki na szkicu z rys. 42 wskazują kierunki różnic OD reperu DO reperu, a strzałki na schematach w formularzach obliczeniowych wskazują te same kierunki i oznaczają kierunki REPER minus REPER.

Wobec tego znaki obliczeniowe v powinny być zmienione na odwrotne dla każdego ciągu przed ich dodaniem do zaobserwowanych różnic wypisanych na szkicu z rys. 42, co też uskuteczniło w powyższej tabeli różnic wysokości.

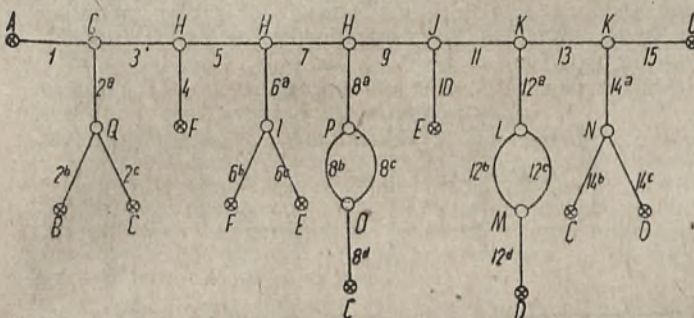
Ćwiczenie 4. Użycie pomocniczych formularzy C i D. Sieć z rys. 45, zawierająca 6 znanych punktów i 11 nowych reperów węzłowych oraz 2 obwody (każdy o dwu

punktach węzłowych), wyrównano na formularzu A oraz 3 formularzach pomocniczych C i 2 formularzach pomocniczych D. Celem dostosowania sieci do schematu formularza A podniesiono ją za punkty A i C i wyprostowano wzdłuż osi wyprostowania AGHJKC. Przy założeniu, że



Rys. 46. Cwiczenie 4. Szkic sieci z rys. 45 po jej przekształceniu przez wyprostowanie wzdłuż osi wyprostowania AGHJKC. Dla jej wyrównania na formularzu A użyto trzykrotnie formularz pomocniczy C i dwukrotnie formularz pomocniczy D

każdy znany punkt może być rozbity na tyle identycznych punktów, na ile w związku z wyrównaniem sieci zajdzie potrzeba, przekształcona po wyprostowaniu sieć została przedstawiona na szkicu z rys. 46. Z rysunku tego widać,



Rys. 46. Cwiczenie 4. Szkic sieci z rys. 45 po jej przekształceniu przez wyprostowanie wzdłuż osi wyprostowania AGHJKC. Dla jej wyrównania na formularzu A użyto trzykrotnie formularz pomocniczy C i dwukrotnie formularz pomocniczy D

że przed użyciem formularza A, należało na formularzach C obliczyć 3 równoważne ciągi 2, 6 i 14, a na formularzach D — 2 równoważne ciągi 8 i 12

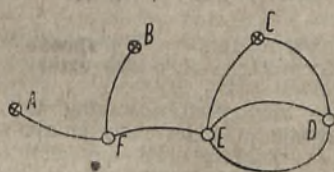
Należy:

a) na wzór szkicu z rys. 46 wykonać odrębny szkic przekształconej sieci po podniesieniu sieci z rys. 45 za punkty B i C i wyprostowaniu wzdłuż osi wyprostowania BQGHJKC. Porównać sporządzony szkic ze szkicem z rys. 46. Który z nich powinien być wybrany jako szkic do wyrównania i dlaczego?

b) podnieść sieć za punkty B i D i wyprostować wzdłuż osi wyprostowania BQGHJKND. Narysować odrębny szkic tak przekształconej sieci. Dlaczego nie warto przeprowadzić wyrównania przy takim podniesieniu sieci, chociaż umożliwiałoby to zredukowanie użycia formularza C tylko do jednego razu?

Odpowiedź:

Ilość ciągów na schemacie formularza A jest mniejsza od potrzebnej w tym wypadku. Wobec tego należałoby powiększyć ilość wzorów na tym formularzu, co zajęłoby



Rys. 47. Przykład 11. Sieć zależna zawierająca 3 znane repery i 3 nowe repery węzłowe, z których E i D leżą na wewnętrznym obwodzie. Wyrównana została na formularzu A przy użyciu formularza pomocniczego D

więcej czasu aniżeli użycie gotowego formularza C. Zobacz jednak przykład 12 i ćwiczenie 7.

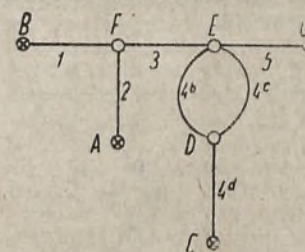
Cwiczenie 5. Stosowanie reguły znaków.

Uzupełnić szkic na rysunku 46, a następnie szkic na rys. 45 strzałkami na ciągach wskazującymi pomierzone

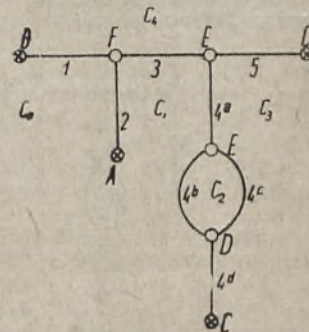
różnice wysokości w ten sposób, aby do różnic tych można było dodać obliczone poprawki bez zmiany znaków.

Przykład 11 — ilustruje użycie pomocniczego formularza D w wypadku, gdy zachodzi potrzeba wprowadzenia do niego ciągu zerowego jako ciągu a.

Sieć z rys. 47 zawiera 3 znane punkty i 3 nowe repery węzłowe, z których dwa, a mianowicie E i D leżą na obwodzie wewnętrznym. Celem przygotowania jej do wyrównania na formularzu A podniesiono ją za punkty B i C i wyprostowano wzdłuż osi wyprostowania BFEC. Przy założeniu, że w punkcie C są dwa identyczne repery, sieć po tym pierwszym przekształceniu przybrała postać przedstawioną na rys. 48. Obwód wewnętrzny zwisa z E.



Rys. 48. Przykład 11. Sieć z rys. 47 po pierwszym przekształceniu przez podniesienie za punkty B i C i wyprostowaniu wzdłuż osi wyprostowania BFEC



Rys. 49. Przykład 11. Drugie i ostateczne przekształcenie sieci z rys. 47 i z rys. 48 przez wprowadzenie ciągu zerowego 4a zwisającego z E i rozciągającego się od E do E

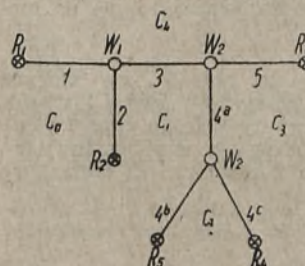
Dla dalszego jej przekształcenia celem upodobnienia do schematu formularza D części

zwisającej z E założono, że w punkcie E są dwa identyczne repery E, pomiędzy którymi rozciąga się ciąg EE, którego długość i różnica wysokości są zerami. Po wprowadzeniu tego zerowego ciągu, który oznaczono numerem 4a, sieć przyjęła ostateczną postać po przekształceniu, pokazaną na rys. 49.

Dalsze postępowanie jest znane. Po obliczeniu na formularzu D równoważnego ciągu 4 i odchyłek A_1 i A_{II} przeprowadzono wyrównanie na formularzu A i zakończono na formularzu D, obliczając poprawki v_{4b} , v_{4c} i v_{4d} .

Przykład 12 — ilustruje użycie pomocniczego formularza C w wypadku, gdy zachodzi potrzeba wprowadzenia do niego ciągu zerowego jako ciągu a.

W przykładzie 7²⁾ po podniesieniu sieci z rys. 29 za punkty R1 i R3 i wyprostowaniu przekształconą do wyrównania sieć przyjęła kształt z rys. 30. Z punktu W2 zwisają ciągi 4 i 6. Przez wprowadzenie zerowego ciągu 5, rozciągającego się od W2 do W2 wzdłuż osi wyprostowania,



Rys. 50. Przykład 12. Sieć z rys. 29 i z rys. 30 (przykład 7) przekształcona do użycia pomocniczego formularza C przez wprowadzenie ciągu zerowego 4a zwisającego z W2 i rozciągającego się od W2 do W2

upodobniono przekształconą sieć do schematu formularza A z rys. 31, co umożliwiło jej wyrównanie na tym formularzu.

Wyrównanie tej sieci po jej wyprostowaniu w identyczny sposób można przeprowadzić w formularzu A przy użyciu pomocniczego formularza C. Jeżeli założymy, że zerowy ciąg W2—W2 nie rozciąga się wzdłuż osi wyprostowania, a zwisa prostopadłe do niej, wtedy sieć z rys. 30 przybierze nieco inny kształt przedstawiony na rys. 50, na którym zanumerowano ciągi stosownie do numeracji na formularzach A i C.

Dalsze postępowanie jest już znane. Należy na formularzu C obliczyć ciąg równoważny ciągom 4a, 4b i 4c, który stanie się ciągiem 4 na formularzu A, wykonać wyrównanie na formularzu A i zakończyć na formularzu C.

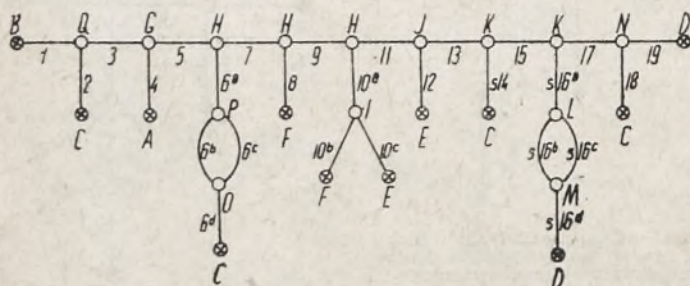
Jak z powyższego widać, użycie w tym wypadku pomocniczego formularza C pozwoliło zmniejszyć część formu-

²⁾ Patrz część II niniejszej pracy — PG nr 2 1958 r.

larza A potrzebną do wyrównania sieci: ilość ciągów zredukowano z siedmiu do pięciu, a obwodów z pięciu do czterech. Postępowanie takie nieraz umożliwiło zastosowanie formuły A, nawet w przypadku, gdy ilość ciągów sieci przekracza 17, bez potrzeby powiększania ilości wzorów na gotowym druku, co zawsze jest kłopotliwe. Przedstawiono to w ćwiczeniu 7.

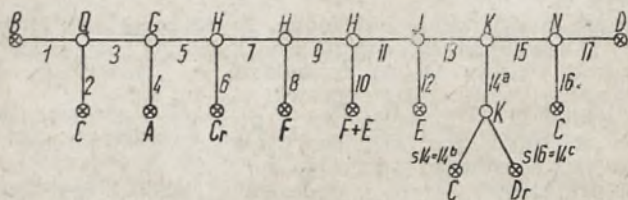
Ćwiczenie 6. W myśl powyższych rozważań można wy-
równać sieć z rys. 29 po przekształceniu jej według rys. 50
na formularzach A i C. Wyniki będą identyczne z otrzyma-
nymi w przykładzie 7.

Cwiczenie 7 — ilustruje sposób dostosowania sieci do formularza A przez użycie pomocniczego formularza C przy wprowadzeniu do niego ciągu zerowego.



Rys. 51. Cwiczenie 7. Sieć z rys. 45 przekształcona przez podniesienie za punkty B i D i wyprostowaniu wzdłuż osi wyprostowania BQGHJKND. Ma być wyrównana na formularzu A przy użyciu formularzy pomocniczych C i D

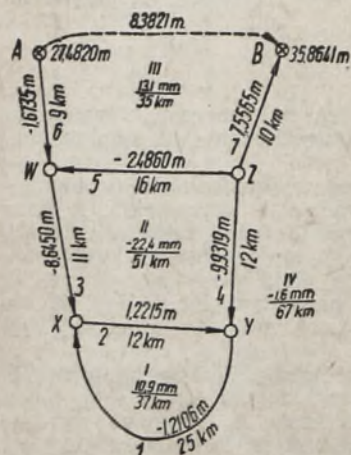
Nawiązując do uwagi końcowej w punkcie b) ćwiczenia 4 założmy, że podnieśliśmy sieć z rys. 45 za punkty K i D i wyprostowaliśmy ją wzdłuż osi wyprostowania $BQGHJND$ i że musimy ją wyrównać na formularzu A przy użyciu formularzy pomocniczych C i D właśnie po takim, a nie innym, przekształceniu. Po wyprostowaniu — sieć



Rys. 52. Ćwiczenie 7. Po obliczeniu na formularzach pomocniczych C i D ciągów równoważnych 6, 10 i 16 sieć z rys. 51 przekształcono ostatecznie przez wprowadzenie ciągu zerowego 14z, zwisającego z K. Tak przekształcona sieć po ponownym użyciu formularza C dla obliczenia ciągu 14 wyrównana została na formularzu A

przyjmie kształt przedstawiony na rys. 51, na którym s14, s16a itd. czytać należy jako „stary 14”, „stary 16a” itd.

Na dwóch formularzach D obliczymy kolejny ciąg 6 równoważny ciągom 6a, 6b, 6c i 6d i ciąg s16 równoważny ciągom s16a, s16b, s16c i s16d, a na formularzu C obliczymy



Rys. 53. Przykład 13. Sieć zależna zawierająca 2 znane repery i 4 nowe repery węzłowe i dwa obwody nie zawierające żadnego znanego punktu. Została wyrównana przy pomocy formularza B, rys. 54

ciąg 10 równoważny ciągom 10a, 10b i 10c. Po uskutecznieniu tych obliczeń sieć będzie podobna do schematu formularza A (należy sporządzić jej odręczny szkic), ale za-

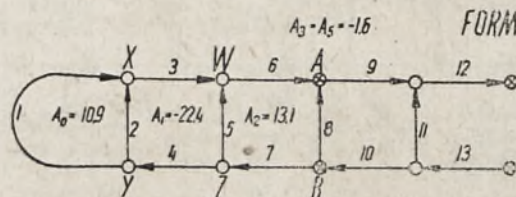
wierać będzie o dwa ciągi więcej, co skomplikuje wykonanie na nim obliczeń.

Dla uniknięcia konieczności powiększania formularza A o nowe wzory zastosujemy postępowanie opisane w przykładzie 12 i jeszcze raz przekształcimy szkielet wprowadziliśmy pionowy ciąg zerowy KK zamiast poziomego ciągu zerowego KK . Tak przekształcona sieć przedstawiona została na rys. 52. Zawiera ona o dwa ciągi mniej niż na rys. 51 i bez trudności może być dostosowana do schematu formularza A, który obejmuje 17 ciągów.

Przed przystąpieniem do obliczeń na formularzu A, należy na formularzu C obliczyć ciąg 14 równoważny ciągom s14 i s16. Oznaczenia ciągów staną się jasne po uważnym przyjrzeniu się szkicom na rys. 51 i rys. 52 oraz schematowi na formularzu A, na którym należy te ostatnie oznaczenia z rys. 52 uwidocznić.

Po wykonaniu obliczeń z formularza A zakończymy wyrównanie w formularzach pomocniczych. Przede wszystkim w ostatnio użytym formularzu C obliczymy poprawki dla ciągów s14 i s16. Poprawka ciągu s16 stanie się poprawką v_x w formularzu D, w którym obliczyliśmy równoważny ciąg s16 i w którym teraz obliczymy poprawki dla ciągów s16a, s16b, s16c i s16d. Wreszcie obliczymy poprawki w pozostałych dwóch formularzach C i D, w których obliczyliśmy równoważne ciągi 6 i 10, dla których poprawki obliczone zostały w formularzu A.

Na rys. 52 C_r , F + E i D_r oznaczają końce równoważnych ciągów uprzednio obliczonych w pomocniczych formularzach. Z rys. 52 widać, że w razie potrzeby moglibyśmy podobną procedurę zastosować do ciągów zwisających w trzech punktach H i przez dwukrotne użycie formularza



			$\frac{V}{L}$	$\left[\frac{V}{L}\right]$
$L_1 = 25$			0.192	(1+2+3)
$L_2 = 12$			0.0008	0.508
$E_1 = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 8.1$	$A_0 = 10.9$	$V_1 = A_0 + V_2 = 4.8$		0.519
	$K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 3.5$	$V_2 = A_1 - V_3 - V_4 + V_5 = 6.1$		0.001
$L_3 = 11$		$V_3 = \frac{L_1(K_1 + A_1 + V_2)}{E_1 + L_3 + L_4} = -3.6$	-0.327	(1+2+4)
				0.517
$L_4 = 12$	$A_1 = -22.4$	$V_4 = \frac{L_6(K_1 + A_1 + V_3)}{E_1 + L_3 + L_4} = -3.9$	-0.325	0.508
				0.009
$L_5 = 16$		$V_5 = A_2 - V_6 - V_7 + V_8 = 8.8$	0.550	(1-3-5+6)
$E_2 = \frac{L_5(E_1 + L_3 + L_4)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = 10.6$	$K_2 = \frac{L_5(K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = -6.4$			0.549
		$V_6 = \frac{L_6(K_2 + A_2 + V_5)}{E_2 + L_6 + L_7} = 2.0$	0.227	0.550
$L_6 = 9$				0.001
		$V_7 = \frac{L_7(K_2 + A_2 + V_6)}{E_2 + L_6 + L_7} = 2.3$	0.230	(4+5-7)
$L_7 = 10$	$A_2 = 13.1$			0.550
		$V_8 = A_3 - V_9 - V_{10} + V_{11} = 0.0$		0.555
$L_8 = 0$				0.005
$E_3 = \frac{L_8(E_2 + L_6 + L_7)}{E_2 + L_6 + L_7 + L_8} =$	$K_3 = \frac{L_8(K_2 + A_2)}{E_2 + L_6 + L_7 + L_8} =$			

Rys. 54. Przykład 13. Formularz B, przedstawiający obliczenia, które należy wykonać przy wyrównaniu sieci z rys. 53

C zastąpić je jednym równoważnym ciągiem. W ten sposób moglibyśmy skrócić schemat formularza A o dalsze cztery ciągi.

Podobne postępowanie można zastosować do ciągów 17 i 19, które przy pomocy formularza C jesteśmy w stanie zastąpić jednym równoważnym ciągiem, lub do ciągów 1, 2 i 3. W ten sposób postępując jesteśmy w stanie zredukować schemat formularza A przez użycie formularza C tyle razy, ile zasłaby potrzeba, do takiej ilości ciągów, którą moglibyśmy na formularzu A wyrównać bez potrzeby jego rozszerzania.

C. d. n.

W rocznicę zjazdu geodetów urzędzeniowców

Urządzenia rolne znajdują się w okresie dużych zmian organizacyjnych, zapowiedzianych na pamiętym zebraniu aktywu geodezyjnego urzędzeniowo-rolnego, zwołanego przez resort Rolnictwa w dniach 11 i 12 stycznia 1957 r. Rocznicą ta wprost prowokuje do przypomnienia niektórych zmian organizacyjnych, zapowiedzianych na tym zebraniu, a dotyczących specjalnie wykonawstwa i geodetów urzędzeniowców. Miały one obejmować reorganizację zarządu, jego odpowiedników wojewódzkich i powiatowych, usprawnienia w organizacji pracy, reformę wynagrodzeń, usprawnienia w bhp.

Wiadomości przedostające się do wykonawców o zamierzonej reorganizacji zarządu są raczej skromne i na razie ograniczają się tylko do zmiany nazwy b. Centralnego Zarządu Urządzeń Rolnych na Departament Urządzeń Rolnych i związanego z tym doręczenia pracownikom dekretów z nowymi tytułami.

W zarządach urzędzeń rolnych na szczeblu wojewódzkim i w działach urzędzeń rolnych na szczeblu powiatowym nic się absolutnie nie zmieniło. Nie zmieniło się nic w organizacji pracy, zarządzenia, okólniki, instrukcje — jak dawniej — zalewają podległe zakłady pracy pozostawiając wiele do życzenia w stosunku do formy i treści. Jak dawniej przebiega ewidencja robót, uzależniona od pomysłowości i sprytu pracownika prowadzącego ten dział. Jak dawniej plany opracowywać się w jednostkach umownych, utrudniających sporządzenie budżetów, kosztorysowanie robót i obserwacje kosztów wykonania.

Również tabele norm nie zmieniły swego układu i treści, jak dawniej wynagrodzenie geodetów ustalane jest w sposób raczej przypadkowy. A sprawie wynagrodzenia geodetów i normom poświęcono najwięcej czasu w dniach zjazdu. Ustalono wówczas przyznanie geodetom grupy interwencyjnej 550 zł dodatku specjalnego, tak zwanego za rozłękę. (Dodatek ten jest już wypłacany).

Utrzymano nadal punkty obliczeniowe jako podstawę do obliczenia pracochłonności. Norma miesięczna 250 punktów obliczeniowych ma obowiązywać nadal z tym, że każdy wypracowany punkt obliczeniowy będzie odpłatny po 4,20 zł. Uposażenie zasadnicze i ryczałt (zamiast kosztów i diet) zostają zachowane. Rozliczenia będą dokonywane według tabel norm po zakończeniu każdego stadium. Kontrola techniczna obowiązywać będzie po wykonaniu każdego stadium. Przewidziane będą zaliczki w przypadku przedłużającego się wykonania stadium.

W zespołach i grupach podział wynagrodzenia akordowego będzie obowiązywał w stosunku do przynależnych geodetom współczynników kwalifikacyjnych i czasu zatrudnienia. Kierownik zespołu lub grupy otrzymywałby 10% należności ogólnych. Inspektor nadzoru geodezyjnego powinien być związany z obiektem i nadzorować w sumie nie więcej niż 12 jednostek kwalifikacyjnych.

Niewiele w tym jest nowych założeń, większość pozostaje nie zmieniona, ale te nowe mają swoje uzasadnienie, są lepsze od starych i wprowadzają ład w dotychczasową organizację. Właśnie na zjeździe dyskusja uwypukliła, jak palące stały się te nowe założenia dotyczące szczególnie wynagrodzenia i norm. Zjazd dał wyraz swemu zdumieniu, że normy i oparty na nich przedziwny system płac mają jeszcze dalej obowiązywać w urzędzeniach rolnych.

Uchwałą Rady Ministrów z dnia 3.II.1950 r., wprowadzającą system akordowy dla pracowników zatrudnionych w urzędzeniach rolnych za czynności pomiarowe, obliczeniowe, kreślarskie i projektowe wykonane przez geodetę oraz za czynności kameralne, formalno-prawne i administracyjne wykonane przez pozostały personel fachowy, należy uznać za osiągnięcie, które zaważyło na mobilizacji personelu do wykonania oczekujących go, niezmiennie trudnych zadań produkcyjnych. Za osiągnięcie dużej miary należy uważać opracowanie i wydanie do stosowania — zarządzeniem Ministra Rolnictwa i Reform Rolnych w porozumieniu z Przewodniczącym Państwowej Komisji Planowania Gospodarczego z dnia 9 sierpnia 1950 r. — tabel norm czynności, które stały się fundamentem organizacji procesów produkcyjnych i planowania.

Od tego czasu w okresie siedmioletnim w systemie płacania geodetów urzędzeniowców — nic się nie zmieniło, dokonano jedynie korekty tabel norm w roku 1952, które

już nie odpowiadały zmienionym warunkom procesów pracy i wprowadzono od dnia 1.VI.1956 r. nową, tymczasową tabelę stanowisk. A w tym czasie w urzędzeniach rolnych rodziły się nowe problemy, uruchamiano nowe prace, powstawały nowe metody wykonania, dojrzewały formy organizacyjne. Każdy rodzaj pracy urzędzeniowo-rolnej ma swoje specyficzne cechy nie występujące w innych rodzajach prac. Każda zmiana w produkcji pociąga za sobą zmianę procesu pracy. Zmiana procesu pracy może pociągnąć za sobą zmianę organizacji całego przedsiębiorstwa.

Takich zmian w urzędzeniach rolnych nie było. Nie były badane procesy pracy, nie badano również słuszności norm dla ustalonych teoretycznie procesów pracy. Wydanie trzech nowych tabel norm, zresztą obciążonych starymi błędami, do których doszły nowe wynikające z traktowania norm statystycznych, jak normy techniczne uzasadnione, nie można uważać za próbę jakichkolwiek zmian organizacyjnych. System pozostał i trwa.

Czy system dość skomplikowany, spaczony jeszcze pomniejszych zmianami, zdał egzamin życiowy i nadal jest czynnikiem mobilizacyjnym, spełniającym najbardziej słuszną i celową zasadę osobistego zainteresowania pracownika?

Poska Ludowa jako jedną z największych zdobyczy światła pracy zapewniła mu ośmiogodzinny dzień roboczy. Uchwałą Centralnej Rady Związków Zawodowych bronią ośmiogodzinne dni pracy i zakazują zatrudniania pracowników w nadliczbowych godzinach — więcej jak 120 godzin rocznie. Jest ustawodawstwo pracy, mówiące o 50% i 100% dodatku za przepracowane godziny nadliczbowe, ale geodeta urzędzeniowiec z tych dobrodziejstw nie korzysta.

W zarządzeniu z dnia 9.VII.1950 r. § 4 p. 2 wyraźnie zastrzeżono, że opracowanie norm zostało dokonane dla warunków normalnych i ośmiogodzinnego dnia pracy, ale geodeta urzędzeniowiec, jak tego dowiodły przeprowadzone badania, pracuje 10,5 godziny dziennie w warunkach, które trudno nazwać normalnymi. Geodeci urzędzeniowcy nie chodzi tu zupełnie o przedłużenie dnia roboczego dla powiększenia zarobków. Zmuszają go do tego warunki, na zmianę których nie ma najmniejszego wpływu. Kwatera, wyżywienie, transport, czynności formalno-prawne, a w pierwszym rzędzie normy — bardzo napięte w urzędzeniach rolnych — oto przyczyny, które zmuszają geodetę urzędzeniowca do przedłużenia dnia roboczego kosztem ograniczenia czasu na wypoczynek, rozrywki kulturalne i dokształcanie.

Za swoją pracę geodeci urzędzeniowcy, zgodnie z zarządzeniem nr 16 prezesa Państwowej Komisji Etatów z dnia 30 maja 1956 r. w sprawie tymczasowej tabeli stanowisk oraz dodatków funkcyjnych dla pracowników służby urzędzeniowo-rolnej Ministerstwa Rolnictwa, otrzymują wynagrodzenie zasadnicze bez żadnych dodatków funkcyjnych i służbowych według tabeli:

Grupa uposażenia	Stanowisko	Kwota w zł
IV	Inżynier	1150
V	Inżynier lub starszy technik	990
VI	Inżynier lub starszy technik	860
VII	Starszy technik lub technik	760
VIII	Technik lub młodszy technik	700
IX	Młodszy technik	650

Zamiast kosztów podróży i diet — geodeci otrzymują ryczałt miesięczny w wysokości 480 zł, który przy częstym przenoszeniu się z miejsca na miejsce i braku zakładowego zbiorowego żywienia na wsi — nigdy nie pokrywa rzeczywistych wydatków. Oprócz poborów stałych i ryczałtu geodeta urzędzeniowiec otrzymuje tak zwany akord. Jest to wynagrodzenie raczej kombinowane — premiiowo-akordowe — nie mające wiele wspólnego z czystym akordem.

Normowania w urzędzeniach rolnych dokonano w jednej jednostce normowej — hektarze. Wprowadzono ostatnio

drugą jednostkę — obiekt. Jednak dla sprowadzenia poszczególnych rodzajów prac o różnej pracochłonności do „wspólnego mianownika” wprowadzono jednostkę umowną — punkty obliczeniowe powstające z przemnożenia hektarów przez nakład pracy, przez współczynnik trudności technicznego wykonania i przez wkład pracy wykonawcy ($R \times S \times e \times W$). Normą dla pełnokwalifikowanego geodety o współczynniku $K=1,0$ jest wykonanie 250 punktów obliczeniowych w przeciągu jednego miesiąca, równającego się 25 dniom roboczym. Przy akordzie czystym (prostym) zastosowano by na przykład za 1 punkt obliczeniowy stawkę 2,46 bez żadnych dodatkowych wynagrodzeń, co za wykonanie normy 250 punktów obliczeniowych wyniesie 615 zł. To wynagrodzenie zostało nazwane zachętą normową i jest regulowane łącznie z poborami — jedynie w tym wypadku, gdy wykonawca osiągnie 100% normy. Miało to na celu ustalenie wynagrodzenia miesięcznego geodety urzędniowca przy osiągnięciu 100% normy — na poziomie wynagrodzenia przeciętnego, pobieranego przez geodetów w przedsiębiorstwach geodezyjnych, a przez to zapobieżenie płynności kadr. Jeżeli osiągnięcie normy wyniesie 99,5% — to wykonawca otrzymuje tylko pobory zasadnicze i ryczałty, przy czym obowiązany jest usprawiedliwić się z nieosiągnięcia normy.

W przypadku przekroczenia normy, na przykład do 185% — geodeta urzędniowiec otrzymuje pobory zasadnicze, zachętę normową i za 85%, to jest za 213,75 punktów obliczeniowych po 6,90 zł za punkt, co wyniesie 1474,87 zł. W województwie warszawskim za rok 1956

ponad 300% normy wykonało 6 pracowników
 od 250% do 300% normy wykonało 13 „
 „ 200% „ 250% „ „ 18 „
 „ 150% „ 200% „ „ 31 „
 „ 100% „ 150% „ „ 29 „
 poniżej 100% „ „ 11 „

Średnie wykonanie norm za rok 1956 wynosiło 185,5%.

Wynagrodzenie inżyniera geodety, wybitnego specjalisty i kierownika zespołu w VI grupie służbowej, przy osiągnięciu 185,5% normy wyniesie:

a) pobory 860,00 zł
 b) 100% — zachęta normowa 615,00 zł
 c) 85,5% ponad normę 1474,87 zł

Razem 2949,87 zł

Jest zupełnie zrozumiałe, że do wynagrodzenia nie wliczono ryczałtu, stanowiącego ekwiwalent za przejazdy i zwiększone koszty utrzymania.

Wynagrodzenie w granicach 3000 zł dla wykwalifikowanego pracownika — inżyniera geodety — uważać należy za godziwe, przy zatrudnieniu przeciętnie 10,5 godzin dziennie w warunkach bardzo ciężkich.

Wynagrodzenie personelu pomocniczego w urządzeniach rolnych uzależnione jest od współczynnika kwalifikacyjnego, przyznanego przez komisję fachową dla samodzielnych wykonawców w grupie IV, V lub VI — $K=1,0$. Technik geodeta w VII lub VIII grupie uposażenia może otrzymać współczynnik $K=0,8$. Technik geodeta początkujący w VIII i IX grupie uposażenia otrzymuje w zasadzie współczynnik $K=0,6$. Praktykant, siła pomocnicza w IX grupie uposażenia może otrzymać współczynnik $K=0,3$ ewentualnie pracuje bez współczynnika.

Zastosowanie grup uposażeniowych i współczynników kwalifikacyjnych stworzyło właściwie dwie siatki płac, ponieważ przyznawanie grup uposażeniowych i współczynników kwalifikacyjnych nie jest ściśle ze sobą powiązane. Przydział etatów uzależniony jest od Departamentu Urządzeń Rolnych, a współczynników kwalifikacyjnych — od komisji fachowej. Może się więc zdarzyć, że pracownik o pełnych kwalifikacjach zostaje przyjęty w VII grupie uposażeniowej, a współczynnik kwalifikacyjny — po wnikliwych rozważaniach komisji fachowej — zostaje mu przyznany w wysokości $K=1,0$. Różnica w wynagrodzeniu pomiędzy VI i VII grupą uposażeniową wynosi 100 zł. Nie stanowi to więc w zasadzie problemu, ale jednak problem ten istnieje, ponieważ w tej samej grupie może się znaleźć pracownik o słabym przygotowaniu technicznym, a więc o współczynniku kwalifikacyjnym $K=0,6$.

Przy zastosowaniu dwóch siatek płacy możliwości zarobkowe geodetów urzędniowców kształtują się następująco:

Grupa uposażenia	Współczynnik K	Pobory	Zachęta normowa	Ponad normę 85,5%	Razem	Wskaźnik taryfowy	Różnice	
							w zł	w procentach
IV	1,0	1150,0	615,0	1474,87	3239,87	4,83		
V	1,0	990,0	615,0	1474,87	3079,87	4,74	160,00	5,20
VI	1,0	860,0	615,0	1474,87	2949,87	4,52	130,00	4,41
VII	1,0	760,0	615,0	1474,87	2849,87	4,38	100,00	3,86
VII	0,8	760,0	492,0	1179,90	2431,90	3,74	417,97	17,19
VII	0,6	760,0	369,0	884,93	2013,93	3,10	417,97	20,75
VIII	0,6	700,0	369,0	884,93	1953,93	3,01	60,00	3,07
VIII	0,3	700,0	184,5	442,46	1326,96	2,04	626,97	47,25
IX	0,3	650,0	184,5	442,46	1276,96	1,96	50,00	3,91
IX	0,0	650,0	0,0	0,0	650,00	1,00	626,96	96,45

Jak widać z podanej tabeli nie mają tu żadnego wpływu na wynagrodzenie grupy uposażeniowe, lecz tylko współczynnik kwalifikacyjny.

Z połączenia tych zaszeregowań utworzyła się tak dziwna siatka płac, że zdumiewa mało obeznanymi z tą dziedziną ludźmi. Można by prowadzić różne kalkulacje, wyłączając z rozważań całkowicie grupę IX — bez współczynnika kwalifikacyjnego — to jest praktykanta. Zmieni się wtedy rozpiętość wskaźnika taryfowego od 1,0 do 2,54, ale różnice w złotych i procentach pozostaną te same, w jednym przypadku oscylując w granicach 4%, w drugim skacząc do 20%.

Siatka płac o nierównomiernym wzroście wynagrodzenia nie jest zachętą do systematycznej solidnej pracy i stwarza możliwości dla niezdrowej kalkulacji. Te możliwości powiększa stosowanie tabel norm, które po tyloleśnych doświadczeniach, miast dążyć do uproszczeń, stają się coraz bardziej skomplikowane, utrudniające właściwe zaliczanie norm czynności.

Na zjeździe zapowiedziano scalenie zróżnicowanych czynności i opłacanie należności za wykonane stadia. Jeśli nie można w ogóle wyeliminować stosowania norm w urządzeniach rolnych, to należy je przynajmniej uproszczyć i dostosować do charakteru produkcji geodezyjnej w tych pracach. Dowiodła tego rozpoczęta w r. 1956 klasyfikacja gleboznawcza, prowadzona na podkładkach fotolotniczych.

Co w tym procesie pracy właściwie nadawałoby się do normowania? Wydaje się, że bardzo mało. Do normowania nadają się bowiem czynności mechaniczne, uzależnione od wykonawcy. Tam, gdzie wchodzi natomiast praca umysłowa, uzależniana od posiadanych wiadomości, zdolności osobistych i etyki zawodowej — normowanie zawodzi, a jest zgola nonsensem w tych przypadkach, kiedy wykonanie czynności nie jest zależne od wykonawcy. Już początkowe czynności, dotyczące uczytelniania fotoszkieł i wkreślenia na fotomapy wyników uczytelniania, nastroczają wiele wątpliwości, czy nadają się one do normowania. Czynności zaś klasyfikacyjne nie nadają się w ogóle do normowania, bowiem ograniczenie klasyfikatora w możliwościach zastanowienia się nad typem, rodzajem lub klasą gleby normami mocno napiętymi jest wprost lekkomyślnością.

Przy klasyfikacji gleboznawczej napotyka się na wielką ilość wątpliwości, częstokroć trudnych do indywidualnego rozwiązania przez klasyfikatora. Wówczas szuka on rozwiązania swych wątpliwości w dyskusji z kolegami, nawiązuje kontakty z zakładem naukowym. Jeśli więc klasyfikacja ma być wykonana dokładnie, bez stosowania pewnych dowolności, nie może być normowana.

Zaznajomienie wsi z wynikami klasyfikacji oraz jej sprawdzenie są zaliczane do czynności formalno-prawnych, a więc niezależnych od wykonawcy, nie mogą więc podlegać normowaniu. Uzupełnienie klasyfikacji i sporządzenie dokumentów klasyfikacyjnych nie nadają się do

normowania z powodu swej niewymierności i znalezienia odpowiedniej jednostki normowej. Przejrzenie operatu, usunięcie usterek i skompletowanie operatu dla poprzednio omówionych powodów nie nadają się także do normowania.

Na 16 czynności z tabeli B-49/1 — dziewięć nie nadaje się do normowania, a dopiero pozostałe siedem można normować. Jeśli czynności nie nadających się do normowania jest więcej od czynności mogących być normowanymi, to wykonanie całej pracy oparte być powinno na stałym wynagrodzeniu premiowym.

A takich rodzajów prac, które nie nadają się do normowania, jest znacznie więcej w urządzeniach rolnych. Z czynnościami technicznymi łączy się bowiem załatwienie czynności formalno-prawnych, rozmowy i mediacje ze stronami, wizje, inspekcje i cała masa innych drobnych czynności, nie mających nic wspólnego z geodezją. Jeśli udało by się tę czynność wyodrębnić od prac geodezyjnych, to czynności geodezyjne można by normować. Natomiast połączenie wykonania czynności geodezyjnych z czynnościami urządzeniowo-rolnymi uniemożliwia normowanie nawet prac czysto geodezyjnych.

Przedsiębiorstwa geodezyjne są obciążone naleciałościami organizacyjnymi z przedsiębiorstw przemysłowych, między innymi i normami zróżnicowanymi omal — do ruchów roboczych. Ale przedsiębiorstwa przemysłowe nie mogą być wzorem niewolniczo naśladowanym przez przedsiębiorstwa geodezyjne z uwagi na specyficzny charakter produkcji geodezyjnej. Jeszcze bardziej specyficznych cech nabiera produkcja geodezyjna urządzeniowo-rolna, dążąca do zaspokojenia potrzeb terenu bez zachowania kardynalnych zasad gospodarności: więcej, taniej, lepiej. Nie występuje tu sprawa opłacalności robót uruchamianych w miarę napływu zgłoszeń zainteresowanych lub na skutek powziętych przez rząd uchwał dotyczących spraw związanych z przebudową ustroju rolnego. Nie ma więc powodu tworzenia fikcji, która w konsekwencji na dzisiejszym etapie przynosi więcej strat niż korzyści.

Zastanówmy się chwilę nad wzrostem wydajności w urządzeniach rolnych nie sięgając do czasów zbyt odległych. W roku 1954 wykonanie norm osiągnęło 180,8%, w roku 1955 — 168%, w roku 1956 — 186,5%, w roku 1957 przekroczyło 200%. Co wpływało na skoki procentowe w każdym roku, jeśli nie zmieniono organizacji pracy, nie wprowadzono usprawnień i nowej techniki?

Dotychczas można z całkowitą odpowiedzialnością orzec, że na zmniejszenie ewentualnie zwiększenie wykonania norm w pierwszym rzędzie wpływają opracowane i oddane do stosowania tabele norm. Rok 1954 był dla spółdzielczości produkcyjnej okresem, który charakteryzował „bujny wzrost spółdzielni produkcyjnych”. Techniczne wykonanie tych prac było prymitywne, polegało głównie na uzgodnieniu stanowiska spółdzielców, indywidualnych chłopów i urzędów. Prace przy organizowaniu spółdzielni produkcyjnych nie nadawały się do normowania i dlatego osiągnięcie norm wynosiło 180,8%.

W roku 1955 następuje zahamowanie prac przy spółdzielniach produkcyjnych, a przeważają pomiary gruntów Państwowych Gospodarstw Rolnych, których wykonanie techniczne oparte zostało na instrukcjach stawiających dość duże wymagania co do jakości. Pomiar PGR — to prace czysto geodezyjne, nadające się do normowania, a więc osiągnięcie norm spada do 168%, co przy założeniu przez planistów zwiększonego o 35% wykonania spowodowanego przedłużeniem dnia pracy do 105 godzin właściwie dałoby przekroczenie normy o 33% przy tolerancji normy statystycznej, jaką posługują się w urządzeniach rolnych — określonej na 25—30%.

W roku 1956 w czerwcu, a więc prawie od półrocza rozpoczęto klasyfikację gleboznawczą w powiecie sierpeckim, wykorzystując podkłady fotoloto w skali 1:10 000. Starłem się dowieść poprzednio, że klasyfikacja gleboznawcza nie nadaje się do normowania, czego dowodem jest wzrost wykonania do 185,5%.

W roku 1957 prace klasyfikacyjne nabierają rozmachu, cały personel prawie jest w nich zaangażowany i osiągnięcie norm będzie przekraczało ca 230%. Powiedzmy sobie jasno. Wzrost wykonania powoduje trudności w ustaleniu zbliżonych do rzeczywistości norm pracy i dowolność w stosowaniu instrukcji.

W roku 1954 i 1955 personel wykonawczy był nieliczny i składał się przeważnie ze starych geodetów urządzeniow-

ców, dla których wysokie przekroczenie norm „za wszelką cenę” nie było główną zasadą życiową. Natomiast w latach 1956 i 1957 napływa do urzędów rolnych młodzież zdolna i pracowita, o dużym zasobie wiadomości teoretycznych, lecz bez dostatecznej praktyki. W trudnym zawodzie geodety urządzeniowca, delegowana do samodzielnych prac — nie zawsze mogła dorównać starym fachowcom. Odbijało się to na osiaganiu norm i wielkości wynagrodzenia.

Ambicja, chęć powiększenia zarobków, normy oraz instrukcje nie będące w stanie ująć ściśle metody wykonania prac geodezyjnych przy klasyfikacji powodowały pójście na pewne łatwizny w pracy geodety. Kontrola nie jest w stanie wpłynąć na poprawę jakości w tym stopniu, w jakim by należało ją zachować, ponieważ obsada personalna nadzoru jest niedostateczna i uzależniona finansowo od zarobków wykonawców. To są (moim zdaniem) główne przyczyny wytwarzania produktu geodezyjnego w urządzeniach rolnych o małej wartości.

Mieliśmy efekty polityczne i gospodarcze w przebudowie ustroju rolnego, lecz nie zostały one utrwalone wartościową dokumentacją techniczną. Rola geodezji w zaspokojeniu potrzeb gospodarki narodowej polega na dostarczeniu wartościowej dokumentacji technicznej. Tylko harmonijne zespolenie tych trzech elementów dać może pełny efekt.

Normowanie techniczne w urządzeniach rolnych w postaci dzisiejszej — to błąd wynikający z działalności zakładów pracy i władz nadzorczych. O błędach mówi się na odprawach, konferencjach, zjazdach, ale to mało. Nie dość jest mówić o błędach, trzeba je usuwać. Dla usuwania błędów nie potrzebny jest kapitał i sztab pracowników, lecz odrobina dobrej woli i zrozumienia spraw, o których do tej pory trudno było dyskutować. Jeśli w początkowym rozwoju organizacji produkcji geodezyjnej w urządzeniach rolnych normy spełniły swoje zadanie jako czynnik mobilizujący, to na dzisiejszym etapie stały się one hamulcem tego rozwoju. Wystarczy tylko ogólne omówienie, bez roztrząsania szczegółów, aby przekonać się o konieczności zmiany systemu wynagradzania geodetów urządzeniowców. O konieczności zmiany tego systemu jest przekonane także Ministerstwo Rolnictwa.

Niestety proponowane reformy nie są oderwaniem się całkowicie od dawnego systemu, lecz jego modyfikacją. Norma zostaje zachowana. Zachęta normowa zostaje zachowana. Oplacać się będzie każdy wypracowany punkt obliczeniowy po 4,20 zł za punkt. Współczynniki kwalifikacyjne zostaną zróżnicowane, stopniując je co 0,1 od 0,0 do 1,0, na przykład 0,0, 0,2, 0,3, 0,4, 0,5, 0,6, 0,7, 0,8, 0,9, 1,0. Należy się tu zastrzec, że podane współczynniki i wysokość wynagrodzenia za punkt nie są ściśle i mogą być inne w projektach ministerialnych, lecz zasada pozostaje ta sama.

Przy takiej reformie pracownik wyrabiający na przykład 50% normy otrzymywałby 525 zł akordu przy stałym uposażeniu niezmiennym, wyrabiający 100% normy otrzymywałby 1050 zł, wyrabiający 160% normy otrzymywałby 1680 zł.

Przy stosowaniu dotychczasowej progresji wynagrodzenia akordowe pracownika przy osiągnięciu 160% normy wyniosłoby tylko 1650 zł, a więc otrzymałby on mniej o 30 zł. Różnica ta wzrosłaby przy wykonaniu coraz to wyższej normy. Pracownik, który otrzyma wynagrodzenie według nowej stawki, będzie uważał, że stworzono dla niego pewien limit w wykonaniu normy, której przekroczenie finansowo się nie kalkuluje. Wydaje się to słuszne, ponieważ pogoń za wysokim przekraczaniem norm wprowadziła pójście na kompromis z etyką zawodową, na szczęście u dość małej liczby geodetów urządzeniowców. Zróżnicowane współczynniki kwalifikacyjne zniwelowałyby nieoczekiwane skoki uposażeń, dając szansę młodym pracownikom do stopniowego awansu, powiększania wiadomości fachowych — no i racjonalnego wykorzystania czasu na zabawę i wypoczynek.

Wiadomości o postępie realizacji zamierzonych reform, docierające do geodetów, są jednak raczej pesymistyczne. Ogół geodetów urządzeniowców jest zaniepokojony, że obietnice dane rok temu — nie przybrały jeszcze realnych form w postaci zarządzeń.

Jakie przyczyny powodują odroczenie w nieskończoność reformy, która nie jest wprawdzie doskonała, jednak wpro-

władza ulepszenie istniejącego systemu wynagrodzenia, może wpływać na poprawę jakości wykonawstwa przy stabilizowaniu się średniego osiągnięcia norm w granicach 130%. Kalkulacje finansowe mogą udowodnić władzom nadzorczym, że wprowadzenie projektowanego systemu wynagrodzenia geodetów da znaczne oszczędności.

Jeśli zrozumiałe dla wszystkich argumenty nie mogą przekonać władz, to muszą być przyczyny nie znane szerszemu ogółowi geodetów, które wpływają wręcz na zignorowanie całego projektu. W rocznicę zebrania, na którym tak różowo przedstawiano geodetom przyszłość w urządzeniach rolnych, oczekują oni wyjaśnienia.

Mgr inż. Wacław Kłopotciński

Sprawozdanie z II Kongresu Geodetów Jugosławii

Do roku 1957 wzajemne stosunki między stowarzyszeniami geodetów obu naszych krajów ograniczały się do spotkań na posiedzeniach i kongresach FIG oraz na międzynarodowych konferencjach geodezyjnych. W Polsce, jak



wiadomo, sympatia do Jugosławii jest starej daty i wyrasta z podobnej postawy wolnościowej; delegaci nasi, spotykający się z Jugosłowianami przy różnych okazjach, mieli możliwość stwierdzić, że sympatia do Polski i chęć poznania jej, jest nie mniejsza po tamtej stronie. Stąd wynikło zaproszenie do Polski kolegów jugosłowiańskich na XVIII konferencję w Krakowie w styczniu 1957 r. (Pomiary geodezyjne dla celów wodnych); przybył wtedy sekretarz generalny Vasilije Blagierović i członek zarządu inż. Franjo Rudl. Stąd wynikło zaproszenie naszego stowarzyszenia na II Kongres Geodetów Jugosławii w Ohrydzie w dniach 13-17. X. 1957 r.

Delegatami SGP byli kol. Czesław Dąbrowski i autor niniejszego sprawozdania. W kongresie brał także udział, zaproszony przez Jugosłowiański Związkowy Urząd Geodezyjny — prezes GUGiK mgr inż. Borys Szmielew

Droga z Warszawy jest długa (jedzie się 2 doby), lecz urozmaicona obserwowaniem innych niż u nas krajobrazów, wsi przyczepionych na stokach gór, egzotycznie, jak dla nas, ubranych kobiet wiejskich i mężczyzn. Na małych stacyjkach kolejowych oglądamy grupki mężczyzn w ubiorach żywo przypominających ilustracje do książek T. T. Jeża; jest to niedziela, mężczyźni mają fuzje w ręku — jadą na polowanie.

Krajobraz górzysty, lecz góry pozbawione są lasów, podobno wycięli je jeszcze Turcy, niszcząc naturalną ochronę partyzantów. Nie ma lasów, nie ma więc drewnianych budynków na wsi, wszystkie są z cegły lub z kamienia, wszystkie pokryte czerwoną dachówką.

Miasteczko Ohryda leży na pagórkowatym terenie i jest dla nas ciekawe przez swą egzotykę, lecz obrady toczą się 5 km od miasta, też nad jeziorem, w domu Związków Zawodowych. Mieszkamy obok, w hotelu nad jeziorem. Jugosławia dba o turystów zagranicznych, w każdej więc atrakcyjnej miejscowości znajduje się wygodny hotel. Kongres był zorganizowany już po sezonie letnim, który kończy się 30 września, lecz byłibyśmy radzi mieć takie słońce i tak ciepłą wodę w jeziorze — nawet w lipcu. Wieczory są tu chłodniejsze od naszych, ale w dzień nadal jest gorąco.

Obecny kongres jest drugim z kolei, pierwszy odbył się w grudniu 1953 r. w Zagrzebiu. Związek Stowarzyszeń Geodezyjnych Jugosławii ma charakter federacji sześciu stowarzyszeń działających w poszczególnych republikach: Serbii (1672 członków), Chorwacji (396 członków), Słowenii (290 członków), Bośni i Hercegowiny (384 członków), Macedonii (215 członków) oraz Czarnogóry (33 członków). W tej masie 3050 członków jest tylko 181 inżynierów, gdyż przed wojną nie było w Jugosławii wydziału geodezji na politechnice i inżynierowie geodeci kształcili się za granicą, w znacznym stopniu w Czechosłowacji. Obecnie kadre inżynierską szkołę wydziału geodezyjnego w Belgradzie i Zagrzebiu. W Jugosławii, podobnie zresztą jak w ZSRR, CSR i Bułgarii, nie było ustawy, jaką mieliśmy w Polsce, która umożliwiałaby uzyskanie stopnia inżyniera na podstawie praktyki i egzaminu bez studiów politechnicznych.

Kongres Geodetów Jugosławii ma odmienny charakter od naszych zjazdów delegatów, gdyż łączy w sobie jednocześnie tematykę społeczną i naukowo-techniczną. W części naukowo-technicznej jest przeglądem stanu wiedzy geodezyjnej na wszystkich odcinkach a jednocześnie służy do rozpowszechnienia pewnych wiadomości technicznych, daje instrukcje, kształci i poszerza wiedzę. Na taki charakter niewątpliwie ma wpływ niski liczebny stan inżynierów (jak 1:17, gdy u nas 1:6). O charakterze naukowo-technicznej części kongresu zorientują czytelnika tematy referatów:

- Pomiary podstawowe i działalność naukowa
- Przegląd prac grawimetrycznych
- Prace Wojskowego Instytutu Geograficznego — pomiar osnów geodezyjnych
- Działalność Przedsiębiorstwa Fotogrametrii w latach 1953-1957
- Zadania i organizacja wykonawstwa geodezyjnego
- Potrzeba, treść, dokładność i skala map katastralnych
- Metody pracy, instrumenty i przepisy techniczne
- Wydajność pracy geodezyjnej
- Kadry geodezyjne

Z materiałów kongresowych widać, że Związek Stowarzyszeń Geodezyjnych Jugosławii ma poważne zasługi w ocenie jakości podstawowych osnów geodezyjnych kraju i że uchwały poprzedniego, pierwszego kongresu, odbytego w r. 1953 zdecydowały o kierunku prac nad ulepszeniem jakości tych osnów.

Stan prac triangulacyjnych obrazuje załączona mapka Jugosławii. Charakterystyczne, że zagęszczono sieć do IV rzędu nie w rejonach najbardziej uprzemysłowionych i gospodarczo czynnych, zapewne inne względy wyznaczały kolejność prac. Na sieć triangulacyjną I rzędu składają się punkty zakładane w różnych okresach czasu i o różnej dokładności:



Belgrad — Gród Nieznanego Ziomierza



Główna ulica w Belgradzie — Terazje



Belgrad — Nowoczesna architektura hal wystawowych



1. Najwcześniej, bo w okresie 1900-1930 powstawała sieć 130 punktów Wojskowego Instytutu Geograficznego Serbii. Macedonii i Czarnogóry.

2. Sieć WIG na północno-wschodniej polaci kraju o 82 punktach, do której włączono 21 punktów dawniejszej triangulacji austro-węgierskiej.

3. Uzupełnienie sieci nadmorskiej i innych w latach 1948-1948 około 100 punktów.

4. Nowy pomiar dawnej sieci austriacko-węgierskiej.

Do roku 1953 zakończono również prace nad II rzędem, zakładając około 2000 punktów oraz około 61 500 punktów III i IV rzędu, osiągając średnie zagęszczenie: 1 punkt na 160 ha. Zagadnienie dokładności triangulacji jugosłowiańskiej wykonanej do roku 1953 jest skomplikowane, można jednak ogólnie określić, że realna dokładność przedstawia się skromnie: I rząd 1:100 000, II rząd 1:50 000, III rząd 1:25 000 i IV rząd 1:12 500.

Uchwały I Kongresu z r. 1953 zalecały między innymi: „powtórne pomiary katowe we wszystkich trójkątach sieci I rzędu, w których zamknięcie przewyższa 3”; prowadzić pomiary astronomiczne i grawimetryczne w celu otrzymania solidnych podstaw dla prawidłowej orientacji sieci triangulacyjnej, by jednocześnie spełnić warunki dla ewentualnego włączenia do jednolitej sieci europejskiej...; aby wszelkie prace niwelacyjne były pod jednym kierownictwem dla służby cywilnej i wojskowej...”

Po roku 1953 dokonano już pomiarów dwóch łańcuchów, przy czym otrzymano dokładność:

średni błąd pomiaru 1 km bazy $m_k = \pm 0,3 \text{ mm}$

średni błąd kąta wg wzoru Ferrera $m_n = \pm 0,45''$

Wykonano niwelację 840 km z błędem $m_k = \pm 0,45 \text{ mm/km}$.

Założono sieć grawimetryczną I rzędu z 15 punktów równomiernie rozmieszczonych po całym kraju oraz 250 punktów II rzędu dla kontroli pomiarów grawimetrycznych przy niwelacji precyzyjnej, dla stworzenia karty anomalii i dla pomiarów grawimetrycznych na punktach Laplace'a. Dokonano obserwacji grawimetrycznych na około 4500 km ciągów niwelacyjnych, zagęszczając obserwacje do 0,8 km.

Dokonano pomiarów astronomicznych na 22 punktach Laplace'a, osiągając przeciętnie następujące średnie błędy: szerokości geograficznej $\pm 0,15''$; długości geograficznej $\pm 0,015''$ i azymutu $\pm 0,40''$.

Obserwacje geomagnetyczne nie były dotychczas systematycznie w Jugosławii prowadzone, dopiero obecnie

przystąpiono do nich z dużym nakładem środków. Miejskość możliwość dzięki zaproszeniu dyrektora R. Turejlića zwiedzić ośrodek badań magnetycznych w Grocka pod Belgradem, będący obserwatorium organizującego się „przedsiębiorstwa pomiarów magnetycznych”, gdzie postawiono pawilony obserwacyjne (dla obserwacji absolutnych i wariacji), pawilon administracyjny i z komfortem urządzone mieszkanie dla czterech pracowników naukowych.

Różnorodną mozaikę przedstawiają mapy pomiarów szczegółowych i katastralnych, wykonywanych przed pierwszą i drugą wojną światową. Pomiary dowiązane były do sieci triangulacyjnych, obliczonych w różnych układach współrzędnych; stosowane były różnorodne skale, na przykład 1:2000, 1:2500, 1:2880 i 1:2904,17. Dawne pomiary katastralne graficznie zastępowane są pomiarami analitycznymi, z częstym zastosowaniem fotogrametrii. Stan pokrycia kraju nowymi mapami katastralnymi jest bardzo różnorodny, co jest zupełnie zrozumiałe, biorąc pod uwagę poważne zaniedbanie gospodarcze kraju do drugiej wojny światowej. Ze stanu opóźnienia można wyjść, jeżeli organizacja katastru i organizacja służby geodezyjnej jest właściwa, a pod tym względem Jugosławia ma stan bardzo uporządkowany.

Organizację geodezji poznaliśmy dzięki uprzejmości dyrektora Związku Związku Geodezyjnego republiki Macedonii. Prace geodezyjne wykonywane są przez służbę cywilną oraz wojskową, przy czym wojsko współpracuje ze służbą cywilną przy wykonywaniu pomiarów podstawowych, wykonuje mapy topograficzne oraz nalty dla cywilnego przedsiębiorstwa fotogrametrii. Naczelnym organem władzy geodezyjnej jest Związkowy Urząd Geodezyjny (Savezna Geodetska Uprava), którego długoletnim dyrektorem jest ob. Dimitrije Milacić, nasz serdeczny i gościnny opiekun w czasie całego tam pobytu. SGV jest reprezentowana u władz przez ministra Finansów. Każda republika posiada swój urząd geodezyjny (jest ich sześć) łączący w sobie ewidencję geodezyjną, kataster i wykonawstwo.

Związkowy Urząd Geodezyjny nie wykonuje bezpośrednio robót, lecz daje ogólnopanstwowe instrukcje pomiarowe i ich interpretację, sporządza plany robót, ustala ich priorytet i koordynuje prace służb geodezyjnych różnych resortów, aczkolwiek należy podkreślić, że poza wojskiem służby te są nieliczne i w resorcie kolei, górnictwie, rolnictwie, budownictwie wodnym i przemysłowym pracuje nie więcej niż 10% geodetów. Resorty te zlecają większe prace służbie geodezyjnej republikańskich urzędów geodezyjnych lub przedsiębiorstw Związkowego Urzędu Geodezyjnego.

Związkowy Urząd Geodezyjny posiada trzy przedsiębiorstwa: „Zavod za fotogrametriju” „Zavod za kartografiju — Geokarta” oraz „Zavod za geomagnetska merenja”. Nie są to właściwie przedsiębiorstwa w naszym znaczeniu, gdyż są one na budżecie Związku Związku Geodezyjnego, który daje im zadania, kontroluje i nadzoruje, lecz są zbliżone do typu przedsiębiorstw, gdyż na przykład na potrzeby inwestorów pracują na zlecenie, jak przedsiębiorstwa.

W Jugosławii istnieje niedobitki wolnego zawodu: jest to 70-75 osób, którym dawna ustawa dała prawo wykonywania robót geodezyjnych, a po skasowaniu ustawy nie ma dopływu nowych sił do wolnego zawodu. Wolnozawodowcy wykonują drobne roboty dla osób prywatnych i dla państwa. Stosunek władzy do wolnozawodowców można krótko określić: „toleruje się ich”.

Terenową organizację służby geodezyjnej poznaliśmy na przykładzie republiki Macedonii — w Skoplje, stolicy Ma-



Widok na miasto Ohryde



Na moście w Strudze nad Ohrydą — koledzy: W. Kłopotniński, dyr. Milacić, B. Szmielów, Cz. Dąbrowski



Przystań na jeziorze Ohrydzkim Wycieczka statkiem do cerkwi Św. Nauma





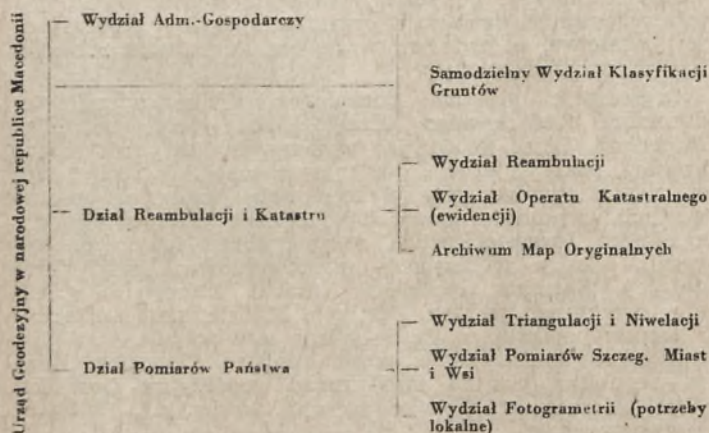
Cerkiew Św. Klimenta



Ohryda — cerkiew Św. Jovana Kaneo

cedonii. Organizację i zakres prac przedstawia w sposób przejrzysty schemat organizacyjny urzędu.

Najniższą komórką w organizacji tej jednolitej służby geodezyjnej jest rejonowy urząd katastralny (2-6 rejonów na 1 powiat). Tu prowadzi się ewidencję gruntów, ewidencję map i pomiarów oraz na bieżąco aktualizuje się (kon-



serwuje się) mapy katastralne. Jak to widać ze schematu, republikański urząd geodezyjny ma wydział reambulacji, który dokonuje okresowo (co 10 lat) reambulacji wszystkich map.

W Skopje, w Urzędzie Geodezyjnym Macedonii udostępniono nam do wglądu wszelkie materiały archiwalne: stare pierworisy katastralne wykonywane metodą stolikową;



Grafika jugosłowiańska „Kurier z pocztą” — Ive Subic

dzienniki obserwacyjne, szkice polowe wykonywane w polu tuszem i w skali, jak u nas za czasów obowiązywania instrukcji b. Min. Rob. Publ.; pierworisy wykonywane na materiale przejrzystym (astralon), o które dawno i bezskutecznie u nas się dobijamy, przyznając im znaczną

oszczędność czasu przez uniknięcie rysowania matryc i jednocześnie zwiększoną dokładność odbitek. Pod względem graficznym i porządkowym prace stoją na wysokim poziomie, na co ma zapewne wpływ wykonywanie pracy nie na zekord i nie na normy.

Mieliśmy możliwość obejrzeć kolorowe mapy ewidencji gruntów jednego z rejonów Macedonii, dające na kilku kartach całkowity obraz pokrycia terenu, użytkowania ziemi, klasyfikacji gleb, rzeźby terenu, erozji itp. Mapy w takim zestawieniu będą rzeczywiście bezcennym materiałem, jaki geodeta może ofiarować społeczeństwu. Przedstawione nam wzorcowe karty ewidencji gruntów, drukowane przez belgradzką „Geokartę” w ilości wystarczającej dla dostarczenia map każdemu zainteresowanemu, są doskonałą propagandą ekonomicznej wartości pracy geodety. Należałoby sobie życzyć, by nasze resorty geodezyjne opracowały i wydały przykładowy album map ewidencyjnych o podobnym jak w Jugosławii zakresie, a na pewno znajdą więcej zrozumienia u władz. A swoją drogą — nie spodziewaliśmy się, patrząc na stan ekonomiczny Macedonii, że i u nich stan katastru jest znacznie lepiej postawiony niż w naszym kraju.

Jak wielkie i różnorodne prace wykonuje republikański Urząd Geodezyjny, będący prawdziwym kombinatem geodezyjnym, przedstawia na przykładzie Macedonii.

triangulacja I-IV rzędu, niwelacja precyzyjna I-III rzędu, szczegółowy pomiar katastralny (miasta 1:500, wsie 1:2500, góry 1:5000) przy zastosowaniu metod bezpośrednich i fotogrametrii. W latach 1953-1957 pomierzono około 100 000 ha, pomiary i klasyfikacje dla katastru opisowego 1:5000 i 1:10 000. Tu stosuje się szeroko metodę fotogrametryczną,



Grupa uczestników kongresu przed cerkwią Św. Klimenta

Członkowie delegacji polskiej przed cerkwią Św. Klimenta

Delegaci polscy w gościnie w wiejskiej zagrodzie

pomiary dla powszechnej mapy kraju 1:5000; należą tu również pomiary dla bieżących potrzeb, na przykład państwowych majątków rolnych, kopalń, melioracji, wojska, elektryfikacji itd., które wykonuje się wg jednolitej instrukcji SGV jako arkusze mapy kraju 1:5000. W latach 1948 — 1957 wykonano około 110 000 ha. reambulacja szczegółowych pomiarów katastralnych. W latach 1956-1957 zreambulowano około 120 000 ha, inne pomiary dla specjalnych celów, jak rozbudowa 40 osiedli, budowa 250 km kanałów elektrowni wodnych, 750 km kanałów melioracyjnych, 1600 km linii wysokiego napięcia, 24 660 ha spółdzielni produkcyjnych, 190 km dróg i kolei, 360 km profilów rzek.

Urozmaiceniem konferencji były wypadki samochodem do pobliskiej Ohrydy. Miasteczko stanowi pod względem architektonicznym i obyczajowym mieszaninę starego i nowego. Budowle nawarstwiały się wiekami, na wzgórzach górują klasztory sędziwe, sięgające niekiedy IX wieku; zabudowania klasztorne miały kiedyś zadania obronne, stanowiły system obronny państwa. Niektóre z nich były ośrodkami ruchu wydawniczego, jak na przykład klasztor Św. Nauma w Strudze na północnym krańcu jeziora lub Św. Klimenta w Ohrydzie. W nich w IX wieku Św. Kliment i Naum — uczniowie Cyryla i Metodego — wydawali pierwsze księgi dla kultu religijnego w języku południowych Słowian. Prawie wszystkie klasztory były szkołą uprawy rolnej dla okolicznej ludności.

Mieliśmy okazję zwiedzić kilka starożytnych klasztorów — są już one teraz muzeami — i podziwialiśmy zarówno malarstwo, budowle i urządzenia wewnętrzne, jak i wybór miejsca, z reguły na znacznej wysokości, z pięknym widokiem na fantastycznie spiętrzone góry, skłaniającym do podziwu sił, które te góry wypiętrzyły i do refleksji.

Cztery wieki niewoli tureckiej (od połowy XV w. do XIX w.) pozostawiły ślady w budownictwie i kulturze narodów Jugosławii. Islam jest nadal czynną religią w południowych republikach Jugosławii, kobiety (mówię o kobietach wiejskich i cygankach) niejednokrotnie noszą szerokie szarawary, długie warkocze — własne lub sztukowane. W strojach kobiecych widać nawet ślady starożytnej kultury greckiej — Macedonia była kiedyś dziedzicznym królestwem Aleksandra Macedońskiego. Ślady te, to obramowania u dołu białych sukien czarnym meandrem. W Ohrydzie i we wsiach Macedonii stare budownictwo mieszkaniowe jest bardzo oryginalne: wszystkie otwory okienne i drzwi (z wyjątkiem wejścia głównego) zwrócone są na podwórkę; mieszkańcy odgradzeni byli od świata zewnętrznego, co odcinało kobiety od niepożądanych spojrzeń,



Strój ludowy w Banacie

a całą rodzinę od kontaktu z Turkami. Zbliżaliśmy się na jedno z takich podwórek otoczonych wokół domami, zabudowaniami gospodarczymi i murem; zostaliśmy zaproszeni do mieszkania, gdzie podziwialiśmy czystość (buty zostawia się w sieni) i gdzie gościnnie poczęstowano nas winem. Języki nasze znacznie już odbiegły od macierzystego pnia słownika ogólnosłowiańskiego, ale „wino” i „chleb” są zrozumiałe dla obu stron, a radość na twarzach, gdy dowiedzieli się, że jesteśmy z Polski, upewnia nas, że jesteśmy u przyjaciół.

Macedonia nie należy do zamożnych republik Jugosławii, ludność żyje z rolnictwa, lecz gleba tu uboga, kamienista i często położona na stromych zboczach. Brak lasów powoduje silną erozję na zboczach; widzieliśmy, jak podwozi się z dołu ziemię na górę na tarasy zawieszane na zboczach, gdzie wino, tytoń i pieprz znajdują lepsze warunki uprawy ze względu na wystawę ku słońcu.

Wracając do kongresu — należy podkreślić na zakończenie organizację kongresu i przyjęcie delegacji polskiej. W kongresie brało udział około 300 osób, program był obfity, nawet jak na cztery dni; każdy z delegatów otrzymał komplet materiałów. Ogromny jak na nasze stosunki koszt kongresu został pokryty z dotacji państwowej. Sprawność obrad wysoka. Równie sprawnie działała techniczna obsługa kongresu: samochody, wycieczki, posiłki i bankiet. Wynieśliśmy wrażenie, że Macedończycy — gospodarze kongresu są dobrymi organizatorami.

Odnieśliśmy również jak najmielsze wrażenie z gościnności, jaką nam zgotowali organizatorzy w Ohrydzie, Skoplje i Belgradzie. Dalsze kontakty dadzą niewątpliwie korzyści obu stronom: zastosowanie fotogrametrii do skal wielkich jest dla nas interesujące, a koledzy jugosłowiańscy znajdują też u nas interesujące ich tematy.

Z ŻYCIA ORGANIZACJI I Z TERENU

ETAPY REALIZACJI UCHWAŁ XI ZJAZDU DELEGATÓW SGP PRZEZ ZARZĄD GŁÓWNY

Na wstępie kilka słów wyjaśnienia. Zjazd odbył się od 8-10 kwietnia 1957 r., a wnioski na nim uchwalone ukazały się w nr 8 (sierpniowym) Przeglądu Geodezyjnego. Takie są realia terminów w wydawaniu naszych miesięczników technicznych. Tym niemniej wydaje się słuszne, aby poinformować kolegów o zaawansowaniu w realizacji uchwał — po przekroczeniu połowy drogi pomiędzy zjazdami delegatów (pisane w grudniu — ukażą się w PG w marcu).

Wnioski uchwalone na zjazdach mają swoje cechy charakterystyczne wynikające z pośpiechu, z jakim są redagowane i noszą często znamiona emocjonalności wynikającej z naturalnej atmosfery wszystkich zjazdów. Jeżeli byśmy przyjęli nawet, że poszczególne delegacje czy grupy delegatów reprezentujące określone ośrodki przyjeżdżają z gotowymi wnioskami zredagowanymi w spokoju i po dokładnym sformułowaniu treści, to w wyniku dyskusji nad nimi ulegają pewnym zmianom, które w rezultacie nadają im te właśnie znamiona pośpiechu i emocjonalności.

Uchwały zjazdu delegatów stają się dla zarządu głównego SGP prawem, które ma być w trybie roboczym wykonane przez kilkusobowe prezydium SGP. W codziennej pracy prezydium powstaje szereg wątpliwości co do wyboru najwłaściwszej drogi zrealizowania uchwały, a często też wątpliwości co do właściwości działania stowarzyszenia z uwagi na meritum uchwały. Można by powiedzieć, że statut daje odpowiedź na zakres działania stowarzyszenia; jednak właściwa statutem ogólnikowość sformułowań — nie zawsze daje receptę na pokonanie trudności. Stosowanie kolegiatności w pracy stowarzyszenia daje gwarancję, po pierwsze: możliwości wyeliminowania błędów z działania i po drugie: możliwie ścisłego zachowania kierunków (czy też — jak kto woli — polityki), wyznaczonych przez najwyższą władzę stowarzyszenia — zjazd delegatów. Dlatego wszystkie sprawy ważne są przedmiotem decyzji prezydium, które opiera się na opiniach wyrażanych przez komisje główne, działające w poszczególnych grupach za-

gadnień. Jeżeli wynikają pomimo to wątpliwości — zwoływane są zebrania prezydium w poszerzonym składzie.

W okresach kwartalnych prezydium składa szczegółowe sprawozdania ze swej działalności na plenum zebrania zarządu głównego, które jako władza wyższa (i szersze kolegium) ocenia na tle sprawozdania właściwość (lub niewłaściwość) działania prezydium w ubiegłym okresie nad realizacją kierunku wyznaczonego przez zjazd delegatów. Plenarne zebranie zarządu głównego podejmuje również uchwały wiążące dla prezydium, które stanowią bądź o etapach realizacji uchwał zjazdu delegatów, bądź też o innych sprawach ważnych dla działalności stowarzyszenia, które jako problemy powstają w okresie pomiędzy zjazdami delegatów. Tak więc prezydium realizuje nie tylko uchwały zjazdu delegatów, ale również plenarnych zebrań zarządu głównego.

Pełny tekst uchwalonych na XI Zjeździe Delegatów SGP wniosków i dezyderatów został przesłany trzem resortom skupiającym służbę geodezyjną: Głównemu Urzędowi Geodezji i Kartografii, Ministerstwu Rolnictwa i Ministerstwu Gospodarki Komunalnej. W załączonych do tego pismach, prezydium SGP wymienia numery wniosków, których realizacja leży w bezpośrednim zakresie działania danego resortu oraz wniosków, co do których prosi o poparcie dla działalności SGP w ich realizowaniu. Równocześnie prezydium deklaruje pełną gotowość dalszej współpracy SGP przy realizacji wniosków przez resorty.

Innym resortem, jak na przykład Ministerstwu Oświaty i Ministerstwu Szkół Wyższych przesłano tylko teksty wniosków dotyczących ich zakresu działania z podobnymi pismami deklarującymi współpracę SGP przy ich realizacji.

Poza tym — formalnym załatwieniem — z codziennej działalności prezydium można zanotować następujące wyniki:

Wniosek 1 — dotyczący ujednolicenia administracji geodezyjnej i wykonawstwa podstawowego w gestii GUGiK. W roboczym trybie realizacji wniosek ten wyraźnie podzielił się na dwie sprawy:

a) jednolita administracja geodezyjna. Trudne zadanie — wymagające zgody kilku żywotnie zainteresowanych resortów, możliwe do załatwienia na najwyższym szczeblu hierarchii państwowej. Nie tyle istotny jest tu odpowiedni akt prawny — co pogodzenie interesów gospodarczych przy bardzo poważnym zaangażowaniu się tych resortów w działalność na własnych odcinkach. Rola SGP streszcza się w konsekwentnie stałej opinii o celowości zjednoczenia — opinii opartej na doświadczeniu ogółu geodetów zrzeszonych w stowarzyszeniu. Doświadczenie to wskazuje na poważne straty dla państwa na odcinku całej geodezji, wynikające z rozbicia jej pomiędzy trzy resorty. Obiektywne to stanowisko mające na celu tylko dobro geodezji polskiej uzasadniało prezydium na kilku kolejnych spotkaniach u ministrów: Rolnictwa, Gospodarki Komunalnej i Spraw Wewnętrznych oraz w GUGiK i na Radzie Geodezyjnej i Kartograficznej, a ostatnio u wicepremiera Z. Nowaka. Na tej ostatniej konferencji postanowiono, że zostanie powołana osobna komisja złożona z przedstawicieli zainteresowanych resortów i SGP, która opracuje propozycje co do najważniejszych form organizacyjnych w geodezji. Wydaje się, że udział SGP z jego obiektywizmem powinien dać dobre rezultaty, zwłaszcza wobec pewnych tendencji naturalnych z punktu widzenia poszczególnych zainteresowanych resortów.

b) sprawa wykonawstwa podstawowego. Niejednoznaczność tego sformułowania wystąpiła już w lipcu na plenarnym zebraniu zarządu głównego. Jedni koledzy uważają, że chodzi o takie prace jak: triangulacja, poligonizacja precyzyjna i niwelacja ściśła — obejmujące cały kraj, a inni uważają, że ponadto wykonanie podstawowej jednolitej mapy sytuacyjnej w skali 1:5000 — dokonanie na niej ewidencji gruntów i kolejne uzupełnienie elementami, aż do wykonania mapy gospodarczej kraju i utrzymania jej w stałej aktualności.

Tak szerokie ujęcie wchodzi w zagadnienia organizacji wykonawstwa w geodezji. Okazała się potrzeba zwołania rozszerzonego prezydium. Ustalono, że opinię stowarzyszenia co do form organizacyjnych wykonawstwa geodezyjnego wystarczająco dokładnie precyzują wnioski nr 8, 11, 12, 13, 14, 15 — uchwalone na Nadzwyczajnym Zjeździe Delegatów SGP w grudniu 1956 r. (nr 3/57/PG).

Wniosek 2. Rejestr geodetów. W czerwcu rozpoczęto uzgadnianie też w ścisłej współpracy między SGP a GUGiK. Redakcję 3 i 5 przekazano oddziałom i kołom do wypowiedzenia się. Po otrzymaniu wypowiedzi opracowano redakcję 4 i 6 dla dyskusji na grudniowym plenum zarządu głównego.

Wniosek 3. Plany perspektywiczne zadań geodezyjnych i kartograficznych są już w opracowaniu przez GUGiK. Mamy zapewnienie, że wyniki będą znane w styczniu. Materiały te pozwolą nam na zrealizowanie wniosku nr 8.

Wniosek 4 — o przeciwstawieniu się aktywności w wykonawstwie geodezyjnym i w szkoleniu kadr. Nie podciągamy pod tę kategorię aktywności wykonawstwa urządzeniowo-rolnego z powodu ważności tych zadań dla gospodarki narodowej. Uważamy, że na te zadania należy skierować rezerwy z innych dziedzin, co było możliwe wobec ograniczenia niektórych większych inwestycji. Nie stwierdziliśmy również prób organizowania nowych, krótkotrwałych kursów pobieżnego szkolenia nowych geodetów. To podkreślenie co do nowych kursów mających na celu zapobieżenie wprowadzania do zawodu osób bez przygotowania teoretycznego, jest konieczne z uwagi na działalność stowarzyszenia w sprawie długoletnich praktyków zatrudnionych obecnie w geodezji. Pozostawienie tej grupy kolegów w zawodzie jest faktem nieodwracalnym i zarząd główny uważa, że organizowanie dla nich nawet krótkotrwałych kursów jest wskazane, gdyż pomaga im do uzyskania pełnych kwalifikacji. Zarząd główny poparł w Ministerstwie Oświaty starania Ministerstwa Rolnictwa w sprawie dalszej działalności kursu w Będlewie, zorganizowanego w celu uzupełnienia kwalifikacji praktyków urządzeniowo-rolnych do stopnia technika geodety.

Wnioski 5, 6 i 7 — o reformach w średnim i wyższym szkolnictwie geodezyjnym są właściwie potwierdzeniem

dawniejszych tendencji i starań SGP. Wnioski te zostały już zrealizowane.

Wniosek 8 — w sprawie organizacji nowego technikum na terenach północnych uzależniony jest od realizacji wniosku 3.

Wniosek 9. Sprawa postępu technicznego. Zadanie dla działalności całego stowarzyszenia na wszystkich szczeblach organizacyjnych jest realizowane, zwłaszcza w kontaktach zagranicznych. Poza tym w kursie nowoczesnych pomiarów długości, organizowanym przez prof. Kneissla w Monachium wzięło udział kilku naszych geodetów. Obecnie prowadzone są rozmowy z TPPR o sprowadzenie wybitnych naukowców radzieckich dla przeprowadzenia krótkich seminariów z dziedzin nas interesujących. W lecie 1958 r. zorganizujemy w Gdańsku konferencję zapoznawczą z naszymi metodami triangulacyjnymi, głównie dla kolegów z zagranicy, co pozwoli nam na dalszą szerszą wzajemną wymianę doświadczeń.

Ogólnie biorąc, sprawa postępu technicznego — to dziedzina wymagająca stosowania różnych zabiegów i przez dłuższy okres czasu, ażeby wyniki były widoczne.

Wniosek 10. Propaganda czytelnictwa i informacji naukowo-technicznej rozwijana jest przez zarząd główny z pomocą IGiK; co prawda wyniki tego oddziaływania na oddziały i koła nie są zbyt wielkie. Akcja ta będzie musiała się rozwinąć szerzej, zwłaszcza że PPWK przechodzi od 1.1.58 r. na inne formy organizacyjne.

Wniosek 11. Przepisy prawne obowiązujące w geodezji są w przededniu poważnych zmian. Dlatego w I kwartale 1958 r. wydane zostało małe „Vademecum” przepisów, obejmujące tytuły poszczególnych przepisów z podaniem miejsca opublikowania, częściowo z wyjaśnieniami i informacjami, a właściwy zbiór przepisów jako wydawnictwo książkowe przewidujemy w II połowie 1958 r.

Wniosek 12. Analizy i oceny realizacji uchwał 18 konferencji naukowo-technicznych dokonuje Główna Komisja Zagadnień Technicznych.

Wniosek 13. Prace nad zorganizowaniem działu geodezyjno-kartograficznego w Muzeum Techniki NOT trwają. W stadium końcowym jest opracowanie scenariusza dla działu stałego (muzealnego), co jest niezbędne dla zapewnienia odpowiedniego lokalu w PKiN. Impreza jest kosztowna, rzędu 300-500 tys. zł przy organizacji działu muzealnego i wystawowego. Stoisko stałe kosztem około 100 tys. zł z dotacji GUGiK będzie urządzone w r. 1958 i następnie uzupełniane.

Wniosek 14. Zaprzestanie używania tytułów technika i inżyniera na określenie stanowiska znalazło zrozumienie w resortach. Załatwienie ostateczne wymaga jednak czasu, gdyż muszą być zmienione odpowiednie akty prawne. W grudniu GUGiK załatwił sprawę pracowników bhp.

Wniosek 15. Mediacje ze związkami zawodowymi o skupienie większości geodetów w ZZPP i Sp — nie rokuje nadziei na załatwienie z uwagi na strukturę organizacyjną związków.

Wniosek 16. Jak dotąd stowarzyszenie ma bardzo mało szans na przejęcie spraw bytowych ze związków zawodowych. Odmowa zatwierdzenia statutu SGP uzasadniana jest próbą wchodzenia w zakres działania Związków Zawodowych.

Wniosek 17. Zniesienie ograniczenia w oddawaniu prac, których cena przekracza 10 000 zł, zostało zrealizowane generalnie w pracach dla Ministerstwa Rolnictwa. Według oświadczenia GUGiK w innych przypadkach robót masowych mogą być również znoszone ograniczenia, gdy będzie to leżało w interesie gospodarki narodowej. Wobec utrzymania zasady, że forma geodezyjnego przedsiębiorstwa państwowego jest właściwsza dla zabezpieczenia potrzeb geodezyjnych większych inwestycji państwowych, tym samym w konsekwencji tej zasady zostaje priorytet w oddawaniu wszystkich większych robót przedsiębiorstwom geodezyjnym państwowym, a nie innym. Stosowana jest również zasada przy udzielaniu zezwoleń na organizowanie geodezyjnych spółdzielni pracy, że mają one stanowić uzupełnienie pracy przedsiębiorstw państwowych w dziale robót drobnych.

Zrozumiałe jest, że w tym układzie większe roboty będą wykonywane przez spółdzielnie i osoby upoważnione w przypadkach braku mocy przerobowej w przedsiębior-

stwach państwowych i w tych przypadkach będą wydawane zezwolenia.

Ustalenie jednakowych cen dla wszystkich trzech sektorów oraz sprawa oddawania większych robót z przetargów — nie rokuje nadziei na pozytywne załatwienie, wobec sprzeciwu resortów geodezyjnych.

Wniosek 18. Sprawa przyznania ulg podatkowych przodownikom pracy — w trakcie rozpoznawania.

Wyłoniła się natomiast inna — pokrewna temu zagadnieniu sprawa nadmiernie wysokiego opodatkowania geodetów wykonujących roboty na własny rachunek. Na skutek starań prezydium SGP — uzyskano w Ministerstwie Finansów zmianę dochodowości w robotach geodezyjnych z 70% na 40-50%.

Wniosek 19. Dodatki połowe w trakcie rozpoznawania.

Wniosek 20. Obniżka cen za niektóre roboty geodezyjne. Według zapewnienia GUGiK, nie zostały przeprowadzona kosztem uposażeń pracowniczych.

Wniosek 21. Zróznicowano wysokość opłat manipulacyjnych przy rozpatrywaniu wniosków o zezwolenia wydawane na mocy zarządzenia nr 38. Opłata dla członka SGP za zezwolenie okresowe wynosi 100 zł a za jednorazowe 50 zł. Dla nieczłonków — odpowiednie opłaty wynoszą 300 zł i 100 zł.

Wniosek 22. Zrealizowano podwyższenie składek członkowskich na 6 zł od 1. VII. 1957 r., a zawieszono podwyżkę dalszą do 10 zł — od 1. I. 1958 r.

O SZERSZĄ PLATFORMĘ SAMOKSZTAŁCENIA

Zgodnie z zarządzeniem prezesa Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii została powołana przy tym urzędzie Komisja Egzaminacyjna, mająca na celu przeprowadzenie oceny kwalifikacji zawodowej adeptów sztuki geodezyjnej, którzy bądź zechcą wykonywać prace geodezyjne jako mierniczości upoważnieni, bądź też będą chcieli uzyskać odpowiednie stanowisko pracy w swoim dotychczasowym miejscu zatrudnienia.

Oczywiście wiąże się z tym sprawa należytego przygotowania się do przyszłego egzaminu z zakresu zawodowych wiadomości praktycznych i teoretycznych. Zwłaszcza te ostatnie wiadomości teoretyczne — wyniesione ze studiów z większym lub mniejszym zasobem materiałów w ciągu kilku lat żmudnej, a co gorzej, jednokierunkowej pracy w polu lub w pracowni, wykruszają się z pamięci w zaskakujący sposób. Tymczasem nadchodzą takie chwile (jak na przykład egzamin na uzyskanie tytułu inżyniera lub oceny kwalifikacji zawodowych), w których trzeba stanąć przed komisją egzaminacyjną i zdać sprawę z tego, co się niestety zapomniało.

Jak temu zaradzić? Przecież z jednej strony praca zawodowa, z drugiej warunki terenowe nie sprzyjają samokształcaniu się.

Otóż wydaje mi się, że na to znalazłaby się rada przez odpowiednie wykorzystanie naszego czasopisma zawodowego, jakim jest Przegląd Geodezyjny.

Mianowicie na łamach tego pisma należałoby wydzielić specjalny dział redakcyjny, na przykład pod nazwą: „Rozwiązań zadanie”, w którym byłyby ogłaszane zagadnienia z geodezji praktycznej, z postępowania rozeraniczeniowego, z dziedziny prawa agrarnego lub wreszcie z matematyki, z odpowiednim wezwaniem czytelników do nadsyłania rozwiązań w oznaczonym terminie.

Doborem tematów oraz metodyką nauczania powinna zająć się redakcja Przeglądu Geodezyjnego, natomiast same tematy powinni nadsyłać z terenu koledzy, którzy niewątpliwie mają ich do wyboru dużą ilość. Rzecz jasna, powinny to być tematy z aktualnych zagadnień praktycznych, podane w formie zwięzłej, lecz dostatecznie wyczerpującej temat.

Rozwiązania tych problemów czytelnicy Przeglądu Geodezyjnego przesyłaliby do redakcji, która po rozpatrzeniu nadesłanego materiału przyznawałaby jakieś wyróżnienia dla autorów najlepszych rozwiązań.

Przez wprowadzenie tego działu do czasopisma geodezyjnego rozszerzyłby się przedmiot zainteresowań tych czytelników, dla których rozwiązywanie niejednego zadania lub zastanawianie się nad podanym zagadnieniem będzie przypomnieniem lub zgłola nauką o sposobie pokonywania trudności w pracy zawodowej.

Jeżeli ktoś mi zarzuci, że wprowadzenie do czasopisma takiego działu obniży jego ogólny (a trzeba przyznać, obecnie wysoki) poziom zawodowy, że drobne na pozór zadania można wyszukać w podręcznikach lub lekturze geodezyjnej — to na przytoczę parę ogólnych argumentów.

Podczas opracowywania przez Główny Urząd Geodezji i Kartografii Powszechnych Przepisów Pomiarów Kraju przyjęto zasadę, że przepisy te jako ramowe nie mogą mieć załączonych ani wzorów, ani przykładów i komentarzy do normatywnych przepisów. Wykonawca miał te rzeczy znaleźć bądź w podręcznikach geodezyjnych, bądź w instrukcjach resortowych. Spowodowało to pewną różnorodność w stosowaniu formularzy i metod obliczeń, które nie zawsze odpowiadały warunkom zakładanej dokładności.

Jakże dobrą rolę przewodnika w pracy geodety (właśnie na skutek starannie dobranych przykładów i opracowanych wzorów) spełniały dawne instrukcje pomiarowo-katastralne, czy też b. Ministerstwo Rolnictwa i Reform Rolnych lub b. Ministerstwo Robót Publicznych. Była to nie raz jedyna pomoc dla wykonawcy pozostawionemu samemu sobie na obiekcie jego pracy, z dala od ośrodka inspekcyjnego.

Oczywiście, że najlepiej dobrane przykłady, wzory i komentarze w instrukcjach technicznych nie wyczerpią wszystkich przypadków występujących w praktyce zawodowej. Wówczas każdy z wykonawców sięgnie do bogatej literatury fachowej. Ale jak przedstawia się częstotliwość tych podręczników w terenie — niech posłuży następujący fakt.

Na kilkunastu terenowcach geodetów zabitych, jakie posiadają książki fachowe w swojej podręcznej bibliotece domowej, tylko nieznaczna część mogła pochwalić się wcale pouważnym zbiorem. Pozostali koledzy, przeważnie młodzi, nie korzystają w terenie z żadnych, nawet podręcznych leksykonów.

Jeśli chodzi o troskę utrzymania odpowiedniego poziomu czasopisma, to sprawa ta niewątpliwie będzie zależała od formy, w jakiej zostanie podana do rozwiązania treść samego zadania. Zresztą dział ten zajmie małą część szpalty miesięcznika i obok zasadniczych artykułów nie będzie swoją treścią rzutował na jego ogólny poziom. Trzeba koniecznie, aby nasze pismo zawodowe odpowiadało swoim różnorodnym poziomem, jak najszerszym potrzebom społeczności geodezyjnej.

Największym sukcesem tej imprezy będzie zjednanie tej licznej społeczności geodezyjnej, dla której znajdzie się w czasopiśmie obok artykułów zasadniczych również coś, co w bezpośredni sposób dotyczy jej pracy zawodowej, bądź też pogłębi jej elementarne wiadomości z geodezji.

Obecnie poczytność naszego Przeglądu Geodezyjnego jest niezadowalająca, a ostatnio nawet spadła. Na około 5400 zrzeszonych w Stowarzyszeniu Geodetów Polskich, prenumeruje ten miesięcznik zaledwie 2500 osób. Czy to nie świadczy o potrzebie uaktualnienia lub zmiany programu w taki sposób, aby czasopismo zawodowe stało się pismem naprawdę — przyjacielem, doradcą i pomocą na codzień przy pracy każdego geodety.

Taki dział redakcyjny, w którym zamieszczane są do rozwiązywania przez czytelników różne praktyczne zadania geodezyjne, prowadzi miesięcznik francuski „Revue des Geometres-Experts et Topographes Français” — organ stowarzyszenia geodetów-urzędniowców we Francji w dziale pod nazwą „Nos problemes”. Zadania te rozwiązują amatorzy „łamigłówek” geodezyjnych i rezultaty swoich prac przesyłają w ustalonym terminie do redakcji miesięcznika. Za najlepsze i najtrafniejsze rozwiązania przyznaje się amatorom pewne wyróżnienia, a wyniki

konkursu redakcja publikuje w następnych numerach czasopisma. Przeglądając w rocznikach tę rubrykę widzimy, że niejedno z tych rozwiązań jest ciekawym zastosowaniem teorii w praktycznych problemach geodezyjnych. Na przykład w zeszytach 10 „Revue” z 1954 r. zadanie oznaczone numerem 11 dotyczy dwóch zagadnień: zaprojektowania trzech działek budowlanych o założonej powierzchni w bloku ograniczonym z jednej strony ulicą biegnącą w łuku o znanym promieniu, a z drugiej — cięciwą i odcinkiem prostej, których punkty końcowe mają dane współrzędne prostokątne oraz obliczenia elementów geodezyjnych niezbędnych do wyniesienia na grunt projektu. W innym zeszycie (12) zadanie polega na obliczeniu długości trzech czołówek, będących granicami działki o kształcie czworokąta, w którym są dane wszystkie kąty, długość jednego z boków oraz powierzchnia. Zadanie w zeszycie 6 dotyczy zaprojektowania w danej działce o kształcie dowolnego czworokąta, którego wartość szacunkowa jest dana w dwóch różnych

wielkościach względnych, takich dwóch nowych działek, których wartości szacunkowe byłyby sobie równe, a linia działkowa przechodziłaby przez punkt dany.

I wiele innych bardzo ciekawych zadań.

Niewątpliwie niejedno z tych zadań rozwiązywane przez geodetów francuskich spełnia rolę nie tylko rozrywki umysłowej, ale również pomaga im w ich codziennej pracy zawodowej.

Ze sprawozdań zamieszczonych w tym dziale można wywnioskować, że zainteresowanie wśród czytelników jest dość znaczne i na przykład w 1954 r. na 1620 prenumeratorów czasopisma „Revue” zostało wyróżnionych 98 osób zamieszkujących w różnych zakątkach Francji i jej kolonii. Oczywiście trudno jest powiedzieć, jak wielka liczba czytelników zainteresowała się tymi problemami, ale wystarczy wziąć pod uwagę wysokość nakładu miesięcznika, aby otrzymać przybliżone wyobrażenie o szerokości kręgu osób objętych tą doszkalającą akcją.

Inż. Zygmunt Orzechowski

W SPRAWIE JAKOŚCI PRAC GEODEZYJNYCH

Do napisania tych kilku słów skłoniły mnie dwa artykuły, a mianowicie — pierwszy — wydrukowany w Przeglądzie Geodezyjnym we wrześniu 1957 r. pt. „Niektóre przyczyny niedostatecznej jakości prac geodezyjnych” i drugi z „Głosu Olsztyńskiego” nr 269 (1876) pt. „Miejsce w partii — tylko dla ludzi szlachetnych i uczciwych”.

Oba te artykuły łączą się o tyle, że problem jakości pracy wiąże się zazwyczaj z osobistą uczciwością.

Sprawą podniesienia jakości prac geodezyjnych, zwłaszcza w resorcie rolnictwa — uważam za konieczną i pod każdym względem dojrzałą. Problem ten musi być przez odpowiednie czynniki gruntownie zbadany i przeanalizowany, a niedociągnięcia na tym odcinku radykalnie naprawione. Sprawa jakości produkcji była już poruszana wiele razy w różnych dyskusjach. Niestety konkretne kroki w kierunku zmiany obecnej sytuacji są w resorcie rolnictwa niewystarczające. A przecież w każdej dziedzinie pracy, a w geodezji w szczególnych rozmiarach, zła jakość wykonywanych prac naraża państwo na nieobliczalnie wprost straty.

Na jakość prac wpływa wiele okoliczności, ale czołowym zagadnieniem jest uczciwość albo — jak się wyraża Autor wspomnianego wyżej pierwszego artykułu „kwalifikacje etyczne”. Otóż mogę stwierdzić z całą pewnością, że większe „fuszerki” wychodzą znacznie częściej z rąk wykonawców czy nadzoru o niskim poziomie etycznym, niż w wyniku pracy wykonawcy o niskich kwalifikacjach zawodowych, oczywiście „fuszerki” takie są największe wówczas, gdy oba te czynniki idą w parze. Na powyższy temat można by było napisać całe tomy, ja pragnę zwrócić uwagę na trzy zasadnicze elementy.

— Po pierwsze poprawę należy zacząć raczej od „góry”, to znaczy naprawić „sztaby”, zwłaszcza na szczeblu wojewódzkim, na pewno łatwiej pójdzie wówczas naprawa „armii wykonawców”.

— Po drugie należy zmienić system wynagradzania wykonawców i nadzoru (moja osobista koncepcja — to całko-

wite zniesienie normy). Należy zmienić całkowicie system wynagradzania nadzoru, właśnie tego „sztabu”, który obecnie „żyje z procentów” pracy wykonawców.

Na marginesie wspomnę, że władze centralnego zarządu urzędów rolnych od dawna już obiecują zmianę systemu wynagradzania — niestety — tak, jak zwykle — wszelkie projekty i zmiany są opracowywane ogólnie, a tak zwane „doły”, czyli wykonawcy z terenu nic o nich nie wiedzą i nie mają na nie żadnego wpływu.

— Po trzecie — konieczne jest podniesienie kwalifikacji zawodowych oraz wyeliminowanie, zwłaszcza ze „sztabu”, ludzi o niskich kwalifikacjach zawodowych i organizacyjnych. Następny problem, to dokształcenie kadry wykonawców oraz odpowiednia polityka w stosunku do tych, którzy mają dostateczne wiadomości teoretyczne, ale praktycznie nie dojrżeli do samodzielnej pracy. Na tym odcinku konieczne jest przeanalizowanie problemu młodego pokolenia geodetów, wychodzącego ze szkół jako materiał surowy, a nieraz zresztą bardzo cenny, który przez nieodpowiednią politykę kierownictwa wypacza się przy samodzielnej pracy.

Na wszystkich tych trzech, moim zdaniem, najważniejszych elementach konieczne są zmiany mogące poprawić jakość produkcji.

Że tak jest — mam bardzo bogaty materiał zebrany z obserwacji i doświadczenia w pracy mojej placówki, na której pracuję już 12 lat. Nie wszystko oczywiście nadaje się do publikacji, poszczególne przypadki nie mogą претендовать do szerszych uogólnień i syntezy. Należałoby sobie jednak życzyć, aby temat jakości pracy stał się przedmiotem szerokiej dyskusji na terenie kół SGP, a następnie znalazł wyraz w dyskusji i uchwałach najbliższego XII Walnego Zjazdu SGP.

Inż. Zygmunt Jankowski
Mrągowo

Sprawozdanie Komisji Funduszu Pośmiertnego za m-c październik 1957 r.

W październiku 1957 r. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP 24.731,45 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił trzy zaliczki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: J. Majda z Poznania, B. Skotnickim z Rzeszowa i T. Szczecińskim ze Szczecina oraz zapomogę pośmiertną po zmarłym koledze S. Kluźniaku z Warszawy — na ogólną sumę. 19.600,00 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienie o śmierci kolegów: Stanisława Kluźniaka z Warszawy, zmarłego dnia 1.X.1957 r. (zawiadomienie nr 224), Karola Koczy z Katowic, zmarłego dnia 4.X.1957 r. (zawiadomienie nr 225), Aleksandra Wojciechowskiego z Białegostoku zmarłego dnia 7.X.1957 r. (zawiadomienie nr 226) i Józefa Bednarskiego z Wrocławia, zmarłego dnia 23.X.1957 r. (zawiadomienie nr 227).

za m-c listopad 1957 r.

W listopadzie 1957 r. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP 37.945,24 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił 1 zaliczkę zapomogi pośmiertnej po zmarłym koledze A. Wojciechowskim z Białegostoku, 2 resztówki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: T. Szczubińskim ze Szczecina i J. Hurynowiczu z Bydgoszczy oraz 2 zapomogi pośmiertne po zmarłych kolegach: J. Bednarskim z Wrocławia i J. Hawsowiczu z Katowic — na ogólną sumę 25.812,50 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienie o śmierci kolegów: Stanisława Walczyszyna z Krakowa, zmarłego dnia 4.XI.1957 r. (zawiadomienie nr 228) i Jana Hawsowicza z Katowic, zmarłego dnia 7.X.1957 r. (zawiadomienie nr 229).

za m-c grudzień 1957 r.

W grudniu 1957 r. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP. 37.553,53 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił 2 resztówki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: B. Skotnickim z Rzeszowa i J. Majda z Poznania; 5 zaliczek zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: J. Pelczarskim, R. Gąsieniec i S. Walczyszynie z Krakowa, R. Marcinkowskim z Poznania i K. Syrewiczu z Gdańska oraz pełną zapomogę pośmiertną po zmarłym koledze M. Hryniewicz z Szczecina — na ogólną sumę 37.477,50 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienia o śmierci kolegów: Kazimierza Syrewicza z Gdańska, zmarłego dnia 4.XI.1957 r. (zawiadomienie nr 230); Remigiusza Marcinkowskiego z Poznania, zmarłego dnia 20.XI.1957 r. (zawiadomienie nr 231) i Mieczysława Hryniewicza ze Szczecina, zmarłego dnia 29.XI.1957 r. (zawiadomienie nr. 232).

Komisja Funduszu Pośmiertnego



KRONIKA POLSKIEGO TOWARZYSTWA FOTOGRAMETRYCZNEGO

Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne wznowia działalność

Jak już doniósł „Przegląd Geodezyjny” w notatce zamieszczonej w numerze styczniowym, w dniu 4 grudnia 1957 r. odbyło się zebranie organizacyjne Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego, które w ten sposób podjęło na nowo działalność, przerwana w r. 1939. Działalność PTF do r. 1939 oraz przebieg starań powojennych o wznowienie Towarzystwa została naświetlona w przemówieniu inauguracyjnym prof. B. Piątkiewicza.

Zgodnie z przyjętym regulaminem Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne jest sekcją Stowarzyszenia Geodetów Polskich, co stanowi zmianę organizacyjną w stosunku do okresu przedwojennego, gdy PTF było stowarzyszeniem odrębnym. Odnosny punkt regulaminu był przedmiotem dyskusji zarówno w czasie narad przygotowawczych, jak i podczas zebrania organizacyjnego; uczestnicy zgodnie doszli do wniosku, że wznowienie działalności PTF jako sekcji SGP jest w obecnych warunkach rozwiązaniem optymalnym, które z jednej strony pozwoli na rozwinięcie szerokiej i nie skrópowanej działalności Towarzystwa, z drugiej zaś — odciąży PTF w bardzo poważnym stopniu od trudności natury finansowej. Dodać również należy, że organizatorzy wznowionego Towarzystwa spotkali się w czasie swych prac z pełnym poparciem ze strony zarządu SGP, co wyraziło się między innymi we wprowadzeniu do nowego statutu Stowarzyszenia zmian odpowiadających potrzebom organizacyjnym PTF oraz pomocy przy urządzeniu zebrania.

W celu zapewnienia jak największej sprawności zebrania organizacyjnego zaproszeni uczestnicy otrzymali oprócz proponowanego porządku dziennego również projekt regulaminu, uzgodniony uprzednio z zarządem SGP.

Zgodnie z propozycją organizatorów uczestnicy zebrania (przez złożenie podpisu na liście) oraz ci z nieobecnych zaproszonych, którzy przysłali zgłoszenia na piśmie — zostali uznani za członków — założycieli Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego. Według niepełnych jeszcze danych, na zebraniu było obecnych 84 członków, pisemne zgłoszenie przysłało 17, a więc liczba członków założycieli PTF wynosi obecnie 101, co należy uważać za liczbę znaczną, biorąc pod uwagę naukowy charakter PTF. Przyjęty regulamin Towarzystwa (oparty na regulaminie przedwojennym) podany zostanie w całości w najbliższym numerze Przeglądu Geodezyjnego. Obecnie cytuję tylko punkty regulaminu, precyzujące charakter i zadania PTF, w których czytamy:

§ 1. Zrzeszenie działające na mocy niniejszego regulaminu jest zorganizowane w ramach Stowarzyszenia Geodetów Polskich i nosi nazwę: „Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne” — Sekcja Stowarzyszenia Geodetów Polskich;

w skrócie: „Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne” (PTF) i ma swą siedzibę w Warszawie.

Terenem działalności PTF jest Polska Rzeczpospolita Ludowa.

§ 2. Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne jest zrzeszeniem naukowym.

§ 3. PTF może być członkiem innych stowarzyszeń naukowych krajowych i zagranicznych.

§ 4. Zrzeszenie kontynuuje działalność Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego, przerwana w r. 1939.

§ 5. Celami Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego są:

a) działalność na polu fotogrametrii oraz różnych jej zastosowań technicznych i gospodarczych.

b) propagowanie metod fotogrametrycznych w różnych gałęziach wiedzy, dziedzinach życia gospodarczego i w technice,

c) wymiana doświadczeń z tej dziedziny w kraju i za granicą.

Porządek dzienny zebrania organizacyjnego obejmował:

1. Zagajenie. 2. Wybór przewodniczącego zebrania i przyjęcie porządku obrad. 3. Przemówienie przewodniczącego zarządu głównego SGP. 4. Uchwalenie regulaminu PTF. 5. Wybór władz. 6. Ustalenie programu działalności. 7. Wolne wnioski.

W imieniu komitetu organizacyjnego zagał zebranie kolega M. Rogulski, który powitał zebranych i poprosił prof. B. Piątkiewicza o wygłoszenie przemówienia inauguracyjnego, które podajemy niżej:

Drodzy Koledzy!

Przed laty, dokładnie przed 27 laty, należałem do grona założycieli Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego i przewodniczyłem na posiedzeniu organizacyjnym, na którym uchwalono statut i wybrano zarząd; dlatego bez wielkiego oporu uległem namowom kolegów organizujących dzisiaj zebranie, rozumiejąc, że zaszczytne dla mnie zaproszenie pozwoli mi wystąpić w roli łącznika między dawnymi a nowymi laty, a nadto pozwoli mi w pewnym sensie odmłodzić się w liczonym gronie moich dawnych uczniów, obecnie współpracowników oraz sympatyków tej tak bardzo przez nas umiłowanej dziedziny wiedzy technicznej.

Więc zgłosiłem się czując, że w tej tak ważnej dla nas chwili, gdy na nowo organizujemy się, nie powinno mnie zabraknąć.

Mam jednak uzasadnioną nadzieję, że Koledzy, uznając siłę argumentów wynikających z nie dających się ukryć dat mojej metryki urodzenia, nie obarczą mnie żadną pracą, uznając także i to, że moje liczne i absorbujące obowiązki związane z moim stanowiskiem na Politechnice zupełnie wystarczają, by bez reszty wyczerpać moje możliwości równie fizyczne jak i duchowe.

Historia Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego sięga roku 1928, w którym to roku, w maju, odbyło się w Rydze posiedzenie Łotewskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego pod przewodnictwem prof. Buchholtza, prezesa towarzystwa. W posiedzeniu tym wzięli udział zaproszeni goście z Polski, między innymi: inż. T. Niedzielski, naczelnik Wydziału w Ministerstwie Robót Publicznych, wielce zasłużony protektor prac fotogrametrycznych u nas, i ja jako kierownik Oddziału Fotogeodezyjnego w tymże ministerstwie. Po moim referacie o pracach fotogrametrycznych w Polsce zaskoczyli nas uprzejmi gospodarze propozycją zorganizowania się, wraz z Łotewskim Towarzystwem, w tak zwanej „Sekcji Nord”. W imieniu polskich gości przyjąłem podziękowanie i oświadczenie, że Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne jest już w końcowym stadium organizacji i niebawem ma pertraktować o przyjęcie do Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego, co zresztą nie było dalekie od prawdy, gdyż myśl założenia własnego towarzystwa dojrzała już w gronie nie zorganizowanych fotogrametrów.

Obarczeni tym doświadczeniem, powróciliśmy do Polski z postanowieniem możliwie szybkiej jego realizacji. Niestety pewne trudności nie pozwoliły na bezzwłoczne przystąpienie do prac organizacyjnych. Dopiero pod koniec roku 1929 i z początkiem roku 1930 przystąpiono energicznie do pracy, na co wpłynął niezaprzeczenie nadchodzący Międzynarodowy Kongres Fotogrametryczny mający się odbyć we wrześniu 1930 r. w Zurychu, na którym wypadało nam wystąpić reprezentacyjnie.

W szczupłym gronie założycieli opracowano statut Towarzystwa, który po przedyskutowaniu został uchwalony, wybrano zarząd i przesłano prośbę o zatwierdzenie do Komisarjatu Rządu m. st. Warszawy. Statut otrzymał zatwierdzenie dnia 24 maja 1930 r. i z tą chwilą Towarzystwo zaczęło pełnoprawnie funkcjonować. Siedzibą Towarzystwa była Warszawa. Zarząd urzędował pod adresem: Politechnika.

Od początku swego istnienia PTF liczyło 104 członków. Z tą liczbą przystąpiło do Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego, z wiosną 1930 r., uzyskując z powodu ilości zgłoszonych członków dwa głosy na międzynarodowych zjazdach i kongresach.

Żywotność młodego Towarzystwa zasługuje na pełne uznanie.

Od r. 1932 do wybuchu wojny wydawało PTF własne pismo o charakterze naukowo-technicznym pt. „Przegląd Fotogrametryczny”, które redagował z ramienia zarządu prof. M.B. Piasecki. Był to kwartalnik, który ukazał się w 28 numerach wydanych w 14 zeszytach.

Między rokiem 1934 a 1937 specjalna komisja PTF opracowała słownictwo fotogrametryczne w trzech językach: niemieckim, polskim, francuskim w oparciu o porządek alfabetyczny słownika niemieckiego. W r. 1937 poddano gotowy projekt pod ocenę ogółu członków i naukowców spoza PTF z prośbą o uwagi natury rzeczowej i językowej.

Poza corocznymi walnymi zebraniami o charakterze głównie administracyjnym, organizowało Towarzystwo często posiedzenia naukowe i zebrania referatowo-dyskusyjne, starając się również o uruchomienie i ożywienie oddziałów „terenowych” w ośrodkach, w których gromadziła się większa ilość członków Towarzystwa nie mogących zbyt często kontaktować się z Warszawą.

Zgodnie ze statutem PTF organizowało kursy fotogrametryczne. Pierwszy taki kurs odbył się w kwietniu 1933 r. i zgromadził 52 uczestników ze wszystkich stron Polski.

Efektowną częścią pracy PTF i cenną zarówno z punktu widzenia propagandy naszego życia fotogrametrycznego za granicą, jak i z powodu organizacyjnych i osobistych kontaktów ze światem naukowców i producentów, był udział w zjazdach i kongresach międzynarodowych.

W r. 1930 PTF wzięło udział w uroczystym zjeździe w Wiedniu z okazji 25-lecia Austriackiego Towarzystwa Fotogrametrycznego (połączonym z wystawą), na którym uczczono zasługi 70-letniego prof. Doležala, założyciela Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego.

We wszystkich trzech kongresach Międzynarodowego T-wa Fotogrametrycznego: w Zurychu (1930 r.), w Paryżu (1934 r.), w Rzymie (1938 r.) PTF wzięło udział oficjalnie, zgłaszając sprawozdania, referaty oraz eksponaty na wystawy łączone stale z kongresami.

W okresie roku 1934 do 1938 prezes Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego prof. dr K. Weigel był członkiem zarządu MTF, a na kongresie w r. 1934 Polsce zostało powierzone przewodnictwo Komisji V — (wyszkolenie w dziedzinie fotogrametrii) oraz opracowanie sprawozdania ogólnego dla tej komisji. Na V kongresie, który się odbył w r. 1938 w Rzymie, Polska otrzymała medal brązowy za wystawę.

Oto krótki i niekompletny zarys aktywności PTF w okresie jego istnienia, to jest od r. 1930 do wybuchu wojny w r. 1939.

Po wojnie, gdy Warszawa zaczynała już życie stolicy i różne zniszczone placówki naukowe zaczynały się odradzać, odżyła również i myśl reaktywowania Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego. Był to rok 1946.

Akcja zrazu koncentrowała się w Dziekanacie Wydziału Geodezji Politechniki Warszawskiej, gdzie miałem zaszczyt pracować przez pięć lat. Inicjatorem i „spiritus movens” akcji był kolega mgr inż. M. Rogulski, któremu z tego miejsca pragnę serdecznie podziękować za trud niemały, a przy tym przykry, bo zrazu bezowocny, gdyż trudności w uzyskaniu zezwolenia były nie do pokonania.

Wobec tego postanowiliśmy szukać oparcia o masowe organizacje. W ciągu starań zawiodło nawiązanie porozumienia ze Związkiem Mierniczych, głównie z powodu charakteru czysto zawodowego tej organizacji.

Dopiero w ostatnim roku inicjatorzy wznowienia działalności PTF doszli do porozumienia z Naczelną Organizacją Techniczną, a w szczególności z Naukowym Stowarzyszeniem Geodetów Polskich. Szczegóły tego porozumienia będzie niezawodnie omawiać dziś kto inny. Ja chciałbym jedynie uprzejmie i serdecznie podziękować tym wszystkim osobom i instytucjom, które do tego porozumienia doprowadziły i życzyć, jak najlepszych owoców tej współpracy.

Gdy dziś stajemy u kolebki nowo narodzonego PTF, pragnę jeszcze parę słów poświęcić temu, czego oczekujemy w jego życiu i pracy. Przykłady, jakie mu daje jego poprzednik, który w r. 1939 zginął nagłą śmiercią, zobowiązują nie tylko do naśladowania, ale i do przekroczenia jego działalności wobec żywiołowego rozwoju fotogrametrii, coraz większych wymagań jej stawianych i nadziew do jej metod pracy przywiązywanych w coraz liczniejszych dziedzinach gospodarki narodowej i na polu badań naukowo-technicznych.

Trudno w tej chwili w tym krótkim zagajeniu omówić w szczegółach plan prac nowego PTF. Zresztą o tym zdecydować w sposób bardziej precyzyjny statut, który Koledzy dziś uchwalicie, o tym w następstwie zdecydować zarząd, który będzie dziś wybrany, ale już teraz można rzucić parę myśli, których realizacja obejmuje podstawy aktywności PTF.

PTF powinno mieć, jeżeli nie własny organ, to przynajmniej osobny dział w „Przeglądzie Geodezyjnym”, a może z czasem uda się wydawać okolicznościowe „zeszyty prac”, fotogrametrycznych.

PTF powinno wziąć udział w nie zakończonej jeszcze pracy nad słownikiem fotogrametrycznym, pomagając w tym Instytutowi Geodezji i Kartografii.

Zarząd PTF powinien przeprowadzić zgłoszenie do Międzynarodowego T-wa Fotogrametrycznego i brać udział w jego pracach o charakterze naukowo-technicznym, rozwijając kontakt z nauką światową w tej dziedzinie.

PTF może i powinno skutecznie pomóc w opiniowaniu norm i instrukcji, idąc w tym ręką w rękę ze Stowarzyszeniem Geodetów Polskich.

Można się spodziewać, że PTF będzie skutecznie pomagało swoim członkom w uzyskaniu zezwoleń na wyjazdy zagraniczne, w celu zacieśnienia kontaktów naukowych, poznawania nowych metod prac fotogrametrycznych i ostatnich zdobyczy produkcji sprzętu fotogrametrycznego.

PTF powinno dążyć do zorganizowania własnej biblioteczki, czytelni i prenumerować zagraniczne pisma fotogrametryczne.

Wysoce pożądanym objawem życia i żywotności PTF będzie organizowanie zebrań referatowo-dyskusyjnych, a może również i o charakterze towarzyskim, jak wiadomo

ułatwiających swobodną wymianę myśli. Wiele takich rad można by jeszcze wygłosić, ale o wiele będą skuteczniejsze te, które wypłyną z inicjatywy samego zarządu i będą realizowane z młodzieńczą jego energią, na którą liczymy.

Nie chcę być krańcowym pesymistą, ale nie chcę ulegać bezkrytycznemu optymizmowi... chcę być rzeczowym i dlatego przewiduję, że zarząd PTF napotka czasem na poważne trudności przy realizacji swych zamiarów, gdy się zetknie czasem z trudnym do rozstrzygnięcia problemem, a tak często dziś spotykanym, w którym po jednej stronie jest u poszczególnych jednostek szlachetna ambicja bezinteresownej pracy naukowej, czy społecznej, a po drugiej absorbująca troska o skromny kęs chleba. Życzę zarządowi, by te trudności zmalały do minimum.

Kończąc, wyrażam pragnienie, by zasadzona dziś roślina przyjęła się, rozwinęła, zakwitła i wydała obfite owoce.

✱

Prof. B. Piątkiewicz zaproponował, by przewodniczącym zebrania został prof. M. Odlanicki. Wniosek przyjęto jednogłośnie. Do prezydium zaproszono kolegów: prof. B. Piątkiewicza, prof. A. J. Piotrowskiego, przewodniczącego SGP W. Kłopotnińskiego, prezesa GUGiK B. Szmielęwa.

Przewodniczący zarządu głównego SGP oświadczył, że SGP przyjęło z radością fakt powstania PTF i zapewniło mu pomoc i opiekę.

Zatwierdzenie regulaminu poprzedziła dokładna analiza. Pierwszym zagadnieniem było: czy PTF powinno posiadać regulamin (zgodnie z uzgodnionym projektem) — czy też statut. Ostatecznie przyjęto, że będzie to „regulamin”, gdyż statut mogą posiadać tylko oddzielne stowarzyszenia, podczas gdy PTF jest sekcją SGP.

Szeroko był dyskutowany §8 regulaminu, precyzujący kto może być członkiem PTF. Ostatecznie paragraf ten przyjęto bez zmian.

Prezes GUGiK w przemówieniu swym podkreślił istniejący obecnie ścisły związek między geodezją i fotogrametrią, z czego wynika konieczność, by każdy geodeta interesował się fotogrametrią.

W imieniu zarządu SGP przemawiał sekretarz kolega H. Jasiński uzasadniając praktyczną możliwość samodzielnego istnienia PTF. To, że PTF nie posiada osobowości prawnej, nie powinno przeszkodzić w przystąpieniu do Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego. Problem ten wyjaśnił prof. M. B. Piasecki przypominając, że Francuskie Towarzystwo Fotogrametryczne, znajdujące się w analogicznej sytuacji, jest członkiem stowarzyszenia międzynarodowego.

W sprawie ewentualnej samodzielności zabrał głos przewodniczący SGP kolega W. Kłopotniński, wyjaśniając, że PTF jest zbyt małym stowarzyszeniem, by mogło istnieć samodzielnie, gdyż państwo musiałoby doń dopłacać, na co obecnie nie możemy liczyć. Członkami PTF mogą być osoby o zainteresowaniach fotogrametrycznych, posiadające średnie wykształcenie. Przez wstąpienie do PTF stają się członkami SGP, jeśli nimi nie byli dotychczas.

W czasie dyskusji wniesiono do regulaminu kilka poprawek, których ostateczne zredagowanie zlecono wybranemu zarządowi. Przyjęto wniosek prof. W. Sztompke, by powiększyć skład zarządu do 6 członków i 2 zastępców.

Regulamin ze zgłoszonymi poprawkami przyjęto jednogłośnie i od tej chwili Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne rozpoczęło swe istnienie.

W tym momencie poprosił o głos przedstawiciel f-my Wild, dr Z. Czerski, odczytując depeszę gratulacyjną oraz zawiadamiając, że f-ma Wild stawia do dyspozycji PTF dwa stypendia umożliwiające wzięcie udziału w Wyższym Kursie Fotogrametrycznym w Zurychu.

Jako członkowie zbiorowi PTF zgłoszyli się: Państwowe Przedsiębiorstwo Fotogrametrii oraz Warszawskie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze.

Nowo powstałemu Towarzystwu złożyli życzenia owocnej pracy: prof. M. Odlanicki — w imieniu PAN, płk. L. Winiewicz — w imieniu Wojskowej Służby Fotogrametrycznej oraz prezes B. Szmielęw — w imieniu GUGiK.

Przewodniczącym zarządu został wybrany przez aklamację prof. M. B. Piasecki. W skład zarządu weszli koledzy: prof. W. Sztompke z Politechniki Warszawskiej, prof. J. Cisło z Akademii Górniczo-Hutniczej, doc. S. Dmochowski z Instytutu Geodezji i Kartografii, mgr inż. L. Więckowski z PPF, mgr inż. M. Rogulski z GUGiK, płk. L. Winiewicz z Wojskowej Służby Fotogrametrycznej. Na zastępców wybrano C. Liperta i R. Warpechowskiego.

W skład Komisji Rewizyjnej weszli koledzy: J. Chwałek, A. Buchole, Br. Wrona. Zastępcą członka Komisji Rewizyj-

nej został kolega A. Lisenbarth. Wyboru zarówno członków, jak i Komisji Rewizyjnej dokonano przez aklamację.

Kolega W. Sztompke zaproponował następujące wytyczne działalności PTF.

1. Urządzanie zebrań naukowych, na których byłyby dyskutowane ogólne problemy fotogrametrii, ze szczególnym uwzględnieniem tematów aktualnych.

2. Szybkie poczynienie starań o przyjęcie PTF do Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego.

3. Publikowanie artykułów z dziedziny fotogrametrii w „Przeglądzie Geodezyjnym”, a rozpraw naukowych w kwartalniku „Geodezja i Kartografia”.

4. Popularyzacja ciekawszych artykułów z VII Międzynarodowego Kongresu Fotogrametrycznego w Sztokholmie.

5. Gromadzenie literatury fachowej oraz wiadomości bibliograficznych z dziedziny fotogrametrii.

6. Inicjowanie, popieranie i ewentualna pomoc w pracach badawczych z dziedziny fotogrametrii, prowadzonych przez poszczególne instytucje.

7. Wydawanie opinii dotyczących opracowań problemów fotogrametrycznych, zleczanych poszczególnym osobom przez instytucje i przedsiębiorstwa.

Propozycje te uzupełnił kolega M. Rogulski, podając projekt organizowania przez PPF kursów uzupełniających z dziedziny fotogrametrii. W wolnych wnioskach kolega A. Lisenbarth zaproponował wydanie specjalnego numeru „Przeglądu Geodezyjnego” poświęconego zagadnieniom fotogrametrii.

Następnie zebranie przyjęło przez aklamację wniosek nowo wybranego zarządu nadania godności członka honorowego nestorowi fotogrametrów polskich, prof. dr inż. Br. Piątkiewiczowi.

✱

W dniu 17.XII.1957 r. odbyło się pierwsze organizacyjne zebranie zarządu PTF, który ukonstytuował się następująco:

Prezydium zarządu tworzą koledzy: przewodniczący — M. B. Piasecki, wiceprzewodniczący — W. Sztompke, sekretarz — L. Więckowski, skarbnik — S. Dmochowski.

Pozostałe funkcje objęli koledzy: referat bibliografii — S. Dmochowski (niezależnie od funkcji skarbnika); zebrań naukowych i szkolenia L. Winiewicz; referat prasowy — M. Rogulski; referat zagadnień fotogrametrii nietopograficznej — J. Cisło.

Zastępcy zobowiązali się współpracować stale z zarządem, a mianowicie: kol. R. Warpechowski z kolegą M. Rogulskim, a kolega C. Lipert z kolegą L. Winiewiczem.

Na zebraniu tym postanowiono w najbliższym okresie: 1. Wprowadzić poprawki do regulaminu PTF, zgodnie z uchwałą zebrania organizacyjnego i przygotować tekst ostateczny.

2. Oddać regulamin do przetłumaczenia na język francuski.

3. Zawiadomić prezesa Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego o wznowieniu działalności PTF, wyrażając chęć przystąpienia do MTF.

4. Zebrać dane dotyczące potrzeb szkolenia w zakresie fotogrametrii.

5. Przystąpić do organizacji kursu wyższego.

6. Zorganizować w styczniu 1958 r. odczyt o pracach fotogrametrycznych na Spitsbergenie.

7. W jednym z najbliższych numerów „Przeglądu Geodezyjnego”: umieścić artykuł o wznowieniu działalności PTF.

8. Wystąpić do zarządu SGP z wnioskiem o zmianę podtytułu „Przeglądu Geodezyjnego” na następujący: Czasopismo poświęcone sprawom geodezji, fotogrametrii i kartografii.

9. Zbierać krótkie artykuły i notatki w zakresie nowości dotyczących fotogrametrii i umieszczać je w „Przeglądzie Geodezyjnym”.

10. Zbadać możliwość wprowadzenia fotogrametrii do programów studiów różnych specjalności.

11. Zawiadomić niezwłocznie wszystkich członków PTF o stypendiach f-my Wild i o prawie zgłaszania kandydatów.

✱

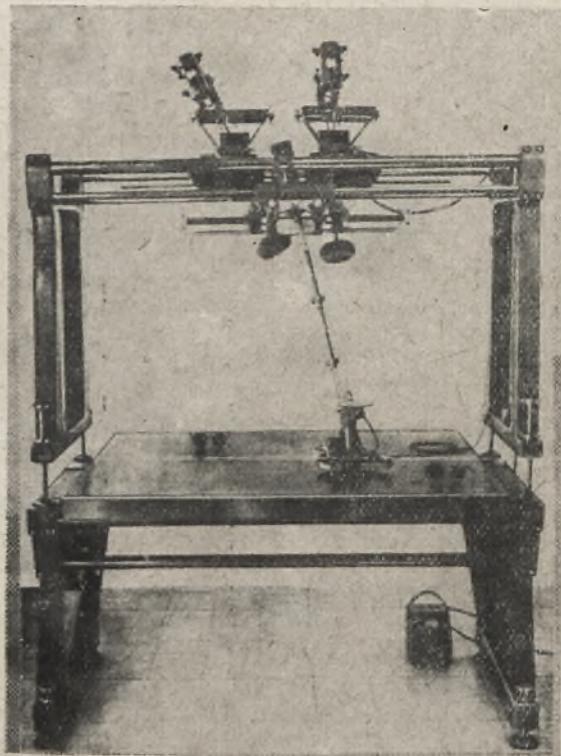
W dniu 20.XII.57 i 21.XII.57 r. odbyły się dalsze zebrania zarządu dla wyboru osób, które zostaną delegowane na Wyższy Kurs Fotogrametryczny w Zurychu, w ramach stypendium f-my Wild.

Wpłynęło 5 zgłoszeń, spośród których w wyniku głosowania zostali wytypowani koledzy: W. Sztompke i J. Chwałek.

Mgr inż. M. Rogulski

Precyzyjny stereokomparator Nistriego TA-3

Szybki rozwój metod analitycznych aerotriangulacji przeszczerennej wysunął potrzebę zbudowania stereokomparatora precyzyjnego do obserwacji zdjęć lotniczych. Zadanie to zostało podjęte przez znanego konstruktora włoskiego prof. U. Nistriego i w roku ubiegłym fabryka OMI (Ottico



Meccanica Italiana) w Rzymie wykonała pierwsze egzemplarze stereokomparatora oznaczonego cechą TA-3.

Stereokomparator ten posiada trzy wózki fotogramów i pozwala na jednoczesne zestawienie trzech zdjęć kolejnych szeregu oraz wykonywanie obserwacji stereoskopowych zdjęć założonych we wszystkich możliwych kombinacjach. Tak więc, po zakończeniu obserwacji stereogramu $\frac{1}{2}$, na miejsce fotogramu 1 można włożyć fotogram 4 i dostroić go do fotogramu 3 bez przekładania tego ostatniego.

Na instrumencie tym można obserwować zdjęcia lotnicze aż do wymiarów 24×24 cm. Zastosowano w nim świetlny znaczek pomiarowy o średnicy 0,02 mm, który może być w różnych kolorach. Powiększenie systemu obserwacyjnego daje się zmieniać w sposób ciągły w granicach od 7 do 11 $\times$. Średni błąd pomiaru współrzędnej tłowej wynosi wg prospektu $\pm 0,002$ mm, błąd maksymalny nie przekracza 0,005 mm.

Wymiary stereokomparatora wynoszą: $X \times Y \times Z = 2,10 \times 1,10 \times 1,30$ m, ciężar: 860 kg.

Nowy popularny autograf Nistriego

Ponieważ głównym powodem ograniczającym stosowanie metod autogrametrycznych jest wysoka cena autografów, przeto fabryka OMI w Rzymie przystąpiła w roku ubiegłym do produkcji masowej popularnego autografu, którym jest fotokartograf Nistriego model VI.

Autograf ten, tak jak i poprzednie modele fotokartografu Nistriego, jest oparty na zasadzie podwójnej projekcji. Szczegóły konstrukcyjne zostały przez fabrykę uzgodnione z Amerykańskim Towarzystwem Fotogrametrycznym i zda-

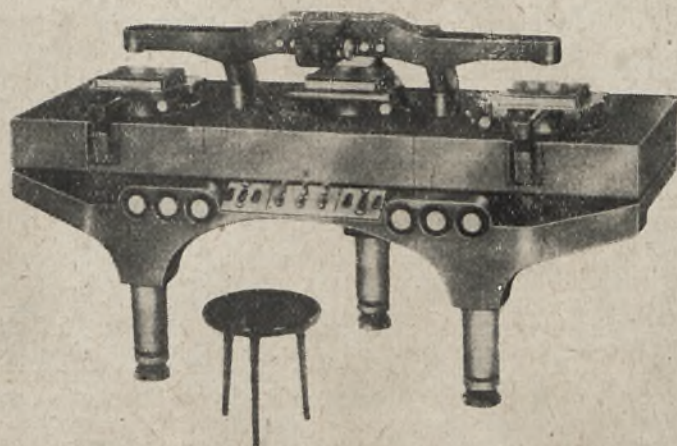
niem fabryki będzie on odpowiadał obecnie stawianym wymaganiom, a ze względu na małą cenę będzie dostępny nawet dla mierniczych prywatnych.

Fotokartograf model VI pozwala na opracowywanie zdjęć oryginalnych zarówno pionowych, jak i zbiegnych, aż do 40° . Zasada opracowania jest ta sama co i w multipleksie. Po zestawieniu zdjęć tworzących stereogram obserwuje się model anagliowy na ekranie stoliczka poruszanego ręcznie po poziomej płycie autografu, a ołówek umieszczony w podstawie stoliczka kreśli kontury sytuacyjne i linie warstwiczne.

Według opinii fabryki, na podkreślenie zasługuje duża jasność obrazów przerzutowanych, dzięki czemu można wykonywać opracowanie w półmroku, bez dokładnego zaciemnienia pomieszczenia, jak to było wymagane przy pracy na dawnych modelach autografów tego typu.

Skala modelu jest w przybliżeniu $5 \times$ większa od skali opracowywanych zdjęć lotniczych.

Bardzo solidna budowa pozwala na zastosowanie elektrokoordynatometru i elektrokoordynatografu i wtedy autograf ten może być używany jako autograf precyzyjny I kategorii. Na życzenie może być również zainstalowane koło sterowe (Veltropolo) do prowadzenia znaczka po-



miarowego po powierzchni modelu stereoskopowego. W przypadku zainstalowania elektrokoordynatografu można opracowywać na tym instrumencie nie tylko plany sytuacyjnowysokościowe, lecz również można wykreślić profile pionowe.

Fotogrametria w USA

Z artykułu prof. C. I. Millera zamieszczonym w „Photogrammetric Engineering” nr 5, 1956 dowiadujemy się, że w związku z rozbudową sieci dróg w USA, w ciągu najbliższych 13 lat przewidziano 200 milionów dolarów na opracowania fotogrametryczne. Zdaniem autora fotogrametrii nie powinni ograniczyć się do opracowywania jedynie potrzebnych do tego celu map topograficznych, ale, po nawiązaniu ścisłej współpracy z inżynierami lądowymi, powinni starać się wydobyć na podstawie zdjęć lotniczych również i wiele innych danych potrzebnych do opracowania szczegółowych projektów nowych dróg.

Obecnie w USA stosuje się metody fotogrametryczne 50 różnych firm i instytucji, używając do tego celu 158 samolotów, 261 kamer lotniczych oraz 277 różnych instrumentów do opracowywania zdjęć lotniczych. Natomiast personel techniczny składa się zaledwie z 2874 osób. Koszty prac fotogrametrycznych wynoszą rocznie 23 miliony dolarów.

Prof. M. B. Piasecki

BIULETYN INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGŁĄD GEODEZYJNY”

ROK VIII

WARSZAWA, MARZEC 1958 r.

Nr 2

A. L. Jankowski
Instytut Geodezji i Kartografii

UPROSZCZONE METODY REPRODUKCYJNE DLA POTRZEB GEODEZJI

Przy pracach geodezyjnych jednym z ważnych elementów jest należąca dokumentacja graficzna w postaci mapy. Sporządzenie jednak pierwowrysu w jednym egzemplarzu jest niewystarczające i wymaga jego wielokrotnienia w kilku nawet lub w kilkunastu egzemplarzach dla potrzeb wszelkiego rodzaju projektów roboczych lub w charakterze załączników do dokumentacji. Ostatnio w wielu dziedzinach techniki dał się zaobserwować znaczny postęp, zmierzający w kierunku coraz większego zmechanizowania czynności. Również niektóre działy geodezji mają pod tym względem duże osiągnięcia, jedynie na odcinku powielania dokumentacji graficznej w ciągu dziesiątków lat metody nie uległy zmianie lub, jeśli się nawet unowocześniły, to w bardzo skromnym zakresie. Jeśli chodzi o otrzymywanie wtórników planów i map na papierze rysunkowym, to w dalszym ciągu stosowany jest sposób tak zwanego przekłucia. Dla otrzymania odbitek na papierach miękkich stosowany jest nadal sposób światłokopii ozalidowej. Wymaga to uprzednio sporządzenia tak zwanej matrycy na materiale przezroczystym, jak kalka papierowa lub folia z tworzywa sztucznego (kodatras, astralon, itd.). Matryce takie dotychczas kopiuje się z pierwowrysu ręcznie. Jest to zabieg bardzo pracochłonny, wymagający dużej staranności w wykonaniu, a jednocześnie obarczony często błędami wynikającymi z naturalnego przeoczenia lub niewłaściwego przerysowania. Światłokopia ozalidowa na pewnym etapie była nowością techniczną, dziś jednak — wobec postępu wiedzy technicznej — pozostawia wiele do życzenia. Cechami nowoczesnej produkcji powinny być nie tylko szybkość i taniść, ale również trwałość. Metoda ozalidowa nie spełnia — zwłaszcza ostatniego warunku — po kilku latach przechowywania archiwalnego następuje stopniowy zanik rysunku, a papier, na którym została wykonana odbitka ozalidowa, najczęściej kruszeje i ulega szybkiemu zniszczeniu.

Dla wyeliminowania pracy ręcznej przy sporządzaniu odbitek planów i map oraz umożliwienia wykonywania ich na trwalszych podłożach zespół pracowników Instytutu Geodezji i Kartografii (S. Dybczyński, S. Hildt, A. L. Jankowski) wystąpił w III kwartale ub. roku z wnioskiem adaptowania do celów „małej reprodukcji” w geodezji pewnych specjalnych metod reprodukcji fotomechanicznej, stosowanych już w innych dziedzinach reprodukcji kartograficznej. Sposób mechaniczny daje tak oczywiste korzyści, że wystarczy wymienić tylko najważniejsze:

- a) duże oszczędności w robociznie przez wyeliminowanie pełnej pracy kreślarskiej w tym zakresie,
- b) skrócenie czasu trwania procesu produkcyjnego przy otrzymywaniu dokumentacji geodezyjnej,
- c) bezbłędność wykonania matrycy, eliminująca zupełnie potrzebę jej sprawdzenia,
- d) trwałość otrzymywanej kopii.

Zaproponowana metoda opiera się na wspólnym stosowaniu dwóch procesów:

1. Kopii refleksowej na emulsjach chromokoloidowych.
2. Druku sitowego.

Technologia kopii refleksowej, opartej na warstwach światłoczułych żelatynowo-chromowych, była niedawno opisana na łamach „Przeglądu Geodezyjnego” (1). Metoda ta, w zastosowaniu do kartografii wykazuje pewne braki, z których najważniejszym jest niemożność zamiany skali. To prawdopodobnie było przyczyną, dla której nie jest ona w tej dziedzinie stosowana w szerszym zakresie. Propozycja zespołu IGiK oparta została na fakcie, że wady kopii refleksowej, jakie wykazała ona w kartografii, znikają lub stają się nawet zaletami, gdy wykorzystać ją do powielania dokumentacji geodezyjnej. Dotyczy to zarówno bardzo niskich kosztów wykonania odbitek w niewielkich (kilka sztuk) ilościach, jak i dokładnego zachowania skali oryginału. W IGiK przeprowadzono szczegółową analizę ekonomiczną metody, jak również przeprowa-

dzono próby techniczne. Przystąpiono również, w oparciu o własną pracownię mechaniczno-konstrukcyjną, do wyprodukowania potrzebnych urządzeń. Na marginesie tej sprawy należy wyrazić zdziwienie, że metoda znana od dawna i niemal narzucająca się sama dla potrzeb reprodukcji rysunków nieprzezroczystych nie doczekała się uprzednio realizacji w resorcie geodezji. Przedstawiciele produkcji, którzy próbowali ją poprzednio zastosować, nie znaleźli pomocy ani poparcia odpowiednich zakładów naukowych i sprawa upadła, pociągając za sobą zbędne straty materialne i przykrości dla wnioskodawców.

Krótko przypomnę zasadę refleksu. Polega ona na wykorzystaniu niejednakowego odbicia światła przez biały papier rysunkowy i przez linie wykonane czarnym tuszem. O ile papier rysunkowy odbija około 70% padającego nań światła, to miejsca pokryte tuszem odbijają zaledwie kilka procent. Zostaje to wykorzystane w ten sposób, że na oryginale kładzie się materiał fotograficzny — warstwą światłoczułą do styku z rysunkiem. Materiał światłoczuły musi posiadać podłoże przepuszczające światło, o co zresztą chodzi właśnie przy sporządzaniu matryc do dalszego kopiowania. Naświetlanie odbywa się od strony materiału światłoczułego. Warstwa światłoczuła zostaje naświetlona podwójnie: najpierw światłem padającym — na całej powierzchni w jednakowym stopniu, a następnie światłem odbitym w ilości 70% nad białymi i kilka procent nad czarnymi miejscami rysunku. Ta różnica w naświetleniu przy doborze odpowiednio kontrastowego materiału fotograficznego wystarcza, aby metodą refleksową otrzymać wierną odbitkę oryginału, stanowiącą jego negatyw. Przeprowadzone próby dały tak dobre rezultaty, że już dzisiaj można przewidywać szybki zanik metody ręcznego kreślenia matryc. Z otrzymanego w opisany wyżej sposób negatywu można z łatwością sporządzić również fotomechanicznie matrycę-diapozytyw, jeśli wymagają tego dalsze potrzeby.

Należy wspomnieć, że dla kopii refleksowej produkuje się cały szereg gotowych materiałów w emulsjach bromosrebrowymi. Były one zresztą historycznie pierwsze, jakie zastosowano do tego celu (Player 1897 r.). Tego rodzaju materiały są jednak kosztowne, łatwo ulegają zepsuciu i trudno je otrzymać w odpowiednim stopniu kontrastowości. To wszystko złożyło się prawdopodobnie na niepowodzenie przeprowadzonych w resorcie geodezji przy innej okazji prób stosowania na szerszą skalę gotowych materiałów. Zaletą własnoręcznie sporządzanych materiałów z emulsją chromową jest nie tylko ich bezkonkurencyjna kontrastowość („twardość”), dająca na zupełnie czarnym tle całkowicie czyste, przezroczyste linie. Duże znaczenie posiada również i to, że można wybierać tutaj dowolne podłoże do naniesienia emulsji, a więc stosować także w najszerszym zakresie materiały nie deformujące się i zapewniające przez to odpowiednią dokładność kartometryczną — takie, jak na przykład szkło lub nowoczesne, elastyczne podłoże, jakim jest astralon. Oprócz tego materiały te są znacznie tańsze, oparte na surowcach krajowych i pozwalają uniezależnić się od nie zawsze pewnych dostaw materiałów srebrowych. Samo urządzenie działu kopii refleksowej było niedawno szczegółowo opisane w naszej literaturze fachowej. Reasumując, trzeba powiedzieć, że kopia refleksowa pozwala w szybki i tani sposób otrzymać negatyw o tych samych wymiarach co oryginał. Sumy zainwestowane w uruchomienie działu kopii refleksowej z pewnością prędko się zamortyzują.

Drugim etapem jest otrzymywanie wtórników z map i planów w większej ilości zarówno na papierach twardych, jak i miękkich na drodze mechanicznej, bez potrzeby uciekania się do sposobu „przekłucia”. W tej dziedzinie zaczęto stosować za granicą z dobrymi wynikami, tak zwany druk sitowy (4). Jest to technika drukarska, obywatelająca się bez ciężkich maszyn i innych skompliko-

wanych urządzeń, przeznaczona do szybkiego i taniego wykonywania małych nakładów (od kilku do kilkudziesięciu egzemplarzy). Każdy zakład lub przedsiębiorstwo rozporządzające stosunkowo niewielką powierzchnią użytkową, bez większych nakładów pieniężnych, może u siebie uruchomić druk sitowy.

Sama zasada druku sitowego, podobnie jak zasada refleksu, znana jest także od dawna. Jest on stosowany na wielką skalę w przemyśle włókienniczym do drukowania wzorów na tkaninach. Ostatnio zaczęto go stosować do wykonywania w małych seriach i na dowolnych materiałach różnego rodzaju szyldów, napisów, skal, plakatów itp., o powierzchniach niekoniecznie płaskich (na przykład na butelkach). Doświadczenia zagraniczne wykazały, że druk sitowy nadaje się do powielania map i planów, mimo posiadanych jeszcze pewnych wad.

Zasada druku sitowego jest bardzo prosta: na ramie drewnianej lub metalowej napina się gęstą i cienką tkaninę — gazę, którą następnie pokrywa się na wirówce lub ręcznie emulsją światłoczułą, na przykład chromowaną żelatyną. Po wysuszeniu gazy kładzie się na niej diapozytyw, sporządzony uprzednio z oryginału, na przykład przy wykorzystaniu metody refleksowej i naświetla pod lampą łukową. Podczas naświetlania następuje normalny proces „garbowania” koloidu pod wpływem światła w miejscach nie zasłoniętych przez czarne linie diapozytywu. Pod wpływem tego procesu warstwa światłoczuła staje się w tych miejscach nierozpuszczalna w wodzie. W miejscach zasłoniętych przez czarne linie na diapozytywie warstwa światłoczuła zachowuje zdolność rozpuszczania się w wodzie. Podczas następnego wywoływania wodą warstwa schodzi w tych miejscach i odsłania gazę. Druk z form sitowych polega na tym, że formę kładzie się na podłożu, na którym ma być odbity rysunek, na wierzch gazy nanosi się farbę drukarską i przeciąga po niej gumową listwą (raklem). Farba zostaje przeciętna przez gazę w miejscach pozbawionych warstwy światłoczułej, to znaczy tam, gdzie są linie rysunku. Te miejsca gazy, na których warstwa światłoczuła pozostała na skutek zagarbowania światłem, są oczywiście zabezpieczone przed przejściem farby na drugą stronę. Podłoże pod nimi pozostanie nie zadrukowane. W wyniku otrzymuje się odbitkę rysunku na podłożu.

Bardzo cenną zaletą druku sitowego jest to, że podłoże może być — praktycznie biorąc — zupełnie dowolne. Można wykonywać odbitki zarówno na papierze, jaki na kalce, korektostacie, blasze, szkle, plastyku itp. Ważną zaletą jest również to, że otrzymywane linie odznaczają się bardzo silnym kryciem. Zaden z pozostałych trzech rodzajów druku (wypukły, płaski, wklęsły) nie jest w stanie dać tak silnego krycia farbą już po jednorazowym tłoczeniu. Jeżeli chodzi o tkaniny stosowane w druku sitowym, to mogą one posiadać gęstość od kilkunastu do stu i więcej nitów na 1 cm. Oczywiście dla potrzeb kartografii i reprodukcji planów wchodzi w grę jedynie gaz bardzo gęsta, a to ze względu na konieczność odtwarzania cienkich linii, drobnych znaków itp. Dotychczas jednak nie osiągnięto przy pomocy druku sitowego zadowalającego odtwarzania najcieńszych linii. Można się jednak spodziewać, że dalsze badania nad drukiem sitowym przyniosą odpowiedni postęp na tym polu — zagraniczne źródła fachowe nie wykluczają takiej możliwości. Surowcem, z którego tkane są gazy, może być włókno naturalne lub sztuczne (jedwab, perlon), jak również drut metalowy (najczęściej brąz fosforowy). Za granicą do reprodukcji map i planów stosuje się gazę z drutu ze stali V2A, odznaczającą się znikomymi odkształceniami (4). Zapewnia to bardzo wysoką dokładność kartometryczną. Podczas pobytu delegacji polskich kartografów w Lipsku, w tamtejszym Instytucie Techniki Graficznej została zaprezentowana udana odbitka planu, wykonana metodą kopii sitowej na folii plastikowej. Użyto do druku zwykłej gazy perlonowej. Tamtejsi fachowcy są zdania, że zapewnia ona dostateczną dokładność kartometryczną. Są to problemy wymagające jeszcze zbadania i w związku z tym podjęte zostaną w najbliższym czasie odpowiednie prace w IGiK. Gazę stosowaną do druku sitowego, musi odpowiadać jeszcze jednemu warunkowi: musi posiadać tego rodzaju połączenie nitów, aby niemożliwe było ich przesuwanie się względem siebie, to jest zmiana odległości i kątów między nimi. Tego rodzaju wysokie wymagania stawia się gazom stosowanym w przemyśle młynarskim i dzięki temu można je używać z powodzeniem do druku sitowego.

Drugim ważnym sprzętem dla druku sitowego jest rama, na której napina się gazę. Ramy takie mogą być wykonywane z drzewa lub metalu. Jeśli chodzi o reprodukcję kartograficzną, to w grę mogą wchodzić tylko ramy metalowe ze względu na większą wytrzymałość mechaniczną, a co za tym idzie — mniejsze odkształcenia.

Naczulanie gazy emulsją światłoczułą odbywa się na wirówce poligraficznej lub nawet ręcznie. Po naczuleniu formę natychmiast się suszy — najlepiej na wirówce lub w zaciemnionym pomieszczeniu w pozycji poziomej przy pomocy małego wentylatora lub aparatu do suszenia włosów (foena). Po wysuszeniu forma sitowa jest gotowa do kopiowania. Kopiuje się z odpowiedniego diapozytywu. Aby otrzymać taki diapozytyw z oryginału można zastosować opisaną na wstępie metodę kopii refleksowej. Diapozytyw kładzie się na uczulonej gazie emulsją do emulsji i kopiuje pod lampą łukową w specjalnej kopioramie pneumatycznej albo po prostu kładąc na wierzch grubą płytę szklaną i dodatkowo ją obciążając. Obciążenie jest konieczne dla otrzymania ostrych linii na kopii przez dobry styk diapozytywu z gazą. Po naświetleniu następuje wywołanie. Odbywa się to w ten sposób, że gazę zanurza się najpierw na pewien czas do roztworu odpowiedniego barwnika. Barwnik wsłaka w emulsję, przy czym równocześnie w miejscach nie naświetlonych emulsja zaczyna spływać. W ten sposób na tkaninie ukazuje się obraz w postaci jasnych linii na ciemnym tle. Pozwala to z łatwością na kontrolę dalszego przebiegu procesu wywołania. Odbywa się ono dalej już przy pomocy silnego strumienia wody, aż do momentu zupełnego odmycia emulsji z nienaświetlonych miejsc. Po wywołaniu suszy się formę sitową, najlepiej ciepłym powietrzem. Niepotrzebne plamki wykrywa się najlepiej emulsją, którą ponownie zahartowuje się pod lampą łukową. Można też stosować do tego celu odpowiedni lakier.

Przygotowana w powyższy sposób forma odznacza się znaczną wytrzymałością. Może być ona użyta natychmiast do druku. Druk odbywa się przy pomocy rakla. Jest on najczęściej wykonany z paska gumy umocowanego w odpowiednim uchwyście drewnianym lub metalowym.

Jeśli chodzi o farby do druku sitowego, to powinny to być w zasadzie farby specjalne. Można stosować również zwykłe farby, produkowane dla druku płaskiego lub wypukłego, odpowiednio je przystosowując. Oczywiście, rodzaj farby zależy od podłoża, na którym chcemy drukować — inny będzie dla papieru, inny dla astralonu, szkła, blachy itp.

W druku sitowym poważnym zagadnieniem jest sprawa suszenia, ponieważ trwa ono dość długo ze względu na stosunkowo grubą warstwę farby. Gotowych odbitek nie można układać od razu jedna na drugiej. Z tego względu dla jednoczesnego suszenia większej ilości odbitek trzeba posiadać odpowiednie półki lub wieszaki, aby nie zajmować niepotrzebnie zbyt dużej powierzchni użytkowej.

Urządzenia do właściwego druku są rozmaitych systemów — od najprostszego, aż do dość złożonego. W najprostszym przypadku formę sitową przytwierdza się do stołu na zawiasach. Powierzchnia stołu musi być równa i gładka — najlepiej w tym celu nakryć stół płytą szklaną. Połączenie zawiasowe ramy ze stołem musi umożliwiać łatwą wymianę ramy — ma to szczególne znaczenie przy druku rysunków wielokolorowych, gdy dla każdego koloru trzeba zakładać osobną formę. Druk wielokolorowy wymaga też dodatkowych urządzeń do pasowania. Najczęściej są to trzy ruchome bolce w płycie podstawowej, do których dosuwa się arkusz papieru i które w momencie opuszczania ramy chowają się w głąb płyty.

Zalety druku sitowego oraz wyniki osiągnięte za granicą przy powielaniu map i planów tą metodą zachęcają do wykorzystania go również w Polsce do tych samych celów. Technika ta, jeśli da dobre rezultaty, będzie miała duże znaczenie w związku z projektem opracowania mapy gospodarczej (1:5000). Poszczególne arkusze tej mapy będą powielane w małych nakładach (kilkadziesiąt sztuk) i druk sitowy może być przyczyną znacznych oszczędności, eliminując potrzebę stosowania ciężkich i drogich maszyn offsetowych.

LITERATURA

- (1) Przegląd Geodezyjny, 1956/11.
- (2) Poligrafika, 1956/1.
- (3) Poligrafika, 1956/4 i 5.
- (4) Der Polygraph, 1956/2.
- (5) Cermak W., Handbuch für den Siebdruck, Lipsk 1955, Fachbuchverlag.
- (6) Klefflein O., Das Siebdruckverfahren, Lipsk 1955, Fachbuchverlag.

II Sesja Rady Geodezyjnej i Kartograficznej

Dnia 10 lutego 1958 r. odbyła się w Warszawie w gmachu Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii przy ul. Jasnej 24 II Sesja Rady Geodezyjnej i Kartograficznej z następującą tematyką obrad:

1. Sprawozdanie Komisji Regulaminowej i uchwalenie regulaminu Rady.
2. Plan rozwoju kadry geodezyjnej w latach 1957—1970.

Kursy słuchowe SGP

Zarząd Główny SGP w porozumieniu z Min. Gospodarki Komunalnej i Biurem Projektów Wodno-Melioracyjnych organizuje dwa kursy słuchowe centralne z oderwaniem od pracy, a mianowicie:

1. Kurs z zakresu pomiarów miejskich, na który Min. Gospodarki Komunalnej poprzez swoje instytucje deleguje swoich pracowników. Kurs odejdzie się w Warszawie w czasie od 24 do 29 marca br. włącznie.

Wykłady prowadzone będą dla geodetów pragnących: pogłębić swe wiadomości w zakresie pomiarów miejskich i poznać nowe metody rozwiązywania zadań geodezyjnych w tej dziedzinie w dostosowaniu do obecnych potrzeb rozwojowych miast i do wymogów różnych robót inżynierskich, prowadzonych na ich terenie.

W wykładach położony będzie duży nacisk na postęp techniczny i organizacyjny, na wykładach omówione będą ostatnie osiągnięcia techniczne.

Wykładami objęte będą następujące przedmioty:

1. Ogólne wiadomości o miastach polskich
 2. Elementy urbanistyki
 3. Geodezyjne opracowanie planów zagospodarowania przestrzennego
 4. Różne roboty inżynierskie na terenie miast
 5. Miejska osnowa geodezyjna
 6. Postęp techniczny i organizacyjny
 7. Pomiar sytuacyjno-wysokościowy
 8. Ewidencja gruntów i budynków
 9. Mapy miejscowe
 10. Prawoznawstwo
 2. Kurs z zakresu pomiarów wodnych, na który Biuro Projektów oddeleguje swoich pracowników. Kurs odejdzie się w Warszawie w II połowie marca br. (ostateczny termin podany będzie później).
- Program kursu z zakresu pomiarów wodnych przedstawia się następująco:
1. Podstawy hydrologiczne do projektowania urządzeń wodno-melioracyjnych.
 2. Regulacja rzek i potoków, doprowadzalniki.
 3. Wały przeciwpowodziowe.
 4. Budowle piętrzące, zbiorniki, stacje pomp.
 5. Melioracje szczegółowe.
 6. Wnoszenie projektów w teren.
 7. Sztuczne drogi wodne.
 8. Pomiar odczynań.
 9. Pomiar.
 10. Prawo wodne.

III Międzynarodowy Kurs Geodezji Pomiarów Odległości w Monachium

Na zaproszenie organizatora kursu prof. dr inż. M. Kneissla — kierownika Instytutu Geodezyjnego Politechniki w Monachium — grupa geodetów polskich w składzie: mgr inż. K. Bramorski (PGGK — „Wschód”), prof. dr Z. Kowalczyk (AGH), prof. dr inż. T. Lazzarini (Politechnika Warszawska), mgr inż. Br. Lipiński (Min. Gospodarki Komunalnej), prof. dr inż. M. Odianicki — Poczubutt (AGH), mgr inż. A. Platek (AGH), doc. St. Sławiński (Politechnika Warszawska), mgr inż. J. Stachyrak (PGGK — „Północ”), mgr inż. J. Szymoński (GUGiK), wzięła udział w odbywającym się w Monachium III Międzynarodowym Kursie Geodezyjnych Pomiarów Odległości (w dniach 16—19 października 1957 r.), zaznajamiając się z zagadnieniami organizacyjno-technicznymi związanymi bezpośrednio z geodezją miejską.

Zarządzenie nr 19/58 Ministra Spraw Wewnętrznych

Z dniem 1 stycznia 1958 r. weszło w życie zarządzenie nr 19/58 Ministra Spraw Wewnętrznych w sprawie wynagradzania pracowników umysłowych zatrudnionych w niektórych przedsiębiorstwach podległych Głównemu Urzędowi Geodezji i Kartografii.

Zarządzenie obejmuje zasady wynagradzania i premiowania pracowników kierownictwa i nadzoru, pracowników inżynieryjno-technicznych produkcji pośredniej, pracowników administracyjno-biurowych oraz finansowo-księgowych, zatrudnionych w:

- Okręgowych przedsiębiorstwach mierniczych
 - Państwowym Przedsiębiorstwie Geodezyjnym
 - Państwowym Przedsiębiorstwie Fotogrametrii
- W zakresie unormowanym niniejszym zarządzeniem tracą moc przepisy dotychczasowe.

Załącznik nr 1 — Szczegółowy taryfikator klasyfikacyjny — precyzuje wymagane kwalifikacje i staż pracy wymagane do objęcia danego stanowiska.

Załącznik nr 2 — Tabela wynagrodzeń podstawowych — przedstawia miesięczne wynagrodzenie podstawowe dla pracowników zarządu, i wydziałów produkcyjnych.

Katedra Geodezyjnego Urzędu Terenów Rolnych Politechniki Warszawskiej nabydzie następujące numery przedwojennego Przeglądu Mierniczego:

- Rok 1932 — nr 6, 7, 8, 9, 11 i 12
- Rok 1933 — nr 4, 6
- Rok 1934 — nr 3
- Rok 1935 — nr 8
- Rok 1936 — nr 11

40-letnia rocznica Technikum Budowlanego w Poznaniu

Dyrekcja Technikum Budowlanego w Poznaniu zwraca się z prośbą do byłych wychowanków i profesorów Technikum o nadsyłanie materiałów w celu opracowania historii szkoły.

Materiały (mogą być wspomnienia, fotografie itp.), powinny dotyczyć życia szkolnego, warunków pracy, myśli i nastrojów, jakie panowały wśród młodzieży w minionym okresie, a także osobistych przeżyć. Pożądane jest również przesyłanie nazwisk i adresów kolegów i profesorów oraz informacji o ich losach. Historię szkoły projektuje się wydać w 40 rocznicę istnienia szkoły w wolnej Polsce, która przypada na rok 1959.

W tym również roku zostanie zorganizowany zjazd absolwentów wszystkich roczników.

Zapewnia się zwrot fotografii.

Materiały należy przysyłać na adres: Technikum Budowlane, Poznań, Rybaki 17.

Książki nadesłane do redakcji

Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych

Jerzy Gomoliszewski — Kościół Św. Anny w Krakowie. Dokumentacja geodezyjno-inwentaryzacyjna. Warszawa, 1957 PPWK. Str. 340. Rys. 550. Cena zł 65.—

Walerj Federowski, Marian Frelek, Leon Michalczyk, Emil Norwolski, Bronisław Sygut — Urządzenia rolne — Podręcznik dla IV klasy technikum geodezyjnego. Wyd. II. Zmienione i uzupełnione, Warszawa, 1957. PPWK. Str. 415. Rys. 84. Cena zł 25,80.

Mgr inż. Tadeusz Sadownik — Geodezja — Podręcznik dla III klasy technikum geodezyjnego. Wyd. II. Poprawione i uzupełnione. Warszawa, 1957. PPWK. Str. 436. Rys. 270. Cena zł 27,40.

Felician Piątkowski — Fototechnika w reprodukcji kartograficznej. Warszawa 1957. PPWK. Str. 163. Rys. 105. Cena zł 36,20.

Rocznik Astronomiczny na r. 1958 (XIII). Instytut Geodezji i Kartografii. Warszawa 1957. PPWK. Str. 100. Cena zł 49,80.

Zakład Narodowy Imienia Ossolińskich

Stanisław Grzepski — Geometria to jest miernicza nauka. Zakład Narodowy Imienia Ossolińskich. Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk. Wrocław. Str. 143. Cena zł 25.—

Wydawnictwo „Arkady” Budownictwo — Sztuka — Architektura

Zofia Warchałowska-Kiełłńska — Miernictwo na usługach inżynierii. Wydawnictwo „Arkady” Budownictwo — Sztuka — Architektura. Warszawa 1957. Str. 463. Cena zł 43.—

Władysław Jankowski — Budowie Wodno-Melioracyjne — Podstawy projektowania. Wydawnictwo „Arkady” Budownictwo — Sztuka — Architektura. Warszawa 1957. Str. 365. Cena zł 27.—

Eligiusz Kotodziński — Wiercenia badawcze dla celów budowlanych. Wyd. II. Zmienione i uzupełnione. Wyd. „Arkady”. Warszawa 1957. Str. 109. Rys. 67. Cena zł 6.—

Budownictwo i Architektura

Z. N. Szyszkin i inni — Kanalizacja. Budownictwo i Architektura. Warszawa 1957. Str. 710. Rys. 383. Cena zł 97.—

R. Piątkowski — Mechanizacja gruntów. Wydawnictwo „Budownictwo i Architektura”. Warszawa, 1957. Str. 244. Cena zł 33.—

Karl Imhoff — Kanalizacja miasta i oczyszczanie ścieków — Poradnik. Budownictwo i Architektura. Warszawa 1957. Str. 322. Rys. 85. Cena zł 40.—

CENNIK OGŁOSZEŃ ZAMIESZCZANYCH W CZASOPISMACH TECHNICZNYCH NOT

Z A TEKSTEM:

1/1 str. formatu A4	zł 4700.-
1/2 str. formatu A4	zł 2400.-
1/4 str. formatu A4	zł 1200.-
Ogłoszenia drobne za 1 cm ²	zł 10,50

W TEKŚCIE I NA IV STRONIE OKŁADKI

cena ogłoszeń jest o 25% wyższa. Ponadto za każdy dodatkowy kolor dolicza się 25%. Cena ogłoszeń drukowanych w 3 kolorach (czarny + 2 kolory) na specjalnych wkładkach broszurowanych razem z numerem jest wyższa o 50%.

Na życzenie zamawiającego mogą być przyjmowane gotowe luźne wkładki (ulotki drukowane dwustronnie, foldery, prospekty małej objętości, etykiety etc.) w formacie A4 lub mniejszym - dołączane do nakładu poszczególnego czasopisma. Opłata z tego tytułu wynosi zł 1500.-.

Wydawnictwa podejmują się również wykonania we własnym zakresie wyżej wymienionych wkładek i rozkolportowania ich razem z nakładem wytypowanego czasopisma. Wszelkie tego rodzaju życzenia wymagają uprzedniego indywidualnego ustalenia ceny ze zleceniobiorcą.

UWAGA: Na życzenie zleceniodawcy podejmujemy się opracowania graficznego ogłoszeń za zwrotem efektywnych kosztów liczonych wg urzędowego cennika Ministerstwa Kultury i Sztuki.

WYSYŁAMY

CZASOPISMA NOT

ZA GRANICĘ

Zawiadamiamy, że prenumeratę czasopism technicznych ze złączeniem wysyłki za granicę przyjmuje Przedsiębiorstwo Kolportażu Wydawnictw Zagranicznych „Ruch” Warszawa, ul. Wilcza 46, telefon 8-64-81, wew. 69, Nr konta PKO 1-6-100024 W-wa.

Prenumeratę zgłoszoną do dnia 10 danego miesiąca „Ruch” rozpoczyna realizować z dniem 1 następnego miesiąca. Prenumeratę można zamawiać na okres kwartalny, półroczny lub roczny.

Na analogicznych zasadach PKWZ „Ruch” przyjmuje prenumeratę ze złączeniem wysyłki za granicę wszystkich gazet i czasopism ukazujących się w Polsce.

Na Koszty przesyłki, opakowania itp. dolicza się 40% do ceny prenumeraty.

**WYDAWNICTWA
CZASOPISM TECHNICZNYCH NOT**