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

przegląd GEODEZYJNY

WYDAWNICTWA CZASOPISM TECHNICZNYCH NOT

Nr 10 WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1958 ROK XIV (XXX)

TREŚĆ

— **III Międzynarodowy Rok Geofizyczny**
J. Fellmann
— **Zagadnienie odtworzenia rzeźby terenu na mapach w skalach dużych według badań radzieckich (Cz. II)**
M. Modriński
— **Rozwój geodezji i kartografii w Jugosławii**
M. Janković
— **Ustalenie wzoru na dokładność orientacji kopalni**
St. Szpetkowski
— **Punkty nawiązania dla tyczenia tunelu pod Wisłą**
K. Bramorski
— **Podstawowe zasady i wyjaśnienia dotyczące sporządzenia nowej dokumentacji geodezyjnej dla potrzeb klasyfikacji gleboznawczej gruntów**
W. Fedorowski
Miscellanea
— **Olbrycht Strumieński, autor książki trzech stuleci (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)**
K. Sawicki
Z Życia Organizacji i z Terenu
Wśród Książek i Wydawnictw
Przegląd Dokumentacyjny Geodezji

СОДЕРЖАНИЕ

— **III Международный Геофизический Год**
И. Фелльманн
— **Вопросы изображения рельефа местности на крупномасштабных картах по советским исследованиям (ч. II)**
Н. Модринский
— **Развитие геодезии и картографии в Югославии**
М. Янкович
— **Установление формулы точности ориентирования шахты**
Ст. Шпетковский
— **Опорные пункты для трассировки туннеля под Вислой**
К. Браморский
— **Основные положения и разъяснения относительно составления новой геодезической документации для нужд классификации почв**
В. Федоровский
Смесь
— **Ольбрыхт Струменский — автор книги трех столетий (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)**
К. Савицкий
Из жизни организации и с мест
Среди книг и изданий
Документальный обзор геодезии

INHALT

— **Das III Internationale Geophysische Jahr**
J. Fellmann
— **Die Frage der Bodenformenabbildung auf den Grossmassstabkarten nach den sovietischen Forschungen (Teil II)**
M. Modrinski
— **Geodäsie- und Kartographieentwicklung in Jugoslavien**
M. Jankovic
— **Formelfeststellung in Bezug auf Genauigkeit der Grubenorientierung**
St. Szpetkowski
— **Anschlusspunkte zum Abstechen des Unter-Weichsel-Tunnels**
K. Bramorski
— **Grundregel und Aufklärungen betr. Verfertigung neuer Geodäsiedokumentation zur Bodenkundegrundklassifikation**
W. Fedorowski
Miscellanea
— **Olbrycht Strumieński — der Verfasser des Dreijahrhundertbuches (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)**
K. Sawicki
Aus dem Organisationsleben
Bücher — und Zeitschriftenschau
Dokumentationsschau der Geodäsie

SOMMAIRE

— **La III Internationale Année Géophysique**
J. Fellmann
— **Problèmes des courbes de niveau sur les cartes à grande échelle etudié en URSS**
M. Modriński
— **Developpement de géodésie et cartographie en Yougoslavie**
M. Jankovic
— **Formule pour une precise orientation de mine**
St. Szpetkowski
— **Points de reccordement pour tracer un tunnel sous la Vistule**
K. Bramorski
— **Documentation géodésique pour classification pedologique des terres**
W. Fedorowski
Miscellanea
— **Olbrycht Strumieński — auteur de trois siècles (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)**
K. Sawicki
— **De l'organisation et du terrain**
— **Parmis les livres et les journaux**
— **Revue Documentaire de Géodesie**

CONTENTS

— **III International Geophysics Year**
J. Fellmann
— **Problem of Contour Line on Maps in High Scale as Studied in the Soviet Union**
M. Modriński
— **Development of Geodesy and Cartography in Yougoslavia**
M. Jankovic
— **Formula for Precise Mine Orientation**
St. Szpetkowski
— **Junction Points for Ranging of a Tunnel under the Vistula**
K. Bramorski
— **Geodesic Documentation for Pedologic Soil Classification**
W. Fedorowski
Miscellanea
— **Olbrycht Strumieński — Author of a Book of Three Centuries (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)**
K. Sawicki
— **General Notes**
— **Books and Papers Review**
— **Documentary Review 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, inż. Wacław Kłopociński, mgr Wiesław Królikowski, inż. Bronisław Lipiński, inż. Kazimierz Rżewski.
Sekretarz redakcji: Natalia Wilczyńska. **Redaktor techniczny:** Antoni Maryewski

Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT, Warszawa 1958
Nakład 1950 egz. Ark. wyd. 9,09, Ark. druk. 5. Format A4. Papier druk. sat. kl. V, 80 g. 61 × 86. Druk. Akcydens., W-wa. Zam. 1031/58. A-31. Cena egz. zł 12.—

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

przegląd GEODEZYJNY

Czasopismo poświęcone geodezji, fotogrametrii i kartografii
Organ Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Geodetów Polskich
Nr 10 **WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1958** **ROK XIV (XXX)**

Mgr inż. Jerzy Fellmann
Członek grupy geodezyjnej
polskiej wyprawy na Spitsbergen

III Międzynarodowy Rok Geofizyczny

Starożytni przekazali nam niewiele wiadomości o podróżach do krajów polarnych. Rok 325 przed naszą erą, to rok pierwszej wzmianki o wybrzeżach pokrytych lodem i śniegiem, wtedy to bowiem słynny astronom i wielki podróżnik starożytności, zamożny kupiec Piteasz, rodem z Marsylii (kolonia grecka — poprzedniczka dzisiejszej Marsylii) płynąc na północ wzdłuż brzegów Europy zachodniej dotarł prawdopodobnie do fiordów Norwegii, czy też jednej z wysp Szetlandzkich. Piteasz przywiózł światu starożytnych pierwszą wieść o lodach północy. Góry lodowe, mrozy, mgły i wichry przerażały żeglarzy i ostrzegały przed zapuszczeniem się w te „u kresu świata" leżące lądy. Dopiero w średniowieczu mamy ponowne próby zdobycia Arktyki, równie bezskuteczne.

Okres wielkich odkryć geograficznych przyczynił się do ponownego wzmożonego zainteresowania Arktyką. Setki żeglarzy i badaczy polarnych postawiły sobie za cel przepłynięcie Przejścia Północno-Wschodniego i Północno-Zachodniego, nadto dotarcie jak najdalej na północ i zdobycie Bieguna Północnego. Przełom XIX i XX wieku był międzynarodowym wyścigiem do biegunów. Pamiętamy, ile ofiar ludzkich pochłonęły wówczas dalekie kraje polarne.

Uczeni rychło zorientowali się, że dorywczo i nie zawsze planowo organizowane wyprawy nie tylko pociągają za sobą olbrzymie wydatki i są przyczyną wielu tragedii, lecz co najważniejsze przynoszą w efekcie bardzo nikłe rezultaty naukowe.

Na apel austriackiego badacza Karola Weyprechta w roku 1879 powołana zostaje w Hamburgu Międzynarodowa Konferencja Polarna. Planowe, w skali międzynarodowej badanie krajów polarnych — oto główny cel Konferencji. Apel ten w ramach I Międzynarodowego Roku Polarnego podejmuje 11 państw i zobowiązuje się zorganizować 15 naukowych stacji polarnych, 13 w Arktyce oraz 2 w Antarktyce. Rok Polarny przypadł na lata 1882—83. Wyniki badań nie dały wówczas oczekiwanych osiągnięć, głównie z powodu braku odpowiedniej aparatury.

Na następnych konferencjach polarnych w Petersburgu, Bernie i Rzymie postanowiono, że co 50 lat organizowany będzie Międzynarodowy Rok Polarny, z siecią placówek naukowo-badawczych na obszarach podbiegunowych.

Zainteresowanie problematyką polarną obejmuje coraz szersze kręgi, zbliża się bowiem II Międzynarodowy Rok Polarny, przypadający na lata 1932—33, w którym biorą udział 44 państwa wysyłając swe ekspedycje do krajów polarnych, między innymi Polacy wysyłają trzyosobową grupę na Wyspę Niedźwiedzią.

Zycie mknie coraz żywszym tempem. Na X Sesji Międzynarodowej Unii Geodezyjnej i Geofizycznej w 1954 roku uczeni postanowili skrócić odstępy czasu badań do 25 lat. Ogłoszono nowy Rok Polarny, jako III Międzynarodowy Rok Geofizyczny.

Na czele tej wielkiej światowej imprezy stoi Komitet Specjalny Międzynarodowego Roku Geofizycznego (CSAGI), w ramach którego nawiązano ścisłą współpracę i wzajemną pomoc między pracownikami naukowymi różnych krajów. Rokrocznie odbywa się wielka konferencja ogólna, koordynująca program prac. Konferencji takich było dotychczas cztery: w Brukseli w r. 1935, w Rzymie w r. 1954, w Brukseli w r. 1955 i w Barcelonie w r. 1956. Polska przystąpiła oficjalnie do MRG w maju 1956 r. i reprezentowana była tylko w ostatniej konferencji. Ułożono wielki plan badań. Wypełnienia go w całości podjęły się tylko dwa wielkie mocarstwa: Stany Zjednoczone i Związek Radziecki. Plan ten obejmuje aż 400 punktów. Pozostałe kraje wypełniają go w miarę swoich możliwości. Celem prac Międzynarodowego Roku Geofizycznego jest wyjaśnienie wielu nieznanych lub niedostatecznie poznanych zjawisk przyrody. Zakresem badań objęto nie tylko kraje polarne, lecz całą kulę ziemską z jej powłoką gazową, organizując w różnych szerokościach geograficznych szereg stacji badawczych.

Nowe stacje badawcze w ramach MRG założono — w miarę możliwości — w okolicach dotychczas nie badanych.

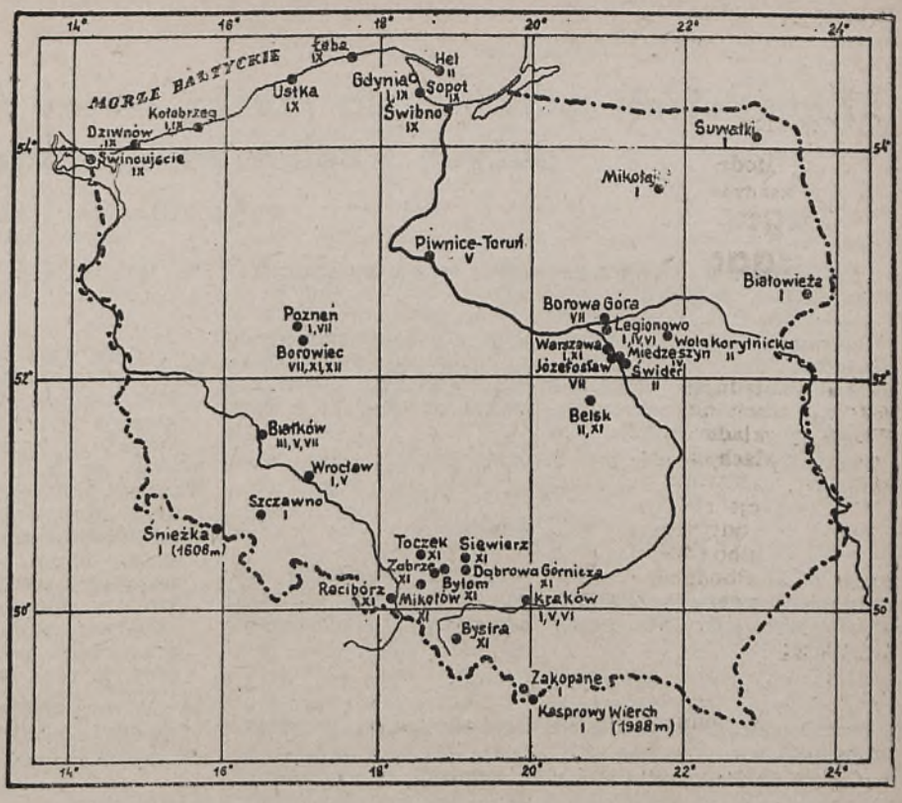
Z wyników obserwacji około 2000 stacji ma być zebrany jednolity materiał, na podstawie którego wyciągnięte będą wnioski dotyczące podstawowych problemów naszej Ziemi. Stacje te podzielono na kilka grup i ujęto je w zespoły pracujące w strefach równoleżnikowych. Stref takich jest siedem. Drugi podział — to wybrane pasy południkowe. Dla każdego z tych pasów przyjęto tolerancję ± 10°.

Rozmieszczenie stref i pasów przedstawia załączona mapka.

Tak się złożyło, że na półkuli północnej jest trzykrotnie więcej stacji niż na południowej. Poza tym na obszarach międzyzwrotnikowych zagęszczenie stacji jest

Rys. 1. Rozmieszczenie stref i pasów w MRG
——— strefy równoleżnikowe
- - - - - - - - - - pasy południkowe

rzadsze niż w innych strefach. Na przykład w krajach tropikalnych jedna stacja wypada na około 2 000 000 km², gdy w Antarktyce na 750 000 km². Tak nierównomierne rozmieszczenie stacji, a co z tym wiąże się ściśle — niejednakowy stopień poznania Ziemi, zmusił Komitet Specjalny do powołania specjalnej komisji, której zadaniem było bardziej równomierne rozmieszczenie stacji geofizycznych. Po raz pierwszy w ramach MRG będą czynne stacje pracujące cały rok na obu biegunach. Masa Ziemi, skład i układ skał, atmosfera, temperatura, wiatry, pogoda, rozmieszczenie wód i lądów — to czynniki wpływające i mające zasadnicze znaczenie na rozwój ogólnoludzkiej gospodarki. Pełniejsze poznanie i zbadanie tych wszystkich czynników znajduje swoje odbicie



Rys. 2. Polskie stacje biorące udział w pracach MRG 1957 — 1958

I Meteorologia
II Magnetyzm ziemski
III Zorze i nocne świecenie nieba
IV Jonosfera
V Aktywność Słońca
VI Promienie kosmiczne
VII Długość i szerokość geograficzna
IX Oceanografia
XI Sejsmologia
XII Grawimetria

właśnie w zakresie badań. Obserwacje i badania przeprowadza się w następujących dziedzinach: metrologii, magnetyzmu ziemskiego, zórz polarnych i nocnego świecenia nieba, jonosfery, promieniowania słonecznego i kosmicznego, zmian długości i szerokości geograficznej, glacjologii i klimatologii, oceanografii, sejsmologii, grawimetrii oraz rakiet i sztucznych satelitów.

W III Międzynarodowym Roku Geofizycznym Polska wzięła udział przez zorganizowanie i wyposażenie dwóch ekspedycji naukowych, jednej do Arktyki na Spitsbergen, drugiej w kraje podzwrotnikowe — do Vietnamu. Ponadto w kraju, w szeregu stacji badawczych, wykonując prace związane z zadaniami MRG, biorą udział następujące instytucje:

— Zakład Geofizyki PAN
— Zakład Astronomii PAN
— Zakład Elektroniki Teoretycznej PAN
— Zakład Nauk Geologicznych PAN
— Państwowy Instytut Hydrologiczno-Meteorologiczny
— Instytut Łączności
— Główny Instytut Górnictwa
— Instytut Badań Leśnictwa
— Centralny Urząd Geodezji i Kartografii
— Centralny Urząd Geologii
— Główny Urząd Miar
— Zakład Fizyki Akademii Górniczo-Hutniczej w Krakowie
— Zakład i Obserwatorium Meteorologii i Klimatologii Uniwersytetu Wrocławskiego
— Obserwatorium Astronomiczne Uniwersytetu Wrocławskiego
— Obserwatorium Astronomiczne Uniwersytetu Jagiellońskiego w Krakowie
— Obserwatorium Astronomiczne im. M. Kopernika w Toruniu
— Obserwatorium Astronomiczne Uniwersytetu Poznańskiego
— Katedra Geofizyki Uniwersytetu Warszawskiego
— Katedra Astronomii Geodezyjnej Politechniki Warszawskiej
— Katedra Fizyki Uniwersytetu Jagiellońskiego.

Rozmieszczenie polskich stacji biorących udział w pracach MRG, jak i zakres badań przedstawiono na załączonej mapce.

Całością prac kieruje Polski Komitet Międzynarodowego Roku Geofizycznego. Funkcję przewodniczącego pełni prof. H. Niewodniczański, sekretarza naukowego prof. S. Manczarski, kierownika biura MRG mgr W. Kowalski.

Program badań uzgodniono na międzynarodowych konferencjach w Moskwie i Barcelonie oraz przedstawiono w CSAGI.

Dnia 1 lipca 1957 r. pracownicy naukowi 64 krajów rozpoczęli realizację programu Międzynarodowego Roku Geofizycznego, dając początek pracom największego przedsięwzięcia naukowego, jakie do dzisiaj zna historia.

c. d. n.

5 — 12 październik 1958 r. to tydzień książki technicznej

Kup w tym tygodniu choć jedną książkę z dziedziny geodezji

Mikołaj Modriński
Docent kandydat nauk technicznych

Zagadnienie odtworzenia rzeźby terenu na mapach w skalach dużych według badań radzieckich

(cz. II)

V. Dokładność odtworzenia rzeźby terenu na mapach w skalach dużych

Instrukcje radzieckie wskazują jako charakterystykę dokładności odtworzenie rzeźby terenu na mapach w skalach dużych albo błąd umiejscowienia warstwic (instrukcja 1940 r.), albo błąd wysokości punktu określonego z mapy warstwicowej (instrukcja 1954 r.).

Pomiędzy odpowiednimi błędami istnieje taka zależność [17]:

$$m_{HT}^2 = m_{HW}^2 + m_{h\ \text{int.}}^2 \qquad (12)^4)$$

gdzie $m_{h\ int.}$ — błąd średni określenia wysokości przy interpolacji pomiędzy warstwicami: wartość jego obliczamy w zależności od błędu $m_{h\ int.}$ interpolacji na mapie następująco:

$$m_{h\ \text{int.}} = m_{\text{int.}} \cdot \operatorname{tg} \nu \qquad (13)$$

Przy rachunkach posługiwaliśmy się takimi wielkościami $m_{\text{int.}}$:

a) przy graficznym sposobie interpolacji

$$m_{\text{int.}} = (0{,}15\ T)\ \text{m} \qquad (14)$$

b) przy interpolacji „na oko":

$$m_{\text{int.}} = (0{,}012\ T + 0{,}035\ h_o \cdot \operatorname{ctg} \nu)\ \text{m} \qquad (15)$$

gdzie T, jak poprzednio — ilość tysięcy mianownika skali mapy.

h_o — skok warstwic,
ν — kąt nachylenia terenu.

Przy uwzględnieniu wartości (15) błędu $m_{\text{int.}}$ wielkość błędu $m_{h\ \text{int.}}$ może być obliczona według następującego wzoru przybliżonego:

$$m_{h\ \text{int.}} = 0{,}03\ h_o \qquad (16)$$

S. W. Wznuzdajew [1] w oparciu o badania specjalne doszedł do wniosku, że błąd średni interpolacji ma następujące wielkości:

a) przy sposobie graficznym:

$$m_{\text{int.}} = (0.2\ T)\ m \qquad (17)$$

b) przy sposobie graficzno-rachunkowym:

$$m_{\text{int.}} = (0{,}1\ T)\ \text{m} \qquad (18)$$

c) przy interpolacji „na oko":

$$m_{\text{int.}} = (0{,}3\ T)\ \text{m} \qquad (19)$$

Według danych *A. S. Kuroczkina* [15] błąd średni podziału odcinka na oko ma takie to wielkości:

— przy długości odcinka w 10 mm: m = 0,23 mm,
„ „ „ 20 mm: m = 0,33 mm,
„ „ „ 30 mm: m = 0,42 mm.

Co się tyczy błędu średniego m_{HW} umiejscowienia warstwicy, to dla obliczenia go mamy szereg zaproponowanych wzorów, które rozpatrzymy w kolejności chronologicznej.

W 1934 r. *A. W. Masłow* [22], porównując wysokości punktów określone z map warstwicowych, otrzymanych na podstawie zdjęć stolikowych w skali 1 : 5000 i obliczone przy niwelacji geometrycznej, otrzymał wzór następujący:

$$m_{HW} = \pm\ (0{,}17 + 1{,}2\ \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (20)$$

W strukturze swojej jest to znany wzór *Koppego* [31]:

$$m_{HW} = \pm\ (a + b \cdot \operatorname{tg} \nu) \qquad (12)$$

Istota współczynników a i b tego wzoru po raz pierwszy w piśmiennictwie fachowym była wyjaśniona przez prof. dr A. S. Czebotariowa [28], pod kierownictwem którego wykonana była ogromna większość badań związanych z wykonaniem zdjęć topograficznych w ZSRR. Prof. dr A. S. Czebotariow wskazał, że współczynnik a uwzględnia łączny wpływ następujących błędów: pomiaru kąta nachylenia celowej określenia wysokości punktów podstawy pomiarowej i stanowiska, a wreszcie uogólnienia rzeźby terenu. Współczynnik zaś b cechuje błąd położenia warstwicy uważanej za kontur niewyraźny. Pewne określenie współczynników a i b wymaga, aby przy kreśleniu warstwic istniała dość znaczna ilość punktów oraz aby praca była wykonana z należytą dokładnością. W przeciwnym razie współczynnik b bardzo wzrasta.

W roku 1949 zostały ogłoszone wzory *J. G. Łarczenko* [16] na błędy graficzne umiejscowienia warstwic:

a) na mapach w skali 1 : 5000 (przy $h_o = 1 \div 2$ m):

$$\Delta_{HW} = \pm\ (0{,}50 + 3{,}5\ \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (22)$$

b) na mapach w skali 1 : 2000 (przy $h_o = 0{,}5 \div 1$ m):

$$\Delta_{HW} = \pm\ (0{,}30 + 1{,}5\ \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (23)$$

Pierwszy z tych wzorów jest bardzo zbliżony do wzoru (20) podanego przez A. G. Masłowa, jeżeli przyjąć

$$\Delta_{HW} = 3 m_{HW}$$

W roku 1952-1953 *N. G. Widujew* [6, 7] kolejno opublikował dwa wzory na błąd średni wysokości punktu określonego na mapie warstwicowej:

$$m_{HT} = \pm\ (0{,}15\ h_o + 0{,}1T \cdot \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (24)$$

$$m_{HT} = \pm\ (0{,}19\ h_o + 0{,}16T \cdot \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (25)$$

Wzory te uwzględniają skok warstwic h_o oraz skalę mapy, dzięki czemu są one bardziej elastyczne niż wzory J. G. Łarczenko. Jednakże, jak to wykazał W. D. Bolszakow [2], pierwszy wyraz wzorów N. G. Widujewa mylnie przedstawia wpływ błędu m'_o wynikającego z niejednostajności zbocza pomiędzy warstwami. Łączność między błędem m'_o, a skokiem warstwic h_o według danych W. D. Bolszakowa przedstawia się następująco:

$$m'_o = \omega \sqrt{h_o \cdot \operatorname{ctg} \nu_{śr}}$$

gdzie ω, jak poprzednio jest współczynnikiem uogólnienia rzeźby terenu, a nie

$$m'_o = 0{,}15\ h_o \text{ albo } m'_o = 0{,}19\ h_o$$

jak liczy N. G. Widujew.

W 1957 r. *R. M. Rondel* [20] w wyniku badania dokładności obliczenia objętości robót ziemnych otrzymał takie wzory na m_{HW} przy zdjęciach stolikowych i tachymetrycznych:

a) w skali 1 : 1000:

$$m_{HW} = \pm\ (0{,}08 + 0{,}26\ \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (26)$$

b) w skali 1 : 500:

$$m_{HW} = \pm\ (0{,}07 + 0{,}12\ \operatorname{tg} \nu)\ \text{m} \qquad (27)$$

W ogłoszonym w tymże roku artykule *N. J. Modrińskiego* [17] został podany wzór na błąd m_{HT}, otrzymany na podstawie uwzględnienia wszystkich błędów pomiarowych

---

4) S. W. Wznuzdajew [3] przedstawił wzór ten w postaci:

$$m_{HT}^2 = 0{,}85\ m_{HW}^2 + m_{h\ \text{int.}}^2$$

i nanoszenia przy zdjęciach stolikowych w skalach 1 : 5000 i 1 : 2000:

$$m_{HT} = \sqrt{\alpha^2 + \beta^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \nu} \qquad (28)^{5})$$

gdzie współczynnik α uwzględnia błędy wysokości stanowiska i pikiet, wywołane błędami pomiarów wysokości instrumentu, odczytu nitki środkowej kąta nachylenia celowej oraz odległości. Na wielkość współczynnika β mają wpływ błędy określenia położenia pikiet.

Przy uwzględnieniu średnich wartości liczbowych tych błędów otrzymano następujące wzory robocze na m_{HT}:

a) dla skali 1 : 5000

$$m_{HT} = \sqrt{(66 + 24\,h_o^2) \cdot 10^{-4} + (0{,}5\,S_{100}^2 + 3{,}5)\operatorname{tg}^2 \nu} \qquad (29)$$

b) dla skali 1 : 2000:

$$m_{HT} = \sqrt{(42 + 24\,h_o^2) \cdot 10^{-4} + (0{,}5\,S_{100}^2 + 1{,}0)\operatorname{tg}^2 \nu} \qquad (30)$$

We wzorach tych S_{100} = odległość między stanowiskiem a pikietem wyrażona w setkach metrów.

Obliczone według wzorów (29) i (30) wartości błędów M_{HT} zamieszczone są w tablicy 6.

Tablica 6

Skala		1 : 5000			1 : 2000		
h_o w m \ Swm		150	200	300	150	200	300
ν		Wartości m_{HT} w cm					
0,5	2°	11	12	13	9	9	11
	4	17	18	21	12	14	18
	6	24	26	31	17	19	26
1	2	12	12	14	10	10	12
	4	18	19	22	13	15	18
	6	24	26	31	17	20	26
	8				22	26	34
2	2		15	16		13	14
	4		21	24		17	20
	6		28	32		22	27
	8		36	42		27	35
	10					33	43
	18					58	77
5	2			28			
	4			33			
	6			39			
	8			48			
	10			56			
	18			95			

Dane tablicy 6 mogą być wykorzystane w celu ustalenia normatywów orientacyjnych przy zdjęciach stolikowych i tachymetrycznych w skalach 1:5000 i 1:2000. Trzeba jednak pamiętać, że wzory (29) i (30) tylko pośrednio uwzględniają wpływ najdrobniejszego ukształtowania pionowego terenu, który według badań W. D. Bolszakowa [2] ma duże znaczenie przy zdjęciu terenu równinnego.

W roku 1954 *S. W. Wznuzdajew* [3] opublikował artykuł poświęcony dokładności odtworzenia rzeźby terenu na mapach w skali 1 : 2000. W artykule tym S. W. Wznuzdajew podał następujący wzór na błąd m_{HW}:

$$m_{HW} = \sqrt{A^2 + (B \operatorname{tg} \nu)^2 + C^2} \qquad (31)$$

w którym współczynnik A uwzględnia błędy określenia wysokości stanowiska i pikiet, jak również wpływ zmiany nachylenia spadu między warstwicami. Współczynnik B przedstawia błąd położenia warstwicy, współczynnik zaś C jest błędem spowodowanym wpływem tak zwanej chropowatości topograficznej.

Wartości współczynnika C zostały określone przez S. W. Wznuzdajewa eksperymentalnie: zmieniają się one od 0,5 (łąka czysta) do 5,5 cm (rola kartoflana).

S. W. Wznuzdajew obliczył wartości błędu m_{HW} przy zdjęciach terenów z rozmaitą chropowatością topograficzną. W tablicy 7 podane są ekstremalne wartości tego błędu.

5) Wzór (28) podajemy w postaci ogólnej.

Tablica 7

ν	m_{HW} w cm		ν	m_{HW} w cm	
	rola kartofl.	łąka czysta		rola kartofl.	łąka czysta
0°30′	7,1	4,6	4	8,7	6,7
1°	7,2	4,7	5	9,2	7,4
2°	7,6	5,3	6	9,9	8,2
3°	8,2	6,1			

W roku 1955 *B. J. Gierżuła* w pracy doktorskiej o zastosowaniu geodezji w budownictwie przemysłowym [8] zaproponował takie wzory na m_{HW} dla map w skalach 1 : 5000 i większych:

a) przy niwelacji geometrycznej:

$$m_{HW} = \sqrt{\omega^2 d + (m_p^2 + m_w^2)\operatorname{tg}^2 \nu \,(\text{gr. „ni“})} \qquad (32)$$

b) przy niwelacji trygonometrycznej:

$$m_{HW} = \sqrt{m_{HP}^2 + \omega^2 d + (m_p^2 + m_w^2)\operatorname{tg}^2 \nu} \qquad (33)$$

gdzie ω — współczynnik wpływu błędów przypadków uogólnienia rzeźby terenu, który według danych B. J. Gierżuły jest równy ± 0,012;

m_p i m_w — błędy średnie położenia pikietu i warstwicy:

m_{HP} — błąd średni określenia wysokości pikietu w stosunku do punktów podstawy pomiarowej: B. J. Gierżuła przyjmuje wielkość tego błędu jako 4 mm przy niwelacji geometrycznej oraz od 2 do 6 cm — przy niwelacji trygonometrycznej (zależnie od skali mapy).

W tablicy 8 umieszczone są, obliczone przez B. J. Gierżułę [9] wartości m_{HW} dla kąta nachylenia terenu równego 3°.

Tablica 8

Skala mapy	d m	m_{HP} cm	m_p	m_w	m_{HW}
1 : 5000	100	6	2,05	1,00	18
1 : 2000	50	4	0,84	0,40	10
1 : 1000	20	2	0,42	0,20	6
1 : 500	20	2	0,20	0,10	6

Na podstawie analizy dokładności zdjęć naziemnych rzeźby terenu B. J. Gierżuła doszedł do wniosku, że przy pomiarach placów w celu projektowania nowej powierzchni topograficznej niwelacja geometryczna może być zastąpiona przez niwelację trygonometryczną.

Bardzo gruntowne badanie dokładności odtworzenia rzeźby terenu na mapach sporządzonych w wyniku niwelacji powierzchni wykonane zostało w r. 1954—55 przez *W. D. Bolszakowa* [2]. Zdaniem tego Autora źródła błędów przy pomiarach rzeźby terenu mogą być rozdzielone na 3 grupy:

1. Błędy w wysokości niezależne od ukształtowania terenu oraz od odległości pomiędzy pikietami.
2. Błędy w wysokości niezależne od odległości między pikietami (powodami ich są: błędy w wysokości punktów podstawowych, w określeniu przewyższenia przy zdjęciu pikietów oraz w uwzględnieniu wpływu najdrobniejszej rzeźby terenu).
3. Błędy położenia warstwicy zależne od skali mapy i od nachylenia terenu.

Wobec tego W. D. Bolszakow nadał wzorowi na m_{HT} taki kształt ogólny:

$$m_{HT} = \sqrt{m_o^2 + m_{HP}^2 + m_T^2 \cdot \operatorname{tg}^2 \nu_{śr}} \qquad (34)$$

gdzie $m^2{}_o = \omega^2 (d + h_o \operatorname{ctg} \nu_{śr})$ — sumaryczny błąd średni uogólnienia rzeźby terenu, m_{HP} — błąd średni określenia wysokości pikietu, m_T — błąd średni położenia punktu, wysokość którego określamy na mapie warstwicowej, $\nu_{śr}$ — wartość średnia kąta nachylenia.

Przyjmując następujące wartości liczbowe wielkości wchodzących we wzór (34): $\omega = \pm 0{,}01$; $m_{HP} = \pm 0{,}03$ m; $m_T = \pm (0{,}09T)$ m, gdzie T — ilość tysięcy w mianowniku

skali mapy, W. D. Bolszakow otrzymał takie wzory robocze na m_{HT}:

a) dla map w skali 1 : 2000:

$$m_{HT} = \sqrt{(d + h_o \operatorname{ctg} \nu_{śr} + 9) \cdot 10^{-4} + 3{,}2 \operatorname{tg}^2 \nu_{śr}} \quad (35)$$

b) dla map w skali 1 : 1000:

$$m_{HT} = \sqrt{(d + h_o \operatorname{ctg} \nu_{śr} + 9) \cdot 10^{-4} + 0{,}8 \operatorname{tg}^2 \nu_{śr}} \quad (36)$$

W. D. Bolszakow wyliczył wartości błędu m_{HT} dla tg $\nu_{śr}$ od 0,005 do 0,070 przy d od 10 do 100 m oraz h_o od 0,25 do 1 m. Tablica 9 zawiera wartości m_{HT} przypadające dla map w skali 1 : 2000.

Tablica 9

Błędy średnie m_{HT} w cm

d w m / h_o w m	ν	20		40		80	
		2^0	4^0	2^0	4^0	2^0	4^0
0,5		9,3	14,2	10,4	14,9	12,2	16,2
1,0		10,0	14,5	11,0	15,2	12,8	16,4

Porównanie wartości m_{HT}, zamieszczonych w tablicach 6 i 9, wykazuje ich pełną tożsamość, jeżeli w tablicy 6 wartości m_{HT} przyjmiemy dla s = 200 m.

Korzystając ze wskazówki prof. dr A. S. Czebotariowa [28], że warstwice można uważać za kontur niewyraźny z błędem granicznym jej położenia równym ± 0,75 mm,

Tablica 10

q	Wartości m_{HW} w cm przy	
	$\nu = 3°$	$\nu = 6°$
0,1	10,6	13,5
0,2	10,7	13,5
0,3	10,9	13,7
0,4	11,2	14,0
0,5	11,5	14,2

S. M. Dworiankow [11] w 1957 r. przedstawił wzór W. D. Bolszakowa (dla mapy w skali 1 : 5000) w następującej postaci:

$$m_{HT} = \pm (1{,}4\, \omega\, d + 15)\ \text{m} \quad (37)$$

W 1957 r. *A. S. Kuroczkin* [15] ogłosił następujący wzór na m_{HW} na mapie w skali 1 : 2000:

$$m_{HT} = \sqrt{m_{HP}^2 (1 + 2\, q^2) + m_{\text{int.}}^2 \operatorname{tg}^2 \nu} \quad (38)$$

gdzie q jest częścią odległości pomiędzy pikietami, odkładaną przy interpolacji na oko od najbliższego pikietu.

Obliczone przez A. S. Kuroczkina wartości błędu m_{HW} zamieszczone są w tablicy 10.

Jakość zdjęcia rzeźby terenu określa się zwykle według wielkości rozbieżności pomiędzy wartościami wysokości pikieru kontrolnego, otrzymaną na mapie warstwicowej i obliczoną na podstawie pomiarów kontrolnych. Średni i graniczny — błędy tej rozbieżności można obliczyć w sposób następujący:

$$m_r = \sqrt{m_{HP}^2 + m_{HT}^2} \quad (39)$$

$$\Delta_r = 2\, m_r \quad (40)$$

Taki sam stosunek wzajemny pomiędzy m_r i Δ_r ustalił W. D. Bolszakow [2] dla map w skalach 1 : 2000 i większych z h_o = 0,5 m.

S. W. Wznuzdajew [5] przypuszcza, że dla map w skali 1 : 2000, sporządzonych na podstawie niwelacji terenowej sposobem siatkowym (kwadratów) przy h_o = 0,5 należy przyjmować

$$\Delta_r = 3 m_r \quad (41)$$

Naszym zdaniem, taki stosunek pomiędzy błędami granicznym i średnim jest możliwy jedynie przy zdjęciu terenu z nieznacznym wpływem najdrobniejszej rzeźby terenu. W każdym razie wielkość Δ_r przy h_o = 0,5 m nie powinna być większa niż ± 0,25 m, inaczej, jak słusznie zauważył B. J. Gierżuła [9], takie warstwice tracą wartość.

Na zakończenie przytoczymy dane ogłoszone w piśmiennictwie radzieckim stosownie do wyników kontroli polowej zdjęć w skalach dużych włącznie z stereoskopowym rysowaniem rzeźby terenu (tablica 11). Dla porównania umieściliśmy w tejże tablicy wartości błędu średniego m_r, obliczone według wzoru (39) z uwzględnieniem wartości błędów m_{HP} i m_{HT}, wskazanych w tablicach 4 i 6.

Zestawienie wartości błędów średnich m_r, otrzymanych z wyników kontroli polowej i obliczonych według wzoru (39) pokazuje dostateczną zgodność ich przy zdjęciach stolikowych i tachymetrycznych, to jest w warunkach, do których odnosi się wzór. Porównanie zaś z wynikami kontroli zdjęć stereofotogrametrycznych ma na celu pokazanie, o ile dokładność tych zdjęć jest mniejsza od dokładności zdjęć naziemnych. Zwiększenie dokładności zdjęcia stereotopograficznego rzeźby terenu stanowi jedno z zadań bieżących geodezji radzieckiej. Wraz z rozwiązaniem tej kwesti muszą być opracowane sprawy uwzględnienia błędów metod fotogrametrycznych odtworzenia rzeźby terenu na mapach w skalach dużych.

Wreszcie trzeba nadmienić, że przy ocenie jakości odtworzenia rzeźby terenu na mapach wielkoskalowych geodeci radzieccy kierują się nie tylko uwzględnieniem błędów pomiarów i konstrukcji, ale i tym, by wyniki zdjęć wysokościowych oddawały właściwości geomorfologiczne terenu.

Jak widać z tego zarysu, badania radzieckie w dziedzinie tworzenia rzeźby terenu na mapach w skalach dużych, zwłaszcza zaś w kwestii oceny dokładności tego odtworzenia, zostały rozwinięte dość znacznie. Tym niemniej wiele instytucji geodezyjnych w Związku Radzieckim pracuje nadal w tym kierunku. Wśród instytucji tych należy wspomnieć przede wszystkim seminarium naukowe katedry geodezji Moskiewskiego Instytutu Inżynierów Geodezji, Fotogrametrii i Kartografii, zorganizowane i kierowane przez prof. dr A. S. Czebotariowa.

Tablica 11

Źródło	Sposób zdjęcia	Skala mapy	h_o w m	ν	m_r w cm	Wyniki obliczeń wg wzoru (39)	
						ν	m_r w cm
I. G. Łarczenko (22)	stolikowy	1 : 5000	1	—	16	2°	17
	tachymetria		1	—	18	4	25
M. N. Sokołow (22)	stolikowy	1 : 5000	1	—	14	6	34
S. W. Wznuzdajew (5)	niwelacja terenowa	1 : 2000	0,5	$\leqslant 2°$	4,6	2	13
S. M. Dworiankow (10)	niwelacja terenowa	1 : 5000	0,5	$\leqslant 3°$	16	3	17
N. A. Sokołowa (23, 24)	rysow. przy pomocy stereometru topograficznego	1 : 5000	1	$\leqslant 5°$	36—48	5	30
				5—10°	43—66		
				$> 10°$	49—106		
		1 : 2000	2	$\leqslant 5°$	55	5	27
				5—10°	52	8	40
				$> 10°$	76	10	49
W. A. Krumielis (14)	stereotopograficzny z przeniesieniem warstwic na fotoplan	1 : 5000	2	2—6°	53	6	37
	stereotopograficzny z przeniesieniem warstwic na plan graficzny	1 : 2000	1	$\leqslant 3°$	22	3	18
A. S. Kuroczkin (15)	stereotopograficzny	1 : 2000	1	2—6°	32	6	29
				$\leqslant 2°$	28	2	14
E. J. Sokołowska (25)	stolikowy	1 : 2000	1	2—6°	40	6	29
				$\leqslant 6°$	29	6	29
	stereotopograficzny	1 : 2000	1	$> 6°$	50	8	38
				$\leqslant 6°$	33		
				$> 6°$	48		

LITERATURA

1. *Aleksandrow N. N., Wznuzdajew S. W.* i inni. Rasczioty tocznosti graficzeskich sjomok w rajonach oroszenija. Moskwa 1956.
2. *Bolszakow W. D.* Issledowanije tocznosti sjomki reljefa w swiazi s projektirowanijem wiertikalnoj planirowki lotnych polej aerodromow (awtoreferat dissiertacji). Moskwa, 1955.
3. *Wznuzdajew S. W.* K woprosu o tocznosti izobrażenija reljefa gorizontalami na planach massztaba 1 : 2000. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Ziemleustrojstwa", wyp. 1. Moskwa, 1954.
4. *Wznuzdajew S. W.* Tocznost' gorizontalej na planach massztaba 1:2000 dla planirowki sielskich nasielonnych miest (awtoreferat dissiertacji). Moskwa, 1955.
5. *Wznuzdajew S. W.* O dopuskach pri kontrole gorizontalej na planach massztaba 1:2000. „Geodezja i kartografia" (Moskwa), 1957, nr 3.
6. *Widujew N. G., Rakitow D. J.* Niwielirowanije riek, kanałow i wodochraniliszcz, Kijew, 1952.
7. *Widujew N. G.* Projektirowanije reljefa (awtorefierat dissiertacji), Kijew, 1953.
8. *Gierżuła B. J.* Osnownyje woprosy priłożenija gieodezji w promyszlennom stroitielstwie (awtorefierat dissiertacji), Charkow, 1955.
9. *Gierżuła B. J.* Geodezja w promyszlennom stroitielstwie. Moskwa 1957.
10. *Dworiankow S. M.* Obosnowanije wysoty sieczenija reljefa i massztaba topograficzeskoj sjomki dla projektirowanija osuszitielnych i orositielnych sistiem w pojmie rieki Oki. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Ziemleustrojstwa", wyp. 2. Moskwa, 1957.
11. *Dworiankow S. M.* Woprosy geodeziczeskich rabot w swiazi z oswojenijem pojmy rieki Oki (awtorefierat dissiertacji). Moskwa, 1957.
12. Instrukcja po gorodskim sjomkam. Moskwa, 1940.
13. Instrukcja po topograficzeskoj sjomkie w massztabach 1:5000 1:2000. Moskwa, 1954.
14. *Krumielis W. A.* Aerofototopograficzeskaja sjomka gorodow. „Geodezja i kartografia" (Moskwa), 1956, nr 1.
15. *Kuroczkin A. S.* O sjomkie reljefa dla sostawlenija planow nasielennych punktow w massztable 1 : 2000. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Ziemleustrojstwa", wyp. 2. Moskwa, 1957.
16. *Łarczenko J. G.* Nastawlenije po proizwodstwu naziemnych sjemok w massztabach 1:5000 i 1:2000. Moskwa, 1949.
17. *Modrinskij N. J.* Niekotoryje woprosy topograficzeskich sjomok w massztabach 1:5000 i 1:2000. „Sbornik statiej po geodezji", wyp. 6. Moskwa, 1954.
18. *Modrinskij N. J.* Woprosy krupnomassztabnych sjomok. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Geodezji, Aerofotosjomki i Kartografii", wyp. 26. Moskwa, 1957.
19. *Protodjakonow M. M.* Czisłowyje charaktieristiki topograficzeskich usłowij miestnosti, iszczislenije ekspłoatacjonnych raschodow i priłożenie ich k ekonomikie ż. d. Moskwa, 1925.
20. *Rondel R. M.* Issledowanije woprosa o mietodach i tocznosti opredielenija objoma ziemlanych rabot w swiazi s projektirowanijem wiertikalnoj planirowki żiłych kwartałow (awtoreferat dissiertacji), Mińsk, 1954.
21. *Riabczenko W. J.* Ispolzowanije izobrażenija reljefa na planach gosudarstwiennych sjomok pri sostawlenii ziemleustroitielnych projektow. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Zimleustrojstwa", wyp. 1. Moskwa, 1954.
22. *Sokołow M. N.* Geodeziczeskoje obosnowanije topograficzeskich sjomok w massztable 1:5000. „Trudy Centralnogo Nauczno-issledowatielskogo Instituta Geodezji, Aerosjomki i Kartografii", wyp. 85. Moskwa, 1951.
23. *Sokołowa N. A.* Opyt risowki reljefa na aerosnimkach krupnogo massztaba. „Sbornik nauczno-tiechniczeskich i proizwodstwiennych statiej GUGK", wyp. XXII. Moskwa, 1948.
24. *Sokołowa N. A.* Niekotoryje woprosy aerotopograficzeskoj sjomki w srednich i krupnych massztabach. „Trudy Centralnogo Nauczno-issledowatielskogo Instituta Geodezji, Aerosjomki i Kartografii", wyp. 83. Moskwa, 1952.
25. *Sokołowskaja E. J.* K woprosu o dopustimoj wieliczinie oszibok wysot na topograficzeskich planach massztabow 1:5000, 1:2000. „Geodezja i kartografia" (Moskwa), 1957, nr 3.
26. *Czebotariow A. S.* Izuczenije topograficzeskich usłowij miestnosti w swiazi s sostawlenijem opisanija płanszeta „Geodezist" (Moskwa), 1926, nr 19—20.
27. *Czebotariow A. S.* Izuczenije topografii miestnosti po kartie mietodami statistiki. „Trudy Moskowskogo Instituta Inżenierow Transporta", wyp. IV. Moskwa, 1927.
28. *Czebotariow A. S.* Geodezja, cz. II. Moskwa, 1949.
29. *Frelek M.* Zdjęcia stolikowe terenów osiedlowych w ZSRR. „Przegląd Geodezyjny", 1955 nr 10.
30. *Kłopociński W.* Tachymetria. Warszawa, 1954.
31. *Koppe C.* Die neue topographische Landeskarte des Herzogtums Braunschweig in Mapsstabe 1:10 000. Z. f. Vermessungswesen, 1902, S. 411.
32. *Sadownik T.* Geodezja. Warszawa, 1955.

Prof. inż. Mato Janković
Zagreb

Rozwój geodezji i kartografii w Jugosławii

Intensywny rozwój geodezji i kartografii jugosłowiańskiej rozpoczyna się dopiero od uformowania się wspólnego państwa Serbów, Chorwatów i Słoweńców po pierwszej wojnie światowej w r. 1918. Do tego czasu znaczna część terytorium Jugosławii znajdowała się pod władzą Austro-Węgier (Słowenia, Chorwacja, Bośnia, Hercegowina oraz część dzisiejszej Serbii zwana Wojewodina), druga część składała się z dwu państw samodzielnych: królestwa Serbii i królestwa Czarnogóry.

Taki podział polityczny i administracyjny obszaru dzisiejszej Jugosławii oraz kolonialny stosunek monarchii austro-węgierskiej do narodów słowiańskich wywierał wielki wpływ na całe życie kulturalne Jugosłowian, a więc i na stan nauki i praktyki geodezyjnej.

Austria i Węgry wykonywały wprawdzie na naszym terytorium prace geodezyjne, były one jednak tylko odbiciem potrzeb ich rządów; prace te były potrzebne ze względu na opodatkowanie gruntów (dla urzędu katastralnego), czy też dla potrzeb wojskowych, związanych z austriacką polityką ekspansji na wschód.

W wyniku istniejącego podziału, prace geodezyjne w poszczególnych częściach kraju biegły własnymi drogami, co wywołało niemałe trudności w organizacji i wykonywaniu prac geodezyjnych i kartograficznych w dzisiejszym państwie jugosłowiańskim. Dla zilustrowania tego stanu przytoczę choćby stan układów współrzędnych triangulacji, niwelacji, a wówczas dalsze moje uwagi o trudnościach i wielkości pracy przy stworzeniu jednolitego systemu kartograficznego dla całej Jugosławii staną się bardziej zrozumiałe.

W r. 1918 Jugosławia odziedziczyła w sumie 6 układów współrzędnych i odrzutowania, w których to układach wykonywane były pomiary poszczególnych części kraju czy to dla potrzeb katastru, czy też dla wykonywania wojskowych map topograficznych.

W wieku XIX, w układach tych dla potrzeb katastru austriackiego i węgierskiego wykonano pomiary stolikowe gruntów w skali 1:2880; osiedli zaś w skali 1:1440 w sążniach austriackich według podanego niżej zestawienia.

1. Od 1810 do 1824 r. — pomiar austriacki Istrii, Słowenii i Dalmacji w trzech układach współrzędnych Schöcklberg koło Grazu (Istria), Krim (Słowenia), dla Dalmacji zaś katedra Św. Stefana w Wiedniu.

2. Pomiary węgierskie w podwójnym rzucie stereograficznym, wykonane w r. 1847—1877 objęły obszary Chorwacji i Wojewodiny w dwóch układach współrzędnych, jeden dla Chorwacji — Klasztor Iwanić, a drugi dla Wojewodiny — Gellertufer w Budapeszcie.

3. Pomiar stolikowy Bośni i Hercegowiny wykonano w latach 1880—1884 — dla celów sporządzenia map wojskowych w skali 1:75 000. Zdjęcia stolikowe wykonano w skali 1:6250, przy czym wykorzystano je także dla potrzeb katastru. Przy wykonywaniu tych pomiarów stosowano odwzorowanie wielościenne.

4. Na obszarach Serbii od r. 1918 wykonano pomiary dla potrzeb katastru dla kilku miast i gmin północnej części Serbii. Serbski Wojskowy Instytut Geograficzny wykonał pewne prace dla pomiarów topograficznych, a również i triangulację dla tych samych celów.

Stan sieci triangulacyjnej w Jugosławii był więc nie tylko bardzo różnorodny, lecz nawet zupełnie z sobą nie powiązany. Wiedeński Wojskowy Instytut Geograficzny wykonał triangulację podstawową od 1810—1817 r. w formie trójkatnego łańcucha od Wiednia przez Karyntię, Styrię i Chorwację do morza. Sieć ta połaczona została od północnej Chorwacji przez Krainę (w Słowenii) oraz Pomorze drugim łańcuchem z triangulacją francuską w północnych Włoszech.

Instytut ten wykonał również w latach 1850—1860 łańcuch trójkątów łączący Węgry przez Sarajewo z triangulacją Dalmacji. Wspomniane wyżej prace nad triangulacją podstawową powtarzano kilkakrotnie w wieku XIX. Wyniki pomiarów w sieci triangulacyjnej opublikowano w „Astronomisch-geodätische Arbeiten des Militär-geo-

Rys. 1. Układy współrzędne w Jugosławii

grafischen Institutes", wyniki zaś wyrównań zostały opublikowane przez „Wiedeński Wojskowy Instytut Geograficzny" w publikacji „Ergebnisse der Triangulierung". Jako punkt wyjścia wybrano punkt pierwszego rzędu Hermanskogel koło Wiednia. Nie dokonano wyrównania astronomiczno-geodezyjnego sieci, wykorzystano natomiast orientację przeprowadzoną w obserwatorium astronomicznym w Wiedniu i przeniesioną na Hermanskogel. Innych pomiarów astronomicznych nie brano pod uwagę, z którego to powodu, jak również z powodu błędów powstałych przy przeniesieniu orientacji, wspomniana sieć nie jest zorientowana prawidłowo.

Duże odchylenia powstały przede wszystkim w długości geograficznej, które w Jugosławii wynoszą około 10—14".

Dla pomiarów katastralnych wykonana została w poszczególnych układach triangulacja niższych rzędów, początkowo graficzna, później zaś w drugiej połowie XIX w. — analityczna. Prace te wykonał Wiedeński Urząd Triangulacyjny, na obszarach Jugosławii w pracach tych brali udział znani geodeci Horsky i Mareck.

W Serbii w r. 1879 przy głównym sztabie generalnym powstał wydział geodezyjny, który później rozwinął się w Wojskowy Instytut Geograficzny. Dla potrzeb zdjęć topograficznych oraz dla wykonania map 1:75 000 Instytut ten wykonał sieć wyższego rzędu oraz triangulacje graficzną, która połączona została z triangulacją Bułgarii, wykonaną już dawniej przez Rosjan. Systematyczne prace triangulacyjne w Serbii zaczęły się w r. 1903 i trwały do r. 1912 i zostały przerwane w okresie pierwszej wojny światowej.

Ten krótki przegląd historyczny prac geodezyjnych prowadzonych na obszarach Jugosławii przed zjednoczeniem, daje obraz stanu, jaki odziedziczyliśmy po pierwszej wojnie światowej. W kilku słowach można by podsumować go w sposób następujący:

1. Niepełna i niejednolita triangulacyjna sieć podstawowa.

2. Niwelacja precyzyjna na dawnych obszarach Austro-Węgier nie połączona i niepełna na obszarach dawnego królestwa serbskiego.

3. Bardzo wadliwa — z dużymi brakami — sieć niższych rzędów na obszarach, gdzie już istniał kataster graficzny; brak sieci niższych rzędów na obszarach Serbii, Macedonii i Czarnogórza.

4. Przestarzałe pomiary katastralne w jednej części państwa, w drugiej zaś — o obszarze mniej więcej 1/3 terytorium państwa w ogóle pomiarów katastralnych brak.

5. Zniszczenia wojenne zasobów kartograficznych znajdujących się na obszarze kraju; ogromna większość materiałów kartograficznych i geodezyjnych dla znacznych obszarów Jugosławii znajdowała się za granicami kraju. Jeśli dodamy, że liczba geodetów w Jugosławii była niewielka — można sobie wyobrazić, jaki był stan prac geodezyjnych po I wojnie światowej i jak ogromne trudności trzeba było pokonać, aby zapewnić pracom geodezyjnym należyty rozwój, mający na celu osiągnięcie poziomu istniejącego już w krajach, w których dla prac geodezyjnych istniały sprzyjające warunki.

W pierwszych latach powojennych popełniono trochę błędów. Istniały na przykład tendencje, by na obszarach, na których nie było pomiarów katastralnych, wykonać najpierw pomiary szczegółowe. Rozpoczęto prace, w których brali udział fachowcy z obszarów, gdzie kataster był już założony i geodeci — emigranci rosyjscy. Choć pomiary te zostały wykonane już w układzie metrycznym, zawierały jednak pewne zasadnicze błędy dawnych pomiarów: nie przyjęto jednolitego odwzorowania i oparto prowadzone prace o dwa nowe układy współrzędnych. Dopiero w marcu 1924 r. dla całego obszaru Jugosławii przyjęto jedno wiernokątne odwzorowanie Gaussa-Krü-

Rys. 2. Sieć triangulacyjna podstawowa WIG z Wiednia

gera, ustalając pasy trójstopniowe z południkami osiowymi 15°, 18° i 21° wschodniej długości od Greenwich, przyjmując elementy elipsoidy Bessela. Od r. 1924 w rzucie tym wykonywano wszystkie plany i mapy w większych skalach. Przyjmując 3°-owe pasy współrzędnych i podstawową skalę dla pomiarów szczegółowych 1 : 10 000 osiągnięto matematycznie dość dokładne podstawy do skartografowania terytorium państwa.

Rys. 3. Szkic sieci I rzędu w Jugosławii, kolejność wyrównań

Pracę nad triangulacją między pierwszą a drugą wojną światową

Po podjęciu decyzji o jednolitym odwzorowaniu dla całego kraju systematyczny pomiar państwa należało oprzeć na jednolitej triangulacji. Toteż Wojskowy Instytut Geograficzny zaraz po wojnie podjął dalsze prace nad triangulacją podstawową na obszarze Serbii, Macedonii i Czarnogóry, nawiązując nowe sieci do punktów triangulacji austriackiej w Wojewodinie i Bośni. Do roku 1924 pomierzono 8 baz drutami Jaederina.

Dla potrzeb pomiarów katastralnych wymagających sieci niższych rzędów (do IV rzędu) przeprowadzono wyrównanie sieci podstawowych. Jednakże, choć znana była potrzeba jednoczesnego wyrównania całej sieci na terytorium Jugosławii wraz z częścią sieci austriackiej, trzeba było ze względu na pomiary katastralne przeprowadzić prowizoryczne wyrównanie istniejącej sieci podstawowej, nie czekając na ukończenie prac triangulacyjnych w innych częściach Jugosławii. Sieć podstawowa na obszarach Serbii, Macedonii i Czarnogóry wyrównana została metodą, którą zaproponował geodeta rosyjski prof. Ivan Sviszczew. By zilustrować wartość tej metody przytoczę niektóre dane o tej sieci. Dla ścisłego wyrównania metodą spostrzeżeń warunkowych należało w tej sieci wyrównać: 190 warunków figur, 74 warunki biegunów, 7 warunków stałych kątów, 7 warunków stałych boków, 5 warunków bazowych, 3 warunki poligonalne. Razem 286 warunków i tyleż równań normalnych. Przy ówczesnych możliwościach technicznych rozwiązanie takiej liczby równań normalnych wymagałoby niemal 12-letniej pracy. Ze względu więc na naglące potrzeby pomiaru państwa, prof. Sviszczew zaproponował wyrównanie metodą kolejnych przybliżeń (specjalnie opracowaną[1]).

Przyjęta metoda wyrównania dała wyniki zadowalające tak dla potrzeb katastru, jak i pomiarów topograficznych wojskowych. Poprawność metody potwierdziły tak pomiary, jak i badania, które wykonywano w późniejszych latach na obszarze wyrównania.

Na tak wyrównanej sieci podstawowej Wydział Katastru przy Ministerstwie Finansów oparł sieć triangulacyjną drugiego i niższych rzędów, tak że w okresie międzywojennym cały obszar Serbii i Macedonii został pokryty siecią triangulacyjną niższych rzędów.

Jednakże potrzeby nowych pomiarów na obszarach, na których istniał tylko pomiar graficzny, rosły z każdym dniem, potrzebne były nowe pomiary w miastach, dla celów rozgraniczenia lasów itp. Ponieważ na dawnym terytorium Austro-Węgier sieć I rzędu miała formę łańcucha nie pokrywającego całego obszaru, zdecydowano uzupełnić ją stopniowo, stosując wyrównanie grupowe wewnątrz punktów dawnej sieci austriackiej. Pomiary wyrównywano różnymi metodami ścisłymi zależnie od poszczególnych przypadków. Kolejność tych prac przedstawiona jest na rysunku 3.

W ten sposób w okresie międzywojennym terytorium Jugosławii zostało pokryte podstawową siecią triangulacyjną. Sieć niższych rzędów wykonano w tych częściach państwa, gdzie przeprowadzony był nowy pomiar.

Wyrównanie sieci podstawowej miało w pewnym sensie charakter prowizoryczny, było jednak usprawiedliwione bieżącymi potrzebami związanymi z pomiarem państwa.

Sieć podstawowa miała jeszcze inne braki. Na pewnych obszarach dokładność pomiarów nie spełniała warunków ustalonych normami międzynarodowymi. Sieć nie posiada prawidłowej orientacji, która może być należycie określona tylko przez rozwiązanie całkowitej sieci europejskiej. Jednakże z chwilą ustalenia rodzaju rzutu i wykonania podstawowej sieci triangulacyjnej na całym obszarze państwa stworzone zostały warunki do wykonania nowego jednolitego pomiaru szczegółowego kraju.

Rys. 4. Republiki Jugosławii

[1]) *Sviscev:* Techniczeskij Bilten, Beograd 1925. Pismo geodetów rosyjskich w Jugosławii. Podstawa teoretyczna tego wyrównania opublikowana została w artykule Adamik: „Osvrt na radove trig. mreže I. reda u Jugoslaviji". Geodet. List 1949 oraz w referacie Savezne geodetske uprave na I Kongresie Inżynierów Geodetów i Geometrów FNRJ w Zagrzebiu 1953 r. pod tytułem „Osnovni radovi u FNR Jugoslaviji".

Toteż w r. 1928 ogłoszona została ustawa o katastrze gruntów, która stworzyła podstawę prawną dla nowego i nowocześniejszego pomiaru państwowego na zasadzie następujących założeń:

— nowy pomiar należy wykonać na całym terytorium państwa,
— wykonanie pomiaru musi być utrzymywane w stanie aktualnym,
— pomiar ma służyć potrzebom fiskalnym, technicznym i ekonomicznym kraju,
— dla wykonywania i aktualizowania pomiaru należy wydać jednolite instrukcje techniczne.

Zasad tych przestrzegano jednak tylko na obszarach, na których wykonano nowy pomiar w skalach 1:2500 dla obszarów niezamieszkałych, a 1:1000 dla obszarów zamieszkałych (osad i miast). Natomiast tam, gdzie pomiary graficzne były wykonane dawniej, nie utrzymywano operatu pomiarowego w stanie aktualnym, co wywołało trudności przy porządkowaniu zagadnienia pomiaru kraju. W oparciu o ustawę o katastrze gruntów wydane zostały w latach 1929 i 1930 potrzebne przepisy oraz instrukcje techniczne, które zawierały jednak szereg usterek związanych z przeniesieniem cudzych doświadczeń na własny grunt i nieprzystosowaniem przepisów do bieżących własnych potrzeb.

Na zasadzie wspomnianych przepisów zostały jednak w okresie międzywojennym wykonane prace o wielkim zasięgu przy pomiarze państwa, triangulacją niższych rzędów, niwelacją oraz pomiarami szczegółowymi.

W dzisiejszej Serbii wykonano pomiary w 70 okręgach, o łącznej powierzchni około 42 250 km², w Macedonii w 7 okręgach o łącznej powierzchni około 7500 km², w innych zaś częściach kraju około 900 km². Wykonano pomiary całego szeregu miast: w Belgradzie, Skoplje, Niszu i Suboticy.

Pierwotny cel techniczny tego pomiaru nie został jednak osiągnięty. Aby przyśpieszyć pomiar i opracowanie operatu katastralnego przy tendencjach jak najszybszego zakładania ksiąg gruntowych, nie wkreślano do map planów warstwicowych terenów, a nawet nie zabezpieczano podstawowych danych wysokościowych, to znaczy kąt punktów trygonometrycznych, do których dowiązywano ciągi niwelacyjne. Zasadnicza metoda zdjęć była metodą tachymetryczną, przy której posługiwano się przeważnie tachymetrami autoredukcyjnymi. Około r. 1938 wprowadzono wyznaczanie wysokości punktów trygonometrycznych metodą niwelacji trygonometrycznej, wykonywanej przy pomiarze szczegółów, co umożliwiło przyśpieszenie zbierania danych wysokościowych, wykorzystywanych następnie dla rozmaitych potrzeb.

Prace nad niwelacją

W dziedzinie niwelacji sytuacja była podobna. Prace nad niwelacją precyzyjną rozpoczął w Jugosławii Austriacki Wojskowy Instytut Geograficzny w r. 1873, zakończył je w r. 1898. Większa część danych otrzymanych w wyniku tej pracy przejęta została przez Jugosławię w okresie międzywojennym, niewiele się w tym stanie zmieniło. Punktem wyjścia niwelacji precyzyjnej jest reper normalny na Molo-Sartorio w Trieście. Serbski Instytut Geograficzny w latach 1905—1911 wykonał kilka ciągów niwelacji precyzyjnej na obszarze Serbii. Materiały te jednak ze względu na postęp w metodach pracy, jak również w dokładności narzędzi niwelacyjnych mają dziś wartość raczej historyczną, wiele też punktów tej dawnej niwelacji już nie istnieje.

W okresie międzywojennym Wydział Katastru prowadził dalej prace nad niwelacją precyzyjną kraju przeważnie dla potrzeb pomiaru miast w Serbii i Macedonii. Innych pilnych potrzeb w tym okresie nie było. Po drugiej wojnie światowej w związku z intensywną rozbudową przemysłu trzeba więc było jak najszybciej odnowić i dopełnić sieć niwelacji precyzyjnej.

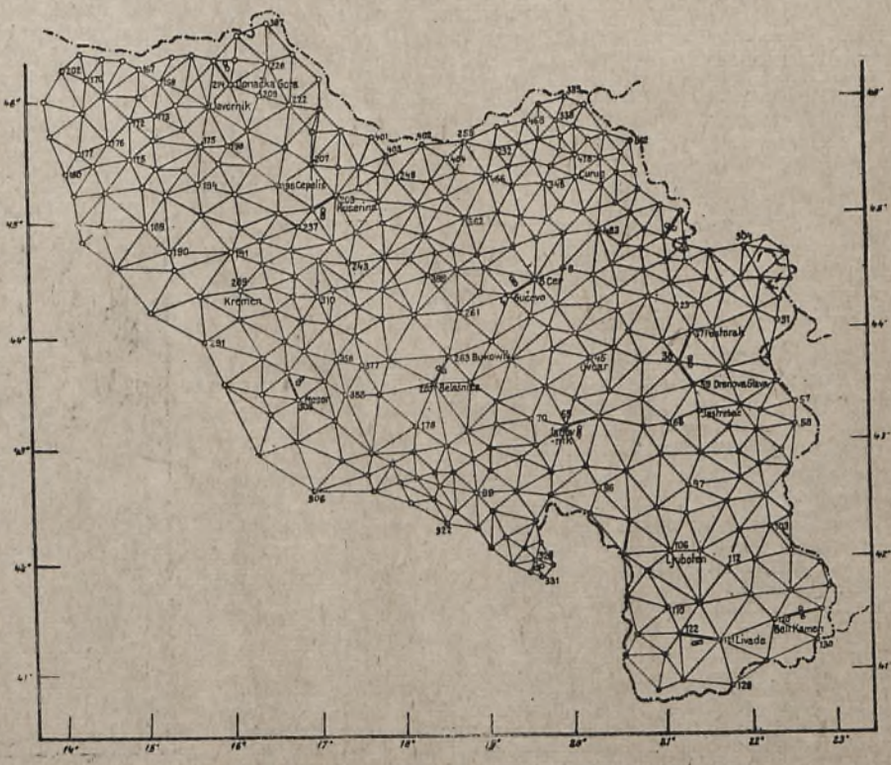
Prace astronomiczne i grawimetryczne

W okresie międzywojennym zgodnie z zaleceniem Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej (UGGI) co do pomiaru łuku południka od Arktyki do Przylądka Dobrej Nadziei, Jugosławia podjęła prace nad pomiarem tej części łuku, która znajduje się wewnętrz granic Jugosławii. Prace te wykonał Wojskowy Instytut Geograficzny (VGI). Wykonano pomiary dla 23 nowych punktów Laplace'a. Wyniki wspomnianych pomiarów opublikował generał Steven Bosković, ówczesny naczelnik VGI, później członek Serbskiej Akademii Nauk, w wydaniu prac Akademii pt. „Odchylenia pionu w Serbii", Beograd 1956 (Sekretanje vertikala u Serbiji). Pomiary grawimetryczne, które prowadzi VGI wykonywano metodą klasyczną wahadłami firmy Askania. Wykonano pomiary 20 punktów, opracowanie wyników nie jest jeszcze zakończone, gdyż operat pomiarowy oraz przyrządy zaginęły podczas okupacji. Ten sam los spotkał również przyrządy do pomiarów geomagnetycznych.

Prace kartograficzne

Prace kartograficzne w okresie międzywojennym prowadził głównie VGI. Dla obszaru, który znajdował się ongiś pod zaborem Austro-Węgierskim, istniały mapy w skali 1:25 000 i 1:75 000 Wiedeńskiego Wojskowego Instytutu Geograficznego. Serbski VGI wykonał pomiary topograficzne części Serbii przedwojennej, niestety cały ten materiał zaginął w czasie wojny. W r. 1920 przystąpiono do nowego pomiaru topograficznego całej Serbii, Macedonii oraz Czarnogóry i do wykonania map w skali 1:100 000. Wielkie zasługi dla organizacji i wykonania tego pomiaru, jak i dla wykształcenia potrzebnych kadr położył wspomniany już gen. Steven Bosković. Pomiary stolikowe w skali 1:50 000 wykonano na powierzchni przeszło 100 000 km², w przeciągu 9 lat do r. 1928. Dla tej części Jugosławii, która wchodziła dawniej w skład Austro-Węgier w latach 1929—1934 wykonano reambulacje i sporządzono oryginały kartograficzne w skali 1:50 000. Na zasadzie tych opracowań wykonano mapę 1:100 000 i 1:50 000 dla całego obszaru Jugosławii.

Oprócz tych map rozpoczęta została praca nad mapą 1:200 000 i 1:25 000 na podstawie nowego pomiaru graficznego, głównie dla obszarów granicznych. Mapę 1:25 000 wykonano w rzucie Gauss-Krügera. Niestety działania wojenne przerwały tę cenną pracę kartograficz-



Rys. 5. Szkic nowej sieci podstawowej Jugosławii

ną. Przez generalizację najnowszego materiału kartograficznego z mapy 1:100 000 wykonano przejrzystą mapę 1:500 000 w sześciu kartach.

Inne prace geodezyjne w Jugosławii w okresie międzywojennym

W okresie międzywojennym oprócz działalności geodezyjnej cywilnych i wojskowych urzędów geodezyjnych istniała również bardzo intensywna działalność pracowni geodetów prywatnych. Na obszarach gdzie istniał już kataster, pracownie te jako jedyne instytucje fachowe prowadziły na podstawie aktów prawnych prace geodezyjne. Utrzymywały one i porządkowały wyniki już dokonanych pomiarów i przeprowadzały ogromne prace przy komasacji gruntów. W wyniku tych prac odnowiono i unowocześniono istniejące operaty katastralne, opierając je już na osnowach nie graficznych, lecz matematycznych (triangulacja i sieć poligonowa).

Kształcenie fachowców

Najstarsza szkoła wyższa dla geodetów na jugosłowiańskim obszarze dawnych Austro-Węgier była założona w r. 1908 w Zagrzebiu, przy Akademii Leśniczej. W Serbii istniała „Zemljomerska Skola" (Szkoła dla pomiarów gruntu) prof. Andonovića od r. 1890, którą później w latach 1908—1912 nazwano akademią. Była to szkoła średnia, która wykształciła około 200 geometrów. Geodeci jugosłowiańscy kształcili się również w Pradze w Czechach, w Wiedniu i Grazu. Odegrali oni ważną rolę pracując nad nowym pomiarem państwa w Jugosławii od r. 1918. Sztab geodetów Serbskiego Wojskowego Instytutu Geograficznego kształcił się w akademiach w Rosji. Wspomniany wyżej kurs geodezyjny przy Akademii Leśniczej w Zagrzebiu przekształcony został w r. 1919 na Wydział Geodezyjny (Geodetsko-kulturno technicki odsjek) Fakultetu Politechnicznego Uniwersytetu Zagrzebskiego. Była to wówczas jedyna szkoła wyższa kształcąca inżynierów geodetów. Wyszli z niej liczni fachowcy, wybitni geodeci, którzy jeszcze dziś zajmują czołowe stanowiska w Jugosławii, w praktyce geodezyjnej, pracy naukowej lub też przy kształceniu kadr nowych geodetów.

WGI kształcił dla swych potrzeb fachowców w swojej szkole topograficznej lub w Wyższej Szkole Geodezyjnej (Vise geodetsko ucliste), Wydział Katastru zaś w Szkole Geometrów w Belgradzie, która przekształciła się w normalną średnią szkołę typu ogólnogeodezyjnego.

Przy opracowaniu programów dla wymienionych szkół kierowano się przede wszystkim myślą, by zadowolić wymagania poszczególnych instytucji. W dziedzinie szkolnictwa goedezyjnego trzeba więc było budować wszystko od nowa, zdobywać doświadczenia i dostosowywać je do własnych warunków, kształcąc fachowców dla ciągle rosnących potrzeb i wymagań. W trudnym początkowo okresie nie można było myśleć o jakimś większym postępie w sensie naukowym; rozwój w sensie fachowym był jednak naprawdę duży i we wszystkich dziedzinach pracy uzyskano znaczny postęp.

Wykonane prace są ogromne i do dziś czekają na naukowe opracowanie tego materiału i ocenę jego wartości. W okresie początkowym, z wyjątkiem kilku podręczników dla szkół wyższych i średnich, nie ma ważniejszych publikacji z dziedziny geodezji. Z publikacji fachowych stałych w okresie pomiędzy pierwszą a drugą wojną światową wychodziły pisma geodezyjne, które odegrały wielką rolę w kształceniu naukowym geodetów; opublikowano w nich kilka wartościowych prac naukowych.

W latach 1919—1922 wychodziło pismo „Glasilo geometara kraljevine Srba, Hrvata i Slovenaca", którego redaktorem był Vladimir Filkuka, profesor Wydziału Geodezyjnego Fakultetu Technicznego w Zagrzebiu. W latach 1922—1928 wychodzi to pismo w Nowym Sadzie (Novi Sad). Od r. 1928 w Belgradzie ukazuje się „Geometarski Glasnik" — organ Stowarzyszenia Geometrów. Pismo wychodziło naprzemian: w Belgradzie i Nowym Sadzie, aż do r. 1941 — do wojny. W latach 1938—1941 wychodzi w Zagrzebiu „Geodetski List", jako organ Stowarzyszenia Cywilnych Inżynierów Geodetów.

W wyzwolonym kraju

Druga wojna światowa i okupacja zniszczyła prawie doszczętnie dorobek jugosłowiańskich instytucji geodezyjnych. Największe straty poniósł Wojskowy Instytut Geograficzny, który po raz drugi w swojej historii, w stosunkowo małym odstępie czasu, musiał prawie wszystko zaczynać od nowa. W cywilnych instytucjach geodezyjnych sytuacja przedstawiała się podobnie.

Terytorium jugosłowiańskie powiększyło się po wyzwoleniu przez przyłączenie obszarów zamieszkałych przez nasze narody, jak na przykład Istrię, wyspy Cres, Losinj i Lastovo, w Dalmacji zaś miasta Zadar z okolicą. Te części kraju były od końca pierwszej wojny światowej pod zaborem włoskim.

Należy nadmienić, że organizacja wewnętrzna administracyjno-polityczna miała wielki wpływ na późniejszy rozwój geodezji i kartografii w Jugosławii.

Zamiast dawnej administracji centralnej, dzisiejsza Jugosławia jest zjednoczoną federacją narodów równouprawnionych. Liczy sześć republik: Serbię, Chorwację, Słowenię, Bośnię i Hercegowinę, Macedonię i Czarnogórę. W każdej republice służba geodezyjna zorganizowana jest zupełnie niezależnie. Stosunki ekonomiczne, większe czy mniejsze opóźnienie rozwoju technicznego, stan zaopatrzenia i kadr oraz prac geodezyjnych i kartograficznych wpłynęły tak na organizację cywilnej służby geodezyjnej, jak również na sposoby rozwiązania problemów, z którymi te nowe organizacje musiały się zetknąć.

Powstała zupełnie nowa sytuacja pod względem ekonomicznym i politycznym. Kraj zniszczony przez wojnę wymagał szybkiej odbudowy i zapoczątkowania normalnego życia. W początkowym okresie odbudowy kraju przeprowadzona została reforma rolna i akcja osiedleńcza na obszarach zamieszkałych dawniej przez niemiecką mniejszość narodową. Geodeci odegrali ważną rolę we wszystkich tych pracach. Te prace geodezyjne okresu powojennego miały zasadnicze znaczenie dla młodego państwa socjalistycznego. Toteż bezpośrednio po wojnie nie można było nawet pomyśleć o tym, by podjąć przerwane wojną prace nad pomiarem państwa i prowadzić je dalej dawnymi sposobami. Prace przy osadnictwie, reformie rolnej i podkładach geodezyjnych dla celów projektowania napotkały na liczne trudności w związku ze zniszczeniem materiałów pomiarowych, względnie z powodu nieaktualnego stanu zachowanych materiałów. Inną trudnością były zmiany systemu podatkowego — brak powiązania go z katastrem oraz zmiany w stanie posiadania na wsi itp. Kierunki działalności geodetów w zakresie pomiaru państwa nie były opracowane. Jednak już w pierwszych latach po wyzwoleniu rozpoczęto pracę nad mapami w skali 1:5000 i 1:25 000 na podstawie istniejących planów nowego pomiaru Serbii. W okresie tym Główny Zarząd Geodezji wydał instrukcję o wykonaniu podstawowej mapy państwa w skali 1:5000.

W r. 1948 następuje zasadniczy przełom, gdyż prezydent Republiki — Tito dał służbie geodezyjnej w skupszczynie ściśle określone zadanie, mianowicie: rozwiązanie sprawy ogólnego pomiaru państwa. W tymże roku następują też ważne zmiany w rolnictwie i w stosunkach na wsi. Zarzucono tendencje kolektywizacji za wszelką cenę, zostawiając te sprawy decyzji samorządu.

Choć służba geodezyjna w okresie do r. 1948 zajmowała się właściwie zleconymi jej zadaniami, wykonała ona jednak sporo prac w dziedzinie podstawowych pomiarów geodezyjnych: triangulacji i niwelacji. Pomimo trudnych warunków, braku fachowców i przyrządów geodezja i kartografia osiągnęły sukcesy w swej pracy.

Oprócz fakultetu w Zagrzebiu, założony został Wydział Geodezyjny na Fakultecie Politechnicznym w Ljubljanie w r. zaś 1947 sekcja geodezyjna na Fakultecie Budowlanym w Belgradzie. W każdej republice została założona średnia szkoła geodezyjna. Szkoły te dały już niemałą ilość kadr z kwalifikacjami średnimi i wyższymi.

Urzędy geodezyjne republik ludowych rozpoczęły intensywne prace nad triangulacją II i niższych rzędów, nad odnowieniem niwelacji, jak również przy pomiarach zniszczonych miast i osiedli w celu oparcia ich odbudowy na nowoczesnych osnowach geodezyjno-regulacyjnych. Główny Urząd Geodezyjny z Wojskowym Instytutem Geograficznym przejęły pracę nad odnowieniem i dopełnieniem sieci triangulacji podstawowej od granicy włoskiej do Albanii, gdzie sieć podstawowa była bardzo źle wykonana (ostre, wydłużone trójkąty).

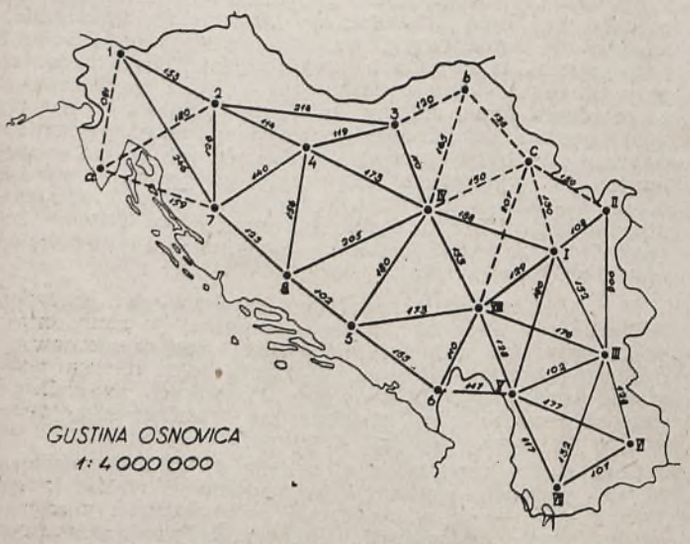
W północnej części kraju przeprowadzono liczne dodatkowe pomiary w sieci podstawowej dla zmniejszenia odchyłek w zamknięciach figur i dostosowania dokładności tej sieci do przyjętych norm międzynarodowych.

Przeprowadzono też nowe wyrównanie sieci w północnej części kraju w celu zmniejszenia odchyłek w sieciach niższych rzędów. Zadecydowano uzupełnienie sieci podstawowej w ten sposób, by można było z niej korzystać także w celach naukowych, choć w stanie dotychczaso-

Rys. 6. Rozmieszczenie baz w sieci podstawowej

wym do celów praktycznych zupełnie była ona wystarczająca.

W tym celu Instytut Geograficzny wykonał pomiary 8 nowych baz, których rozmieszczenie przedstawione jest na rysunku 6. Rysunek 7 przedstawia gęstość baz geodezyjnych w Jugosławii. Rzymskimi cyframi oznaczone



Rys. 7. Gęstość baz w sieci podstawowej

są bazy pomiarów wykonanych w latach 1904—1922—1924, arabskimi zaś cyframi pomiary z lat 1950—1956. Pomiary wykonano drutami Jaederina, osiągając bardzo wysoki stopień dokładności podany w przytoczonej niżej tablicy.

Przy pomiarach kątów na równinnych terenach na północy kraju stosowano żelazne wieże przenośne, bardzo przydatne w sieciach niższych rzędów; dla sieci I rzędu stosowano słupy murowane. Sygnalizację przeprowadzono przy pomocy heliotropów, pomiary zaś kątowe teodolitami T_3 Wilda, a metodą Schreibera. Średnie błędy wynoszą: pomiaru kąta m_o — 0",69; średniej arytmetycznej m — 0,24; zamknięcia trójkąta — 0"25 (według wzoru Ferrera wynosi m — 0"45).

Tablica 1

L.p.	Nazwa bazy	m_k	dokładność względna
1	Radowljica	1,21 mm	1 : 940 000
2	Zagreb	0,38 mm	1 : 2 600 000
3	Osijek	0,19 mm	1 : 5 200 000
4	Okucani	0,23 mm	1 : 4 350 000
5	Mostar	0,30 mm	1 : 3 300 000
6	Titograd	0,36 mm	1 : 2 800 000

Wszystkie te nowe prace nad triangulacją wykonano według nowych przepisów technicznych wydanych przez Związkowy Urząd Geodezyjny (Sawezna Geodetska Uprava). Są to „Pravilnik o drzavnom premjeru, I deo Triangulacije — Beograd 1951. (Instrukcja o pomiarze państwowym Cz. I. Triangulacje — Belgrad 1951) oraz Uputstva za izvrsenje naknadnih mjerenja na trigonometrijskoj mrezi I. reda — Beograd 1956 (Instrukcja dla wykonywania pomiarów dodatkowych w sieci triangulacyjnej podstawowej, Belgrad 1956). Na podstawie już wykonanych prac nad pomiarami szczegółowymi, przede wszystkim nad pomiarem miast, dla których wymagano większej dokładności liniowej (przeciętnie w granicach od 1:5000), można było stwierdzić, że istniejąca sieć triangulacyjna wystarcza dla potrzeb praktycznych.

Niwelacja

Wspomniano wyżej, że niwelacja WGI z Wiednia miała jedynie wartość historyczną. Z tego to względu, poczynając od r. 1948 odnowiono całkowicie niwelację precyzyjną (rys. 8) na obszarach Słowenii, Chorwacji, częściowo na obszarze Bośni. W latach 1955—1957 odnowiono niwelację na obszarach Serbii, Macedonii i Czarnogóry o łącznej długości sieci około 1700 kilometrów. W pracy tej brali udział geodeci poszczególnych republik, dla których wykonanie solidnej niwelacji podstawowej miało zasadnicze znaczenie ze względu na niwelację niższych rzędów, tak potrzebne w związku z intensywnym rozwojem gospodarczym kraju.

Prace niwelacyjne wykonano według współczesnych zasad dotyczących niwelacji precyzyjnej według instrukcji wydanej przez Centralny Urząd Geodezyjny (Sawezna Geodetska Uprava). Zgodnie z zaleceniami Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej wzdłuż sieci niwelacyjnej przeprowadzane są pomiary grawimetryczne.

Podstawowe prace grawimetryczne

Punktem wyjściowym jugosłowiańskiej sieci grawimetrycznej jest lotnisko w Zemunie (Beograd). Punkt ten połączony został z punktem grawimetrycznym w Paryżu. Schemat jugosłowiańskiej podstawowej sieci grawimetrycznej przedstawiony jest na rysunku 9.

Sieć składa się z 15 punktów, które między sobą razem z grawimetrycznym punktem wyjściowym tworzą 14 zamkniętych poligonów. Pomiary wykonano w latach 1952—1953 co najmniej dwukrotnie grawimetrami Wordena.

Oprócz wyżej wymienionej sieci podstawowej wyznaczono jeszcze około 250 punktów drugiego rzędu położonych w odległościach co 10 km. Od r. 1954 prowadzone są pomiary grawimetryczne wzdłuż ciągów niwelacji precyzyjnej. Wykonano dotychczas pomiary dla sieci długości około 4500 km, z przeciętną gęstością stanowisk 0,8 km.

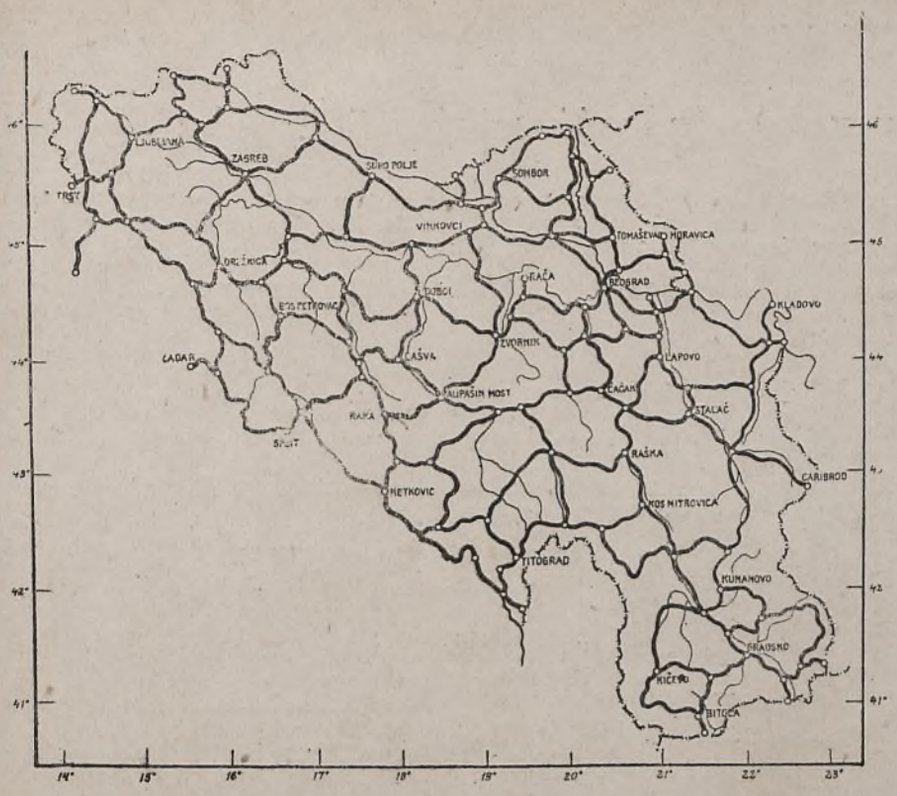
Prace astronomiczne

Prace astronomiczne podobnie jak i prace grawimetryczne rozpoczęto w r. 1954. Stosunkowo późne rozpoczęcie tych prac wywołane było brakiem potrzebnej aparatury oraz przyrządów, w pewnej zaś mierze również koniecznością wykształcenia potrzebnej ilości geodetów. Pomiary astronomiczne wykonano na podstawach geodezyjnych, wyznaczono więc 12 punktów Laplace'a (φ, λ, A), podczas gdy na 10 punktach wyznaczono (λ, A). Pomiary wykonywano przyrządami Askania, instrumentem przejściowym i uniwersalnym oraz teodolitem precyzyjnym T_4 Wilda.

Pomiary geomagnetyczne

Jak już wspomniano, Jugosławia nie posiadała wykonanych pomiarów geomagnetycznych. Organizację tej pracy przerwała wojna, okupant zaś wywiózł wszystkie przyrządy i urządzenia zakupione dla potrzeb obserwatorium geomagnetycznego oraz dla wykonania pomiarów geomagnetycznych. Obecnie obserwatorium geomagnetyczne zbudowane zostało niedaleko Belgradu. Zakupiono potrzebne instrumenty i wykształcono niezbędnych fachowców.

Ten krótki przegląd podstawowych prac geodezyjnych przedstawia tylko część działalności geodezyjnej w Jugosławii. Urzędy geodezyjne (geodetska uprave) republik lu-



Rys. 8. Odnowiona niwelacja precyzyjna

dowych od czasu wyzwolenia do chwili obecnej rozwinęły bardzo żywą działalność w następujących dziedzinach:

1. Wykonanie sieci triangulacyjnej niższych rzędów: (II, III, IV).

2. Wykonanie sieci niwelacyjnych dla potrzeb technicznych różnego rodzaju.

3. Wykonywanie map dla różnego rodzaju projektów.

4. Rewizja katastru i reambulacja planów katastralnych.

5. Wykonanie nowego pomiaru państwa na obszarach Serbii i Macedonii, które jeszcze pomiarów nie miały oraz na obszarach innych republik — tam, gdzie dawny pomiar graficzny był już przestarzały.

O rozmiarach prac geodezyjnych świadczyć mogą następujące dane:

Do wyzwolenia sieć triangulacyjna II rzędu obejmowała tylko około 49% terytorium państwowego. Po wojnie sieć II rzędu wykonano dla reszty kraju, to znaczy — 131 290 km². Sieć triangulacji III i IV rzędu wykonana jest na obszarze 200 000 km², a więc około 15% obszaru Jugosławii pokryte zostało triangulacją szczegółową. Większą część tej osnowy wykonana została przy użyciu żelaznych wież przenośnych własnej konstrukcji, wysokości od 22 — 30 m. Korzystano też z metod precyzyjnej poligonizacji paralaktycznej, przeważnie w Chorwacji i Słowenii, szczególnie dla potrzeb projektowania i regulacji biegu rzek.

Nowe metody pomiarów znalazły w Jugosławii szerokie pole zastosowania. Wielkie obszary naszego kraju, które pod względem rozwoju gospodarczego pozostały w tyle, długo by jeszcze musiały czekać na kartografowanie swojej ziemi, gdyby nie stosowano fotogrametrii i optycznych pomiarów długości. Dużej części Jugosławii, na obszarach karstu, a jest to prawie jedna trzecia naszego terytorium — nie można w ogóle zdejmować inną metodą, jak fotogrametrycznie. Pomiary długości zaś można robić tylko optycznie. A właśnie w tych częściach kraju wybudowane zostały liczne elektrownie wodne i inne obiekty przemysłowe.

Jugosławia rozporządza dziś dostateczną liczbą przyrządów fotogrametrycznych, posiada również odpowiedni zespół fachowców i naukowców i może wykonać wszystkie postawione zadania.

W Belgradzie istnieje samodzielny Instytut Fotogrametryczny dysponujący licznymi kadrami fachowców i zestawem instrumentów. Ponadto zaś każdy Urząd Geodezyjny poszczególnych republik ma własny wydział fotogrametryczny; w Zagrzebiu na fakultecie geodezyjnym istnieje Instytut Fotogrametryczny, niezbyt wielki, lecz zaopatrzony według nowoczesnych wymagań. Przyrządy są przeważnie konstrukcji Wilda, starsze i nowsze typy, w zestawie narzędzi znajduje się również i stereoplanigraf Zeissa i aerotopograf München.

Pomiary szczegółowe wykonywane były na ogół dla zaspokojenia bieżących potrzeb. Istniała już jednak osnowa geodezyjna, toteż wykonane prace można uważać za część jednej całości. Po wyzwoleniu wykonano wiele pomiarów miast, pilnych ze względu na potrzeby regulacji i projekty urbanistyczne. Potrzeby te wynikały z szybkiego rozwoju miast wzrastających w wyniku uprzemysłowienia kraju. Dla ilustracji można przytoczyć, że na przykład miasto Zagrzeb powiększyło swój obszar więcej niż czterokrotnie z 60 do 260 km². Podobnie przedstawia się sytuacja w stolicach innych republik, jak Sarajewo, Skoplje, Titograd jest miastem nowym. Obecnie wykonuje się ponownie pomiar Belgradu, który nie ma jednolitych planów, zdjęcia zaś zrobione przed wojną uległy zniszczeniu. Przygotowuje się wykonanie pomiarów Ljubljany i Zagrzebia.

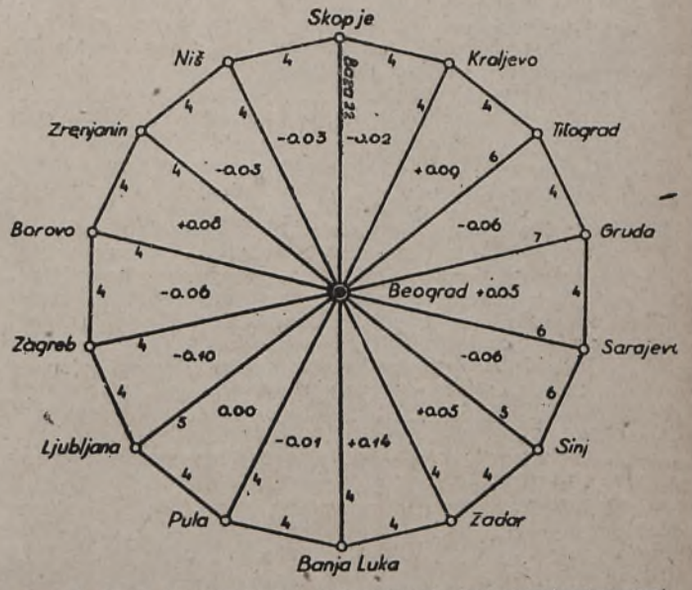
W okresie po wyzwoleniu cywilna służba geodezyjna wykonała następujące pomiary szczegółowe:

w skali 1:10 000 dla obszaru 54 000 km²,
w skali 1:5000 dla obszaru 15 000 km²,
w większych skalach dla obszaru 10 000 km².

Najczęściej stosowano metodę fotogrametryczną.

Dla map w większych skalach stosuje się metody klasyczne.

Na wszystkich planach nowego pomiaru wkreślane są warstwice. Oprócz wspomnianych prac na obszarze całego kraju przeprowadzona została rewizja katastru, reambulacja istniejących planów katastralnych oraz nowa klasyfikacja gruntu. O rozmiarach prac można sobie wyrobić pogląd,



Rys. 9. Szkic schematyczny podstawowej sieci grawimetrycznej

jeżeli się weźmie pod uwagę, że Jugosławia posiada wielką ilość gospodarstw małorolnych i karłowatych (50,4 miliona działek na 25 milionów ha).

Ta wielka aktywność w dziedzinie geodezji odzwierciedla się — choć może w sposób niewystarczający — również w działalności naukowej i publicystycznej. Prawie dla wszystkich dziedzin geodezji istnieją dziś potrzebne podręczniki, liczne monografie, a w piśmie naukowo-fachowym „Geodetski List" publikowane są liczne fachowe i naukowe prace omawiające współczesną problematykę działalności geodezyjnej w Jugosławii.

Kand. nauk techn. mgr inż. Stanisław Szpetkowski
Mierniozy górniczy

Ustalenie wzoru na dokładność orientacji kopalni

Zagadnienie określenia dokładności orientacji kopalni nie jest rzeczą nową w literaturze technicznej. Próby ujęcia wielkości błędu orientacji jako funkcji szeregu błędów składowych powodowanych takimi czynnikami, jak wielkością bazy, głębokością i obciążeniem, stanowiły już dawniej przedmiot prac i rozważań szeregu badaczy niemieckich: Wilskiego, Foxa i Mintropa. Opracowane przez nich wzory określające dopuszczalne różnice wyników przeniesienia kierunku z dwóch niezależnych orientacji zostaną tu przedstawione z uwagi na bardzo bogaty materiał pomiarowy, stanowiący podstawę dla ich ustalenia. Oprócz tego podane zostaną wyniki prac Autora z tej dziedziny poparte danymi udostępnionymi przez przedsiębiorstwa geodezji górniczej pracujące dla górnictwa.

Zagadnienie określenia dokładności orientacji jest rzeczą szczególnie ważną, jeżeli chodzi o przeprowadzenie wstępnej analizy błędu orientacji, to jest określenie spodziewanego błędu przeniesienia kierunku do kopalni na podstawie znanych warunków szybowych. Poruszane zagadnienie jest również aktualne z uwagi na to, że w polskiej geodezji górniczej czynione są obecnie próby ustalenia dopuszczalnych różnic wyników orientacji będącej — jak wiadomo — podstawowym zagadnieniem geodezji górniczej.

W pierwszej części przedstawione zostaną zagadnienia dotyczące orientacji płytszych kopalń, gdzie wpływ działania powietrza odchylającego piony, a zarazem powodującego skręcenie kierunku bazy, to jest linii pionów, może być pominięty.

Błędy orientacji kopalni — uwagi ogólne

Na orientację kopalni wykonaną przy użyciu pionów szybowych (pionowanie mechaniczne) składają się trzy czynności:

1. Odpionowanie 2 punktów z powierzchni do kopalni.
2. Nawiązanie na powierzchni.
3. Nawiązanie w kopalni.

Każdej z tych czynności towarzyszą właściwe jej błędy: pomiarom nawiązania towarzyszą błędy nawiązania M_p i M_d (na powierzchni i w dole kopalni), zaś pomiarom odpionowania kierunku towarzyszy błąd $M_{p_1p_2}$.

Błąd całej orientacji kopalni wyrazić zatem można wzorem:

$$M_o = \pm\sqrt{M^2_{p_1p_2} + M^2_p + M^2_d} \qquad (1)$$

Spośród składowych elementów błędu orientacji najważniejszy wpływ — jak zobaczymy dalej — wywiera błąd przeniesienia (odpionowania) kierunku dwoma pionami szybowymi. Błędy pomiarów nawiązań są w porównaniu z nim stosunkowo nieduże, gdyż dla średnich wielkości baz nie przekraczają łącznie kilkunastu sekund.

W skład błędu przeniesienia kierunku dwoma pionami szybowymi $M_{p_1p_2}$ wchodzą trzy składowe elementy:

— błąd kierunku bazy na powierzchni $m'_{p_1p_2}$

— błąd skręcenia kierunku bazy pod wpływem trwałego czynnika odchylającego piony — m_ξ,

— błąd przeniesienia kierunku bazy na skale szybowe w kopalni — $m''_{p_1p_2}$.

Całkowity błąd przeniesienia kierunku dwoma pionami ująć można wzorem:

$$M_{p_1p_2} = \pm\sqrt{m'^2_{p_1p_2} + m^2_\xi + m''^2_{p_1p_2}} \qquad (2)$$

W dalszym ciągu rozpatrzone zostaną szczegółowo wszystkie składowe elementy błędu orientacji.

Błędy pomiarów nawiązania na powierzchni

Rozpatrzmy wpierw błąd nawiązania na powierzchni z punktu widzenia analizy dokładnościowej. Spośród znanych metod, pomiary nawiązania są przeprowadzane zwykle metodą Weisbacha lub metodą centryczną Autora.

Dla każdej z nich podane zostaną wzory dokładnościowe.

Przy centrycznej metodzie przy użyciu podstawki — średni błąd nawiązania do 2 stałych punktów podaje w sekundach wzór przybliżony:

$$M = \pm\sqrt{\frac{25}{b} + 2\,m^2_\alpha} \qquad (3)$$

gdzie:

b — baza wyrażona w metrach,
m — błąd pomiaru kąta wierzchołkowego na stanowisku.

Przykład 1. przyjmując $m_\alpha = \pm 6''$ obliczyć błąd nawiązania dla bazy $b = 2$ m.

Ze wzoru (3): $M = \pm\sqrt{\frac{25}{2} + 2{,}36} = \pm 9{,}2''$

Przy metodzie Weisbacha błąd średni nawiązania przedstawi w sekundach wzór przybliżony:

$$M = \pm\sqrt{\frac{1^2}{b^2}\cdot m^2_{\measuredangle} + 2\,m^2_\alpha} \qquad (4)$$

gdzie:

l — odległość ustawienia teodolitu od pionu bliższego, wyrażona w metrach,
$m_\measuredangle$ — błąd ostrego kąta nawiązania w sek.,
b, m_α — jak we wzorze (3).

Przykład 2. Dla następujących danych: $l = 4$ m, $b = 2$ m, $m_\measuredangle = \pm 3''$, $m_\alpha = \pm 6''$, — obliczyć błąd nawiązania metodą Weisbacha.

Ze wzoru (4): $M = \pm\sqrt{\frac{16}{4}\cdot 9 + 2{,}36} = \pm 10{,}4''$

Na uwagę zasługuje fakt, że przedstawione powyżej wzory (3) i (4) na średnie błędy nawiązania odnoszą się do nawiązań do 2 punktów stałych.

Błąd kierunku bazy na powierzchni

Przy mechanicznym sposobie przeniesienia kierunku do kopalni wystąpić mogą błędy kierunku bazy na powierzchni. Są one spowodowane tym, że druty pionów dzięki swej sprężystości przyjmują kształt spirali (w rzucie poziomym) lub w przybliżeniu sprężyny. Wyprowadzony na zasadzie wytrzymałości materiałów wzór przybliżony na promień tej sprężyny ma postać następującą:

$$r = 10^6\,\frac{d^4}{R\cdot Q} \qquad (5)$$

gdzie:

r — promień spirali w mm,
d — grubość drutu w cm,
R — promień bębna nawinięcia w cm,
Q — ciężar obciążnika w kg.

Należy zaznaczyć, że wzór powyższy nie uwzględnia możliwości samoczynnego częściowego zwiększenia wielkości R przy rozwijaniu drutu.

W przypadku, gdy oba piony są jednakowe, błąd średni kierunku linii bazowej będzie równy:

$$m_{p_1p_2} = \pm\frac{\varrho}{b}\,\frac{r}{\sqrt{2}} \qquad (6)$$

Po podstawieniu za r wielkości wyrażonej wzorem (5) otrzymamy:

$$m_{P_1P_2} = \pm \frac{206 \cdot 10^6 \cdot d^4}{b \cdot R \cdot Q\sqrt{2}} \qquad (7)$$

gdzie:

b — baza w metrach,
d, R, Q — jak we wzorze (5).

Przykład 3. Dla następujących danych: $d = 0{,}1$ cm, $b = 2$ m, $R = 15$ cm, $Q = 50$ kg, należy obliczyć błąd kierunku bazy na powierzchni.

Ze wzoru (7): $$M_{P_1P_2'} = \pm \frac{206 \cdot 10^6 \cdot 0{,}1^4}{2 \cdot 15 \cdot 50 \cdot 1{,}41} = \pm 9{,}7''$$

Jak widać z tego przykładu, wielkość tego błędu jest dość duża i niestety nie można go uniknąć ani zmniejszyć bez zwiększenia obciążenia lub bazy z uwagi na stałość położenia drutów na powierzchni.

Czynniki powodujące błędy odpionowania

Na błąd mechaniczny przeniesienia kierunku do kopalni może wpływać duża ilość czynników powodujących wychylenia pionów z dokładnie pionowego położenia. Wychylenia takie mogą mieć miejsce już na powierzchni, w kominie szybowym bądź też na głębokości orientowanego poziomu.

Do czynników powodujących błędy mechanicznego odpionowania punktu, a zatem i błędy przeniesienia kierunku do kopalni należy zaliczyć:

1. Szybkość przepływu powietrza w szybie — v (i związaną z tym głębokość orientacji H oraz ciężary obciążników Q).
2. Ilość pośrednich poziomów (związek z działaniem powietrza).
3. Rozmieszczenie pionów w szybie (w związku z przepływem powietrza).
4. Przyciąganie przez masy górotworu.
5. Przyciąganie wskutek istnienia prądów błądzących.
6. Działanie sprężystości drutu (związana z tym grubość drutu i wielkość bębna nawijającego).
7. Sposób zawieszenia pionu (związane z pionem wielociężarowym).
8. Działanie deszczu szybowego (impulsy — uderzenia).
9. Zmiany w strumieniu przepływającego powietrza (impulsy działające na pion w różnej wielkości i zmienne w czasie).
10. Ruch okrętny obciążnika (związany ze sprężystością).
11. Drgania punktu zawieszenia pionu (drgania wieży szybowej).

W punktach 1 — 7 podano czynniki powodujące trwałe jednokierunkowe wychylenie pionów. Punkty 8 — 11 podają czynniki powodujące zmianę przebiegu pionu w szybie w czasie co do kierunku i wielkości wychylenia. Niektóre czynniki powodujące stałe wychylenia pionu będą wymagały bardziej szczegółowego omówienia, gdyż jak wykazała praktyka są one najbardziej istotną przyczyną zniekształcającą wyniki orientacji [1]). Działanie czynników zmiennych może być natomiast w znacznym stopniu wyeliminowane przez zwiększenie ilości obserwacji [2]).

Błąd przeniesienia kierunku z pionów na skale szybowe

Ustalmy teraz błąd kierunku linii miejsc spoczynku pionów w kopalni w wyniku przeniesienia go z pionów szybowych. Jak wiadomo na błąd ustalenia miejsca spoczynku pionów na skalach szybowych mogą wywierać swój wpływ, oprócz poprzednio podanych jedenastu czynników również następujące:

1. Ilość obserwowanych wychyleń pionu (zwykle 11 lub 21).
2. Powiększenie lunety teodolitu — V.
3. Odległość ustawienia teodolitu od pionu l — w metrach.
4. Rodzaj skali i dokładność jej podziału.
5. Nierównoległość płaszczyzny wahań pionu od skali.
6. Nieprostopadłość osi celowej do płaszczyzny skali.

[1]) Do omówienia tych czynników oraz środków zapobiegawczych powrócimy w drugiej części artykułu.
[2]) Szersze omówienie wpływu tychże czynników znajdzie czytelnik w pracy Autora pt. „Centryczne metody orientacji kopalń". PWN Warszawa, 1956.

Zestawienie różnic kierunków z dwóch orientacji

Nr	Kopalnia	Wykonawca	Warunki pomiaru: Głębokość w m	Baza w m	Obciąż. w kg	Metoda nawiązania (orientacji)	Różnica kierunków	Różnica kierunków zredukowana Rz	Dopuszczalna teoretyczna różnica kierunków Δmax	$\delta = Rz - \Delta$ max	$\frac{\%}{100}\frac{\delta}{\Delta \max}$	Uwagi
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	Mszana	inż. Manderla	278	1,442	135	przez 2 szyby i podw. Weisbach	1'16''	1'47''	140''	+ 7''	+ 7	
2	Brzeszcze	inż. Kielk	430	2,434	120	przez 2 szyby i podw. Weisbach	1'01''	1'26''	1'20''	+ 6''	+ 8	
3	Halemba	inż. Janik	430	2,750	250	poczwórny Weisbach	0'29''	0'58''	1'03''	− 5''	− 8	
4	Bolesław Śmiały	inż. Janik	62,5	2,678	90	przez 2 szyby i podw. Weisbach	1'01''	1'26''	1'17''	+ 9''	+12	dość duża rozb. wyników
5	Szyb Richter Siemianowice	inż. Manderla	320	2,984	120	przez 2 szyby Weisbach	0,20''	0'20''	1'06''	−46''	−70	
6	Kłodawa	inż. Żurek	450	2,788	120	przez 2 szyby i podw. Weisbach	0'04''	0'06''	1'11''	−1'05''	−91	
7	Kaz.–Juliusz	inż. Trojanowski	383	2,108	120	przez 2 szyby i podw. Weisbach	0'05''	0'07''	1'226''	−1'19''	−92	
8	Łęczyca	inż. Janik	70	1,417	90	przez 2 szyby i podw. Weisbach	1'30''	2'07''	1'59''	+ 8''	+ 6	
9	Szyb Bańgów Siemianowice	inż. Manderla	206	2,670	120	przez 2 szyby i podw. Weisbach	0'32''	0'45''	1'11''	−26''	−37	
10	Szyb Bańgów Siemianowice	inż. Żurek	340	2,599	120	przez 2 szyby Weisbach	0'56''	1'19''	1'04''	+15''	+24	dość duża rozb. wyników
11	Maciej–Wirek	Spółdz. Miern. Górn.	71	2,167	75	podw. Weisbach	1'14''	1'14''	1'06''	+ 8''	+12	dość duża rozb. wyników
12	Szybik podsadzk. Wirek	T. M.	20	1,221	50	podw. Weisbach	0'26''	0'26''	3'31''	−3'05''	−88	
13	Wapno	autor	455	1,090	60	podw. centryczna	1'43''	1'43''	3'23''	−1'40''	−49	
14	Solno–Inowrocław	P. M. G.	470	1,520	100	podw. centryczna	1'07''	1'07''	2'05''	−58''	−46	
15	Solno–Inowrocław	P. M. G.	470	1,520	100	podw. Weisbach	0'45''	0'45''	2'05''	−1'20''	−64	
16	Wapno	autor	25	1,300	25	poczwórna centryczna	0'12''	0'17''	2'20''	−2'03''	−88	

7. Nierówność drutu pionu (oczka) i obrót wokół jego osi.
8. Warunki pomiaru (oświetlenie, widoczność itp.).

Pomiary doświadczalne przeprowadzone przez Autora pozwoliły na ustalenie wzoru wyrażającego tak zwany pozorny błąd odpionowania punktu (błąd poprzeczny) [3]. Wyraża on błąd średni wyznaczenia miejsca spoczynku pionów z obserwacji jego wahań w kopalni przy pominięciu możliwości trwałego odchylenia pod wpływem sił działających w szybie jednokierunkowo i ze stałą siłą.

Wzór ten ma postać następującą:

$$m_e = \pm \frac{0{,}055}{Q \cdot N}\left(1 + \frac{1}{5}v^2\right) + \frac{0{,}25}{V} \cdot l \qquad (8)$$

Wzór (8) wyraża poprzeczny błąd liniowy w milimetrach.

Ponieważ zwykle pomiary są wykonywane teodolitami o powiększeniu lunety $V \sim 25\times$ i przy $N = 11$, zatem wzór (8) uprości się:

$$m_e = \pm \frac{0{,}0165\,H}{Q}\left(1 + \frac{1}{5}v^2\right) + 0{,}01\,l \qquad (9)$$

Przykład 4. Dla $l = 5$ m, $H = 500$ m i $Q = 100$ kg przy $v = 0$ m/sek wyliczyć błąd miejsca spoczynku pionu.

Ze wzoru (9) $$m_e = \pm \frac{0{,}0165 \cdot 500}{100} + 0{,}05 = 0{,}13 \text{ mm}$$

Błąd kierunku linii miejsc spoczynku pionów w kopalni będzie zatem

$$m_{P_1P_2} = \pm \frac{206''}{b}\sqrt{\frac{m_{e1}^2 + m_{e2}^2}{2}} \qquad (10)$$

gdzie:

m_{e1} — błąd liniowy liczony wg wzoru (9),
m_{e2} — jak wyżej z tym, że za l należy tu przyjmować wielkość $(l + b)$.

Z pewnym przybliżeniem błąd $m''_{P_1P_2}$ można by wyrazić wzorem:

$$m''_{P_1P_2} = \pm \frac{206''}{b}\left[\frac{0{,}0165\,H}{Q}\left(1 + \frac{1}{5}v^2\right) + 0{,}06\right] \qquad (11)$$

W powyższym wzorze uwzględniono fakt, że teodolit ustawia się blisko pionów.

Przykład 5. Wyliczyć błąd przeniesienia kierunku z pionów na skale szybowe dla danych, jak w przykładzie 4 przy bazie $b = 2$ m.

Ze wzoru (11)

$$m''_{P_1P_2} = \pm \frac{206''}{b}\left[\frac{0{,}0165 \cdot 500}{100} + 0{,}06\right] \sim \pm 13$$

Błąd orientacji płytkiej kopalni

Przy przyjęciu założenia, że w kominie szybowym nie będzie występować trwałe skręcenie linii pionów, wówczas wzory (7) i (11) łącznie można by uznać za przedstawiające błąd przeniesienia kierunku pionami mechanicznymi, to jest

$$M_{P_1P_2} = \pm \sqrt{\frac{206''}{b}\left[\frac{0{,}0165 \cdot H}{Q}\left(1 + \frac{1}{5}v\right) + 0{,}06\right]^2 + \frac{d^8 \cdot 10^{12}}{2R^2 \cdot Q^2}} \qquad (12)$$

Wzór (12) można uważać za wiążący dla szybów płytkich i średnio głębokich i przy występowaniu niedużych prędkości przepływu powietrza. Wzór (12) wiąże w ten sposób sześć wielkości: bazę, głębokość, obciążenie, szybkość przepływu powietrza, grubość drutu i promień bębna do nawijania drutu.

[3]) Wzór (8) został wyprowadzony na podstwie licznych pomiarów Autora: patrz praca cytowana poprzednio.

Przykład 6. Obliczyć błąd przeniesienia kierunku pionami szybowymi dla następujących danych: $b = 2$ m, $H = 400$ m, $Q = 80$ kg, $v = 0{,}5$ m/sek, $d = 0{,}125$ cm, $R = 125$ cm.

Ze wzoru (12) otrzymamy:

$$M_{P_1P_2} \sim \pm 23''$$

Celem obliczenia błędu średniego całej orientacji kopalni należy posłużyć się teraz wzorem (1). Błędy nawiązania na powierzchni i w kopalni liczyć można wzorami (3) lub (4) zależnie od przyjętej metody pomiaru. Ponieważ błędy obu nawiązań uznać można w przybliżeniu za jednakowe (nawiązanie do starych punktów), zatem wzór (1) można przedstawić prościej

$$M_o = \pm \sqrt{M_{P_1P_2}^2 + 2M^2} \qquad (13)$$

gdzie M — błąd nawiązania.

Jak widać z powyższego, dla obliczenia średniego błędu orientacji płytkiej i średniogłębokiej kopalni, w której nie występuje szybki przepływ powietrza, należy wziąć pod uwagę tylko trzy wzory: (13), (12) i (3) lub (4).

Dokonując teraz dalszych uproszczeń, a mianowicie przymując grubość pionów $d = 0{,}125$ cm, $R = 12{,}5$ cm $m_\alpha = \pm 6''$ oraz $v = 0{,}0$—$0{,}5$ m/sek, całkowity błąd średni orientacji kopalni wyrazi wzór

$$M_o = \pm \frac{42543}{b^2}\left(\frac{0{,}000272\,H^2 + 191}{Q^2} + \frac{0{,}00198\,H}{Q} + 0{,}0056\right) + \frac{50}{b} + 144 \qquad (14)$$

Wzór (14) przyjmuje, że nawiązanie przeprowadzone zostało sposobem centrycznym. Wyraża on błąd średni w sekundach dla b i H w metrach, zaś Q w kg.

Przykład 7. Dla $b = 2$ m, $Q = 80$ kg, $H = 400$ m, obliczyć błąd średni orientacji.

Ze wzoru (14) $M_o = \pm 26{,}4''$

Różnica kierunków przeniesionych do kopalni w wyniku dwóch niezależnych orientacji wynosi zatem:

$$\Delta = \pm M_o\sqrt{2} \qquad (15)$$

gdzie M_o określa wzór (14).

Za graniczną wielkość różnicy kierunków należałoby przyjmować wielkość 3Δ, zatem za dopuszczalną różnicę kierunków określonych z dwóch orientacji można przyjmować:

$$\Delta_{max} = 3 \cdot \sqrt{2} \cdot M_o \sim 4{,}2\,M_o \qquad (16)$$

Ustalone powyżej wzory (14) — (16) będą miały zatem znaczenie praktyczne.

Pomiary doświadczalne — porównanie wyników

W dołączonej tablicy zestawione zostały wyniki orientacji szeregu kopalń przeprowadzonych przez różnych wykonawców [4]). Warunki pomiaru w szybach były całkowicie odmienne. Stosowano różne wielkości baz, różne obciążenia przy głębokościach od 60—500 m.

Dlatego też porównanie uzyskanych różnic niezależnych orientacji z obliczonymi wielkościami ze wzoru (16) ustalonego poprzednio jest szczególnie cennym materiałem.

W kolumnach od 1—8 tablicy zamieszczone zostały dane z pomiarów. Kolumna 9 podaje tak zwane zredukowane wielkości różnic, to jest sprowadzane do przypadku dwóch orientacji przez jeden szyb, orientacjom wykonywanym przez 2 szyby przypisywano przy tym błąd przeniesienia kierunku równy zeru. W kolumnie 10 podano wielkości graniczne błędu liczone wzorem (16), a dalej różnicę w sekundach i różnicę procentową przy przyjęciu wartości ze wzoru (16) to jest Δ_{max} za wartość porównawczą.

Z przeanalizowania zestawienia można stwierdzić, że z wyjątkiem orientacji nr 4, 10 i 11, różnice wyników dwóch orientacji mieszczą się na ogół w granicach określanych ustalonymi wzorami. Należy zaznaczyć, że uzyskane wyniki

[4]) Większość danych zawartych w tablicy zawdzięcza Autor uprzejmości dyrekcji Przedsiębiorstwa Miernictwa Górniczego w Bytomiu.

orientacji nr 4, 10 i 11 mogą być spowodowane przez działanie powietrza w szybie i przy korzystnych warunkach powinny być one niższe niż otrzymane. Pomijając teraz wyżej wymienione wyniki trzech orientacji, z pozostałych 13 obliczony został przeciętny błąd procentowy wyrażający rozbieżność wyników: praktycznego z pomiaru i teoretycznego ze wzoru (16). Otóż rozpatrywanych 13 orientacji posiada wyniki przeciętnie mniejsze o około 50% od ustalonych wzorem (16). Zgodność taką można przyjąć za zadowalającą. W ten sposób słuszność wzorów (14) — (16) można uznać za udowodnioną, należy jednak przy tym pamiętać, że stosowanie ich jest możliwe dla orientacji płytkich i średnio głębokich kopalń (praktycznie do 500 m) przy spokojnym przepływie powietrza w szybie.

Mgr inż. Kazimierz Bramorski

Punkty nawiązania dla tyczenia tunelu pod Wisłą

Jednym z zasadniczych problemów przy rozbudowie sieci cieplnej w Warszawie było skrócenie połączeń pomiędzy źródłem energii cieplnej znajdującym się na Żeraniu (elektrociepłownia), a odbiorcami tej energii na lewym brzegu Wisły. W szczególności chodziło o możliwie bezpośrednie przeprowadzenie rurociągów z elektrociepłowni na Marymont i Bielany, znajdujące się bardzo blisko Żerania, a odgrodzone od niego jedynie około 800-metrowym pasem Wisły.

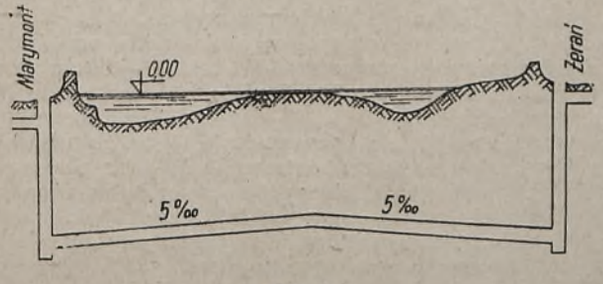
Początkowa koncepcja rozwiązania przewidywała wybudowanie w tym celu specjalnego mostu o lekkiej konstrukcji, który umożliwiłby odpowiednie podwieszenie dwóch przewodów sieci cieplnej, każdy o średnicy 900 mm. Późniejsze opracowanie wykazało, że bardziej ekonomiczne będzie poprowadzenie przewodów tunelem pod Wisłą i to rozwiązanie przyjęto do realizacji.

Niektóre szczegóły budowlane tunelu

Omawiany tunel ma mieć długość 917 m. Na obu brzegach, poza wałami ochronnymi, zaprojektowano po jednym szybie o głębokości około 25 m (rys. 1). Szyby mają średnice w świetle 5 m; ściany żelbetowe o grubości około 1 m. Z każdego szybu wychodzi tunel zaprojektowany ze wzniesieniem 5‰; obydwa przodki mają spotkać się mniej więcej pośrodku Wisły. Tunel będzie położony na głębokości kilkunastu metrów pod dnem rzeki. Ze względu na wysoki poziom wód gruntowych, już szyby muszą być głębione pod sprężonym powietrzem. W tym celu w każdym szybie założone są stropy kesonowe, pod które tłoczone jest sprężone powietrze do komór roboczych. Pod stropy prowadzą śluzy. Po zaawansowaniu budowy, po urobieniu z każdej strony podszybia i kilkunastu metrów tunelu, zostaną założone nowe śluzy w tunelu, a stropy kesonowe w szybach będą usunięte. Jest to ważny szczegół z punktu widzenia prac geodezyjnych, a w szczególności przenoszenia kierunku na przodki.

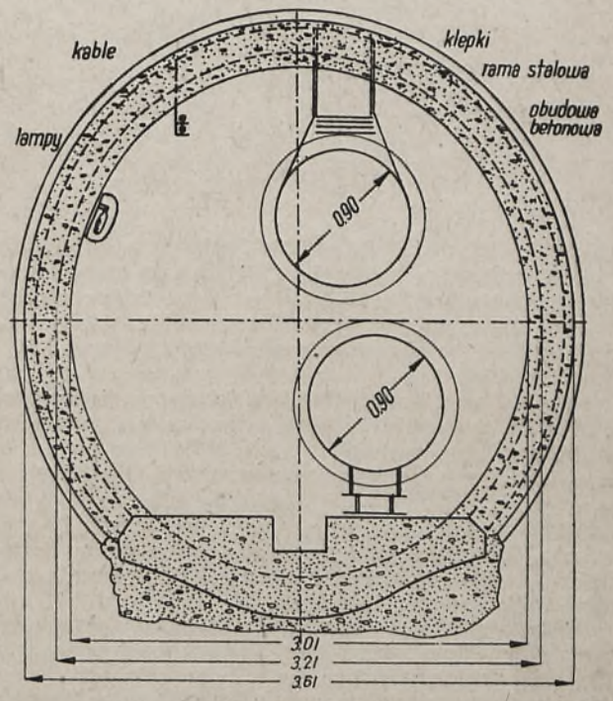
Tunel w przekroju poprzecznym ma mieć kształt eliptyczny (rys. 2) o wymiarach w świetle 2,80 × 3,10 m. Obudowa tunelu ma być wykonana z ram stalowych o przekroju teowym, ustawianych w odstępach metrowych oraz żelbetu o grubości około 30 cm. W tunelu mają być umieszczone dwa przewody sieci cieplnej jeden na podwieszeniu, drugi — na podporach.

Jak widać z rysunku 3, przestrzeń pomiędzy przewodami sieci cieplnej w osłonach, a ściankami tunelu jest dość znaczna. Jest to o tyle ważne, że ewentualny błąd zbicia obu przodków posuwających się ku sobie nie spowoduje nadmiernych komplikacji w ułożeniu przewodów. Z drugiej jednak strony należy pamiętać, że ramy stalowe obudowy



Rys. 1.

tunelu ustawiane będą na bieżąco w obu przodkach, według aktulanie wyznaczanych osi. Ramy te mają zaprojektowane pokrycie warstwą betonu grubości około 10 cm (licząc od wnętrza tunelu). Warstwa ta może być grubsza lub cieńsza w zależności od potrzeby, gdyż nie ma to znaczenia



Rys. 2.

konstrukcyjnego. Dlatego też w miejscu zbicia możemy dopuścić nawet taki przypadek, że z jednej strony warstwa ta będzie bliska zera, z drugiej zaś będzie wynosić około 20 cm. W ten sposób mogą być wyrównane ewentualne błędy przebitki bez żadnych trudności (jak wprowadzanie łuków odwrotnych). Stąd dla dalszych kalkulacji można przyjąć, że błąd poprzeczny przebitki w granicach 200 mm jest całkowicie dopuszczalny.

Jeżeli chodzi o błąd podłużny przebitki, to teoretycznie biorąc, może on być dowolnie duży, nie komplikując budowy w miejscu zbicia przodków. Oczywiście w praktyce błąd ten, nawet przy najmniej dokładnych pomiarach, nie będzie przekraczał wielkości rzędu 1 m.

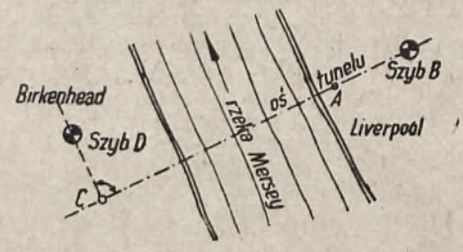
Rozważając przekrój poprzeczny tunelu pod kątem dopuszczalnego błędu wysokościowego przebitki, możemy powiedzieć ogólnie, że granice dla niego (ze względu na sposób rozmieszczenia przewodów) powinny być węższe niż dla błędu poprzecznego. Wydaje się, że do dalszych rozważań należałoby przyjąć jako dopuszczalny błąd wysokościowy wielkości rzędu 100 m.

Różne koncepcje sposobów tyczenia

Na początku rozważań nad wyborem sposobu tyczenia tunelu przeważała opinia, że należałoby zastosować najprostsze rozwiązanie, to jest wytyczyć oś tunelu na obu brze-

gach Wisły, zastabilizować ją trwałymi znakami i następnie przenosić oś każdorazowo w głąb szybów metodą płaszczyzny dwóch pionów (centrycznym sposobem orientacji). Taki sposób tyczenia osi tunelu pod rzeką narzucał się sam przez się zarówno ze względu na swą geometryczną prostotę, jak i dlatego, że istnieje już szereg wzorów w tej dziedzinie, jak na przykład tyczenie tunelu pod rzeką Mersey w Liverpoolu (W. Brytania). Ten ostatni przypadek wart jest szerszego omówienia, jako niemal klasyczny sposób tyczenia tuneli tego rodzaju.

Tunel leży u ujścia rzeki Mersey do Morza Irlandzkiego. Na północno-wschodnim brzegu leży właściwy Liverpool, zaś na południowo-zachodnim brzegu — przedmieście Birkenhead (rys. 3). Odległość w poprzek rzeki wynosi około

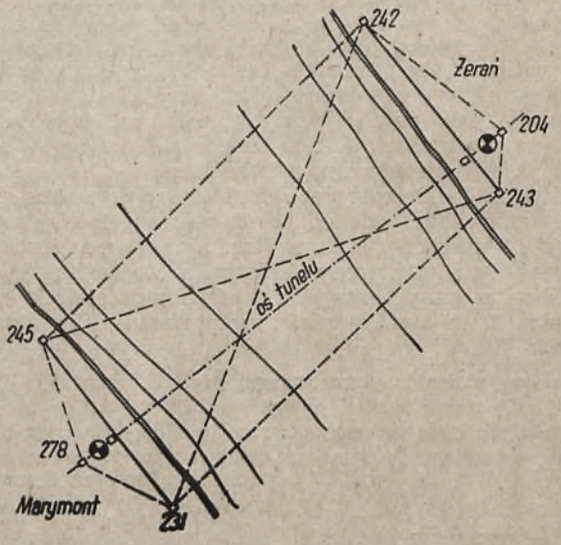


Rys. 3.

¾ mili (ok. 1200 m). Odległość pomiędzy parą pionów opuszczanych w każdym szybie dla przeniesienia kierunku wynosiła około 8 stóp (ok. 2,5 m). Na brzegu Liverpoolu szyb znajdował się na osi tunelu, jednakże wielkie składy i magazyny portowe uniemożliwiały wizurę pomiędzy *A* i *B*. Po stronie Birkenhead szyb musiał być umieszczony z dala od osi tunelu. Oś została uprzednio wytyczona pomiędzy punktami *B* i *C*. Następnie wykonano pomiar na powierzchni pomiędzy środkiem szybu *D* i punktem *C* oraz pomierzono kąt *DCA*. Po przeniesieniu kierunku *DC* na podszybie, tyczono go w sztolni dobiegowej, odłożono odległość *DC*, a następnie zadano kąt *DCA*, uzyskując w ten sposób kierunek osi tunelu. Wszystkie pomiary kątowe wykonywano teodolitem firmy Cook o dokładności odczytu 20″. Mimo tak małej dokładności pomiarów kątowych, błąd przebitki był bliski zera dzięki wyjątkowo korzystnemu zbiegowi okoliczności. Mianowicie obydwa odcinki osi, tyczone z obu stron, odchyliły się w miejscu zbicia o około 1½ cala (ok. 40 mm) w tę samą stronę, co spowodowało, że obie osie zbiegły się niemal bezbłędnie. Błąd wysokościowy wynosił około 0,01 cala (ok. 0,3 mm).

Podobny sposób tyczenia można było zastosować do budowy tunelu pod Wisłą i tak początkowo projektowano: przygotować punkty nawiązania (jako punkty osiowe). Jednakże później, po głębszym rozważeniu wszystkich okoliczności towarzyszących budowie, zaniechano tego sposobu i postanowiono założyć większą ilość punktów nawiązania (konkretnie cztery punkty), odsuwając je możliwie z dala od trasy projektowanego tunelu. Przyczyn takiej zmiany pierwotnej koncepcji oraz założenia punktów nawiązania w sposób pozornie niepotrzebnie skomplikowany było kilka. Przede wszystkim w momencie rozpoczynania budowy, to jest w okresie, gdy należało zdecydować się na taki czy inny sposób rozwiązania, nieznane były jeszcze wszystkie szczegóły projektowanej budowy, na podstawie których można byłoby określić budowlane tolerancje przebitki. Nie wiadomo było jakim sposobem będzie budowany tunel, jaka będzie jego obudowa, jakie będą średnice przewodów c. o. montowanych w tunelu, jakie będą wymiary tunelu w świetle, słowem nie można było ustalić tych wszystkich warunków, jakie służą normalnie do ustalenia dopuszczalnego błędu przebitki. W związku z tym decydując się na ten lub inny sposób rozwiązania, należało myśleć o tym, aby dokładności tyczenia nie były zbyt niskie. Należało zatem w przypadkach wątpliwych decydować się na sposób dokładniejszy, choćby nawet miał on w przyszłości okazać się obliczanym „na wyrost".

Drugą nieprzychylną okolicznością przy wyborze metody tyczenia był fakt, że nie znano dokładnie struktury geologicznej miejsca budowy. Dlatego też, uwzględniając ogólne niekorzystne warunki gruntowe w Warszawie oraz biorąc pod uwagę okoliczność, że przyszły tunel będzie urabiany pod dnem Wisły, że obydwa wały nadbrzeżne narażone są na działanie wysokich wód powodziowych, należało zabezpieczyć się przed spodziewanymi odkształceniami gruntu, wybierając zasadnicze punkty nawiązania z dala od trasy projektowanego tunelu. W przypadku przyjęcia za podstawę tyczenia tunelu punktów osiowych, wyznaczonych uprzednio na powierzchni, konieczne byłoby stabilizowanie zasadniczych punktów nawiązania na wałach po obu stronach Wisły. Umieszczenie punktów osiowych w gruncie rodzimym od strony wody było oczywiście wykluczone, gdyż każdej chwili punkty te mogłyby znaleźć się pod wodą. Stabilizowanie punktów za wałami wymagałoby budowy specjalnych wieżyczek dla umożliwienia wzajemnej widoczności, co niepotrzebnie komplikowałoby całość wykonania. Tak więc jedynym miejscem stabilizacji osi były obydwa wały; w tych też miejscach oś została prowizorycznie utrwalona. Należało jednak liczyć się z tym, że przy przechodzeniu sztolni pod wałem, będzie on ulegał znacznemu odkształceniu, a zatem punkt osiowy będzie zmieniał swoje położenie. Ta okoliczność również wpłynęła na decyzję odsunięcia głównych punktów nawiązania z dala od osi. Punkty osiowe utrwalone na wałach miały służyć jedynie do wstępnego tyczenia osi przy wyjściu z szybów (do zadawania kierunku wdzierki). Dla dalszego tyczenia tunelu zdecydowano się na założenie czterech punktów, po dwa na każdym brzegu, usytuowanych w ten sposób, aby ewentualne odkształcenia wywołane budową nie wpłynęły na przesunięcie punktów (rys. 4).



Rys. 4.

Wybór czworoboku; jego kształt. Punkty przyszybowe

Punkty 231, 245, 242 i 243 miały stanowić czworobok powiązany kątowo tak, aby w przypadku uszkodzenia względnie przesunięcia któregokolwiek znaku, można było korzystać z dwóch pozostałych kierunków założonych w poprzek Wisły. Na przykład w przypadku uszkodzenia punktu 245 można korzystać z kierunku 231—242 lub 231—243; w przypadku uszkodzenia punktu 243, istnieje możliwość korzystania z kierunków 242—245 i 242—231 itp. Dla zapewnienia takiej właśnie możliwości „przerzucenia się" z jednego kierunku nawiązania na inny, konieczne było dobre wzajemne usztywnienie wszystkich kierunków czworoboku przy pomocy obserwacji kątowych o wysokiej dokładności. Przekonamy się z dalszych wywodów, że takie usztywnienie mimo faktu, iż obserwacje wykonywano nad wodą, uzyskano w stopniu więcej niż zadowalającym. To żądanie wzajem-

nego usztywnienia kierunków w czworoboku wpłynęło na potraktowanie go jako sieci niezależnej.

Oprócz punktów czworoboku, stanowiących zasadniczy układ kierunków nawiązania, zaprojektowano po jednym stanowisku przyszybowym (204 oraz 278) usytuowanym na osi tunelu. Punkty te mają służyć do nawiązywania kierunku metodą Weisbacha, dlatego też umieszczono je możliwie blisko szybów, by w ten sposób zapewnić korzystny stosunek odległości $\frac{b}{a}$ (to jest odległości: instrument — bliższy pion, do odległości pomiędzy pionami).

Odległości od stanowisk przyszybowych (204 i 278) do widocznych punktów czworoboku, to jest 242 i 243 na brzegu żerańskim lub też punktów 245 i 231 na brzegu marymonckim powinny być możliwie jak największe, aby zmniejszyć wpływy błędów centrowania instrumentów na stanowiskach przyszybowych. Należy pamiętać, że ze stanowisk tych nie widać innych punktów czworoboku, gdyż zasłania je kilkumetrowej wysokości wał. Wybierając usytuowanie punktów na brzegu marymonckim, można było zastosować dwa różne warianty pokazane na rysunku 5. W pierwszym przypadku otrzymalibyśmy wydłużenie odległości 278—245, co wpływało na zmniejszenie wpływu błędów centrowania na stanowisku 278, jednakże jednocześnie konieczne było dość znaczne odsunięcie stanowiska przyszybowego, co dawało pogorszenie stosunku $\frac{b}{a}$, a w konsekwencji — powiększenie wpływu błędów pomiarów liniowych w trójkątach Weisbacha. Drugi wariant pozwalał na zbliżenie stanowiska do szybu, a więc dawał poprawę stosunku $\frac{b}{a}$, jednocześnie jednak skracał kierunek nawiązania do około 50 mm. Chodziło o wybór korzystniejszego układu z dwóch wariantów możliwych do zastosowania. W tym celu przeprowadzono krótką analizę, której przebieg wyglądał następująco.

Wpływ błędów pomiarów liniowych w trójkącie Weissbacha na nawiązanie kierunku wyraża się wzorem

$$m_\beta = \frac{m_s \cdot \operatorname{tg}\alpha \cdot \varrho}{a}\sqrt{1+\left(\frac{b}{a}\right)^2}$$

gdzie: m_s — średni błąd pomiarów liniowych (praktycznie nie przekracza wartości ± 0,5 mm);

α — kąt ostry w trójkącie Weissbacha pod jakim obserwujemy piony (nie przekracza 3°);

a — odległość pomiędzy pionami (w naszym przypadku $a \approx 4$ m);

b — odległość od instrumentu do bliższego pionu.

W pierwszym wariancie b wynosi około 12 m, w drugim — około 8 m. Podstawiając powyższe wielkości do wzoru na m_β otrzymujemy:

dla I wariantu $m_\beta = 3'',6$
dla II wariantu $m_\beta = 2'',6$

Stąd widać, że przybliżenie się ze stanowiskiem przyszybowym o 2 m daje zmniejszenie wpływu błędów pomiarów liniowych o 1″,0. Jednocześnie jednak następuje pogorszenie wpływu błędów centrowania. Wpływ ten możemy obliczyć ze wzoru

$$M_\varphi = \pm \frac{e}{s\sqrt{2}}\varrho''$$

gdzie: e — błąd centrowania (w naszym przypadku błąd ten może dochodzić do ±1 mm);

s — odległość od stanowiska do punktu nawiązania (w I przypadku $s \approx 200$ m, w drugim $s \approx 50$ m).

Podstawiając powyższe wielkości do wzoru na $M\varphi$ otrzymamy:

dla I wariantu $M\varphi = 0'',7$
dla II wariantu $M\varphi = 2'',9$.

Jak widać skrócenie kierunku nawiązania 278—245 z 200 m na 50 m powiększa wpływ błędów centrowania o 2″,2. A zatem I wariant uznano za korzystniejszy, wybierając dłuższy kierunek nawiązania.

Stabilizacja i pomiar

Po zaprojektowaniu rozmieszczenia punktów, przystąpiono do ich stabilizacji. Znaki wykonywano na miejscu z betonu i rur, utrwalając punkty na głębokości około 2,20—2,40 m. Głowice znaków nadają się zarówno do dokładnej identyfikacji punktów (krzyżyki o grubości linii ok. 0,3 mm), jak i do dokładnej niwelacji (półkulisty kształt głowicy).

Pomiary wykonywano w listopadzie 1957 r. Średni błąd kąta w czworoboku wyniósł ±1″,05. Dla wyliczenia elementów liniowych czworoboku, a stąd — odległości pomiędzy centrami szybów, pomierzono drutami bok 231—245 oraz bok 242—243. Pomiar drugiego boku był właściwie zbędny. Średni błąd pomiaru boku 231—245 o długości 279 m wyniósł ± 0,4 mm, bok 242—243 o długości ok. 335 m pomierzono ze średnim błędem ± 0,9 mm. Oprócz pomiarów elementów czworoboku wykonano pomiary kątowe w trójkątach 278—245—231 oraz 204—242—243, w celu związania stanowisk przyszybowych z punktami nawiązania.

Wyrównanie

Czworobok wyrównano jako siatkę niezależną (orientację i „wpasowanie" siatki w układ współrzędnych m. st. Warszawy omówiono niżej). Wyrównanie czworoboku przeprowadzono metodą zawarunkowaną jako najbardziej prostą dla tego rodzaju siatek. Przy ustawianiu równań uwzględniono jedynie warunki figur oraz warunek boków, pomijając warunek baz. Drugą bazę potraktowano tylko jako kontrolę. Takie potraktowanie nadliczbowego pomiaru liniowego miało swoje uzasadnienie w tym, że chodziło nam tutaj o możliwie bezpośrednie powiązanie obu szybów pod względem kątowym; elementy liniowe nie odgrywały tu większej roli. Zatem wprowadzenie warunku bazowego zniekształciłoby kierunki czworoboku na skutek wzajemnych błędów obu pomiarów liniowych. Prawdopodobnie wpływy tych błędów byłyby bardzo małe, jednakże ta ewentualność nie mogła stanowić argumentu za wprowadzeniem warunku bazowego, innych zaś powodów takiego wyrównania nie było.

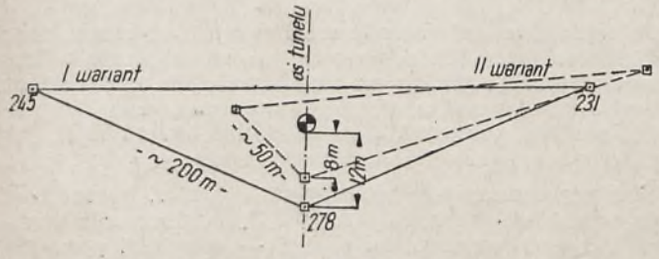
Tylko dla sprawdzenia obliczono bok 242—243 (pomierzony drutami) na podstawie zmierzonej długości boku 231—245 oraz wyrównanych kątów czworoboku. Różnica pomiędzy długością z pomiaru drutami, a otrzymaną z wyliczenia wynosiła ±0,8 mm, a więc mniej niż błąd pomiaru drutami. Tak więc niewprowadzenie do wyrównania warunku bazowego znalazło również swoje uzasadnienie czysto praktyczne.

Wyrównaniu poddano jedynie czworobok złożony z punktów 245, 231, 242 i 243. Trójkątów wiążących końce obu baz z punktami przyszybowymi nie wprowadzano do wyrównania, gdyż figury te mają charakter pomocniczy, zaś pomiary wiążące stanowiska przyszybowe z punktami czworoboku (po jednym na każdym brzegu) będą powtarzane przy każdej orientacji na szybie.

Dla uzyskania azymutu jednego z boków czworoboku (245—242) połączono go pomiarem kątowym z najbliższymi bokami poligonizacji miejskiej zarówno na jednym, jaki i na drugim brzegu. Azymut boku 245—242 przyjęto jako średnią wartość z wyników nawiązań na brzegu żerańskim i na brzegu marymonckim, przy czym różnica pomiędzy obu nawiązaniami wynosiła 5″. W podobny sposób określono współrzędne wyjściowe jednego punktu czworoboku (punktu 245). Różnica we współrzędnych tego punktu z nawiązania do poligonizacji na jednej i na drugiej stronie Wisły wyniosła: w X-ach 26 cm, w Y-ach 31 cm. Oczywiście te wyniki, zarówno co do azymutu jak i współrzędnych, nie mają dla samego tyczenia tunelu żadnego znaczenia, jednakże wskazują one na stosunkowo dobrą zgodność poligonizacji na obu brzegach Wisły.

Powiązanie wysokościowe

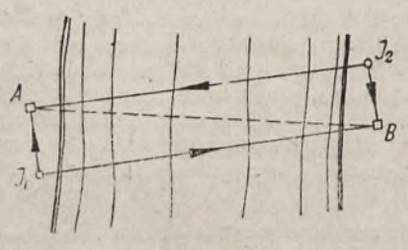
Jako wysokościowe punkty nawiązania, dla prowadzenia tunelu pod względem wysokościowym, mają służyć te same punkty czworoboku, które w tym celu zostały nawiązane niwelacyjnie do najbliższych reperów fundamentalnych istniejących na obu stronach Wisły. Punkty 242 i 243 zostały zaniwelowane w nawiązaniu do reperu fundamentalnego znajdującego się na prawym brzegu Wisły. Punkty 245 i 231 nawiązano do reperu fundamentalnego na lewym brzegu



Rys. 5.

Wisły. Takie ustalenie punktów nawiązania wysokościowego wydaje się w zupełności wystarczające. Niwelacja precyzyjna m. st. Warszawy charakteryzuje się średnim błędem kilometrowym rzędu 0,5—1,5 mm. Powiązania przez Wisłę miały miejsce (idąc od południa na północ) w pobliżu Siekierek, mostem Poniatowskiego, mostem Śląsko-Dąbrowskim, mostem kolejowym koło Cytadeli i pod Bielanami przez łachę; to ostatnie powiązanie, jako najbliższe naszego tunelu, ma dla nas szczególne znaczenie. Wyjście do punktów czworoboku z reperów fundamentalnych gwarantuje, że w międzyczasie nie nastąpiły jakieś bliżej nieznane osiadania reperów. Mimo tych wszystkich argumentów, dla omawianego tu tyczenia tunelu pod względem wysokościowym brak jest bezpośredniego określenia różnicy wysokości pomiędzy punktami nawiązania na obu końcach tunelu. Fakt ten w budownictwie tunelowym jest zawsze mniej lub więcej niepokojący. Aczkolwiek może to się wydać nadmierną ostrożnością, to jednak projektowane jest wykonanie brakującego bezpośredniego określenia różnicy wysokości pomiędzy punktami 242 i 243 z jednej strony oraz punktami 245 i 231 z drugiej. Przewiduje się następujący sposób wykonania.

Na obu brzegach Wisły (rys. 6) zostaną wybrane stanowiska niwelatora I_1 i I_2 w ten sposób, aby zachowany był warunek $I_1A = I_2B$ oraz $I_1B = I_2A$, gdzie A i B oznaczają



Rys. 6.

wybrane punkty z założonego uprzednio czworobku (np. punkty 245 i 242 na rys. 6). Odległości I_1A i I_2B powinny być rzędu 10—20 m.

Ze względu na znaczne długości celowych I_1B oraz I_2A będą użyte niwelatory o możliwie dużym powiększeniu lunety powyżej 40 × np. ZSRR HA-1, Zeiss Ni 004 lub Wild N3. Niwelatory muszą być dokładnie zrektyfikowane. Dla umożliwienia odczytania łat przy tak dużych odległościach, trzeba będzie używać łat specjalnych z przesuwalnymi tarczami celowniczymi (z blachy lub dykty) zaopatrzonymi w okienko i wskaźnik. Tarczę taką przesuwa pomiarowy zgodnie z sygnałami obserwatora, a następnie wykonuje odczyt na łacie.

Niwelacja ma być wykonana jednocześnie dwoma niwelatorami ustawionymi na stanowiskach I_1 i I_2. Po wykonaniu niwelacji na każdym stanowisku dwukrotnie, przy dwóch horyzontach niwelatora, niwelatory mają być zamienione miejscami (niwelator z I_1 na I_2 i odwrotnie).

Różnice wysokości reperów A i B będą obliczone zwykłą drogą jako różnice odczytów łaty wstecz i w przód. W ten sposób otrzymamy 8 wyników (po 4 wyniki każdym niwelatorem). Średnia uzyskana z obserwacji jednym niwelatorem (dwa wyniki ze stanowiska I_1 oraz dwa — ze stanowiska I_2) stanowi wartość różnicy wysokości między punktami A i B po wyeliminowaniu pozostałości błędów niwelatora oraz — w znacznym stopniu — wpływów refrakcji. Porównując wynik (średnią z 4) uzyskany jednym niwelatorem, z wynikiem uzyskanym drugim niwelatorem, będziemy mieli dostateczny — w danym przypadku — sprawdzian dla oceny średniego błędu całego zabiegu. Do obserwacji należałoby wybrać dzień możliwie bezsłoneczny, godziny poranne lub popołudniowe. Należy zwrócić szczególną uwagę na to, aby każdorazowe ustawienie na ostrość przy odczycie z I_1 na B oraz z I_2 na A było możliwie identyczne w celu wyeliminowania ewentualnych ruchów osi celowej. W tym celu wystarczy zrobić kreski ołówkiem przy śrubie ogniskującej.

Projektowane bezpośrednie określenie różnic wysokości reperów na obu brzegach, sposobem przedstawionym pokrótce wyżej, powinno dać nam całkowitą pewność przy tyczeniu tunelu pod względem wysokościowym.

Analiza koniecznych dokładności pomiarów w zależności od tolerancji budowlanych

Znając układ punktów nawiazania, sposób tyczenia tunelu oraz dopuszczalny błąd przebitki, możemy wyprowadzić konieczne dokładności pomiarów nawiązania w szybach oraz konieczne dokładności pomiarów liniowych, kątowych i niwelacyjnych w tunelu. W tym celu będziemy rozpatrywać związki funkcyjne pomiędzy błędami pomiarów, a błędami zbicia omawianego tunelu.

Dla powyższego celu założymy, że pomiary na powierzchni wykonywane każdorazowo przy orientacji na szybach, będą wykonywane na punktach 278, 245, 242 i 204. Założenie takie jest o tyle słuszne, że punkty 245 i 242, jako leżące dalej od szybów niż punkty 231 i 243, dają lepsze warunki: dłuższe kierunki nawiązania oraz większą pewność punktów, gdyż leżą one dalej od osi robót.

Na błąd poprzeczny przebitki złożą się błędy pomiarów liniowych boków 278—245 i 242—204, błędy pomiarów kątowych na stanowiskach 278, 245, 242 i 204, dalej błędy orientacji na obu szybach, wreszcie błędy pomiarów w tunelu wykonywanych z obu końców na zbicie. Ponieważ wszystkie rozpatrywane błędy mają przede wszystkim charakter błędów przypadkowych, wobec tego błąd poprzeczny przebitki możemy wyrazić następującym wzorem:

$$m_u^2 = m_{u_1}^2 + m_{u_2}^2 + m_{u_3}^2 + m_{u_4}^2 + m_{u_5}^2 + m_{u_6}^2$$

gdzie: m_{u_1} — wpływ błędów pomiarów boków 278—245 i 242—204;
m_{u_2} — wpływ błędów pomiarów kątów na stanowiskach 278, 245, 242 i 204;
m_{u_3} i m_{u_4} — wpływy błędów orientacji w szybach;
m_{u_5} i m_{u_6} — wpływy błędów pomiarów w obu częściach tunelu.

Chcąc wyprowadzić zależności pomiędzy błędami pomiarów, których funkcją jest wielkość m_u, a dopuszczalnym błędem poprzecznym przebitki Δ_u, należy przyrównać ten ostatni z granicznym błędem przebitki, z jakim możemy mieć do czynienia w wyniku błędów pomiarów. A zatem

$$\Delta_u = 3\, m_u$$

Stąd

$$\Delta_u^2 = 9\, m_u^2 = 9\,(m_{u_1}^2 + m_{u_2}^2 + m_{u_3}^2 + m_{u_4}^2 + m_{u_5}^2 + m_{u_6}^2)$$

Wielkości znajdujące się po prawej stronie równania mogą kształtować się wzajemnie w różny sposób; tak więc tym samym wielkościom Δ_u może odpowiadać nieskończona ilość kombinacji m_{u_1}, m_{u_2}, m_{u_3}, m_{u_4}, m_{u_5} i m_{u_6}. Nie popełnimy jednak wielkiego błędu, jeżeli dla celów analizy koniecznych dokładności założymy, że wpływy różnych części pomiarów mają być mniej więcej jednakowe. Takie założenie uprości nam znakomicie dalszy rachunek. Otrzymamy mianowicie:

$$m_{u_1} = m_{u_2} = m_{u_3} = m_{u_4} = m_{u_5} = m_{u_6}$$

Wielkości te jako równe sobie oznaczymy ogólnie przez m'_u
A stąd

$$\Delta_u^2 = 9\, m_u^2 = 9 \cdot 6\, m_u'^2 = 54\, m_u'^2$$

Czyli

$$m_u' = \frac{\Delta_u}{\sqrt{54}} = \frac{\Delta_u}{7{,}35} = 0{,}136\, \Delta_u$$

Wielkość m'_u stanowi wskaźnik dokładności dla poszczególnych części konstrukcji geometrycznej wiążącej omawianą przebitkę, w zależności od dopuszczalnego błędu tej przebitki, wynikającego z tolerancji budowlanych. Zakładając dopuszczalny poprzeczny błąd przebitki $\Delta_u = 200$ mm, otrzymamy

$$m_u' = 0{,}136\, \Delta_u = 27\ \text{mm}$$

Rozpatrzymy obecnie, jakie skutki pociąga za sobą tak ustalony wskaźnik dokładności, to jest jakie dokładności poszczególnych części pomiarów gwarantują utrzymanie przebitki w ramach ustalonej tolerancji ($\Delta_u = 200$ mm).

Wpływy błędów pomiarów boków 278—245 i 242—204 mają być nie wieksze niż $m_{u1} = 27$ mm. Ponieważ chodzi tu o wpływy błędów pomiarów dwóch boków, stąd oczywiście można powiedzieć, że średni błąd pomiaru każdego z tych boków nie może być większy niż $\frac{m_{u1}}{\sqrt{2}}$ to znaczy 19 mm.

Z kolei odpowiemy sobie na pytanie, z jaką dokładnością mają być mierzone kąty na stanowiskach: 278, 245, 242 i 204. W tym przypadku chodzi nam o ocenę błędu, z jakim możemy wyznaczyć kierunek z punktu 204 w stosunku do kierunku wyznaczonego z punktu 278, który możemy traktować jako bezbłędny. Odległość pomiędzy punktami 204 i 278 jest rzędu 900 m; na takiej odległości poprzeczne wychylenie nie może przekraczać $m_{u2} = 27$ mm.
Stąd

$$m\,\alpha = \frac{m_{u_2} \cdot \varrho}{L} = \frac{27 \cdot 206\,265}{900\,000} = 6''$$

Ta wielkość kątowa rozkłada się na cztery kąty, stąd średni błąd kąta na każdym stanowisku nie powinien przekraczać wielkości

$$m_\beta = \frac{m_\alpha}{\sqrt{4}} = \frac{6''}{2} = 3''$$

Z kolei określimy konieczną dokładność orientacji na każdym z szybów. Mamy zależność

$$m_{u_3} = m_{u_4} = m_u' = \frac{m_\varepsilon''}{\varrho''} L$$

gdzie: $m''\varepsilon$ — ogólny błąd orientacji;
L — odległość od szybu do miejsca zbicia.
Stąd

$$m_\varepsilon'' = \frac{m_u' \cdot \varrho''}{L} = \frac{27 \cdot 206\,265}{450\,000} = 12''$$

Na zakończenie wyprowadzimy konieczną dokładność pomiarów kątowych w tunelu. Ponieważ tunel jest prostoliniowy, a więc i ciągi poligonowe w tunelu będą prostoliniowe i mogą być równoboczne; wobec tego wpływ pomiaru takich ciągów na wychylenie poprzeczne wyrazi się wzorem

$$m_{u_5} = m_{u_6} = m_u' = \frac{m_\beta''}{\varrho} L \sqrt{\frac{n}{3}}$$

gdzie: m_β — średni błąd kąta;
L — odległość od szybu do miejsca zbicia:
n — ilość kątów w ciągu.

Zakładając boki o długości około 100 m, otrzymamy $n = 5$. Stąd

$$27\ \text{mm} = \frac{m_\beta''}{\varrho} 450\ \text{m} \sqrt{\frac{5}{3}}$$

A zatem

$$m_\beta'' = \frac{27 \cdot 206\,265}{450\,000 \sqrt{\frac{5}{3}}} = 10''$$

Jest to górna granica błędów pomiarów kątowych w tunelu przy założeniach ustalonych wyżej.

Na błąd podłużny przebitki złoży się błąd określenia boku 245—242 i błędy pomiarów w tunelu. Wpływy błędów pomiarów boków 278—245 i 242—204 oraz wpływy błędów przeniesienia współrzędnych w głąb szybów można praktycznie pominąć, gdyż są one bliskie zera. Błąd podłużny przebitki możemy zatem wyrazić wzorem

$$m_t^2 = m_{t_1}^2 + m_{t_2}^2 + m_{t_3}^2$$

gdzie:

m_{t1} — wpływ błędu określenia boku 245—242;
m_{t2} — wpływ błędów pomiarów w jednej części tunelu;
m_{t3} — wpływ błędów pomiarów w drugiej części tunelu.

Przyrównując dopuszczalny błąd podłużny przebitki Δ_t (wynikający z tolerancji budowlanych) z granicznym błędem przebitki, z jakim możemy mieć do czynienia w wyniku błędów pomiarów, otrzymamy

$$\Delta_t = 3\, m_t$$

A stąd

$$\Delta_t^2 = 9\, m_t^2 = 9\,(m_{t_1}^2 + m_{t_2}^2 + m_{t_3}^2)$$

Analogicznie do poprzednich założeń, przyjmujemy, że

$$m_{t1} = m_{t2} = m_{t3} = m_t'$$

Stąd

$$\Delta_t^2 = 9\, m_t^2 = 9 \cdot 3\, m_t'^2 = 27\, m_t'^2$$

Czyli

$$m_t' = \frac{\Delta_t}{\sqrt{37}} \frac{\Delta_t}{5{,}2} = 0{,}193\, \Delta_t$$

Podłużny błąd przebitki (Δ_t) nie jest właściwie niczym ograniczony, dlatego można by zaniechać całkowicie analizy na tym odcinku pomiarów. Jednakże, wydaje się, że nie można dopuścić tutaj większej odchyłki niż na przykład 1 m. Taka „dokładność" przebitki pozostawia nam i tak dużą swobodę przy wykonywaniu pomiarów. Z drugiej strony dopuszczenie większego błędu podłużnego spowodowałoby zjawisko takie, że w trakcie budowy na zbicie nasza znajomość odległości od szybu do przodka byłaby obarczona tak dużym błędem, że miałoby to już wpływ na błędne zadawanie rzędnych wysokości w poszczególnych punktach profilu tunelu. Dlatego też do dalszych rozważań przyjmiemy $\Delta_t = 1000$ mm.

Stąd wynika, że

$$m_t' = 0{,}193\ \ \Delta_t = 193\ \text{mm}$$

Rozpatrzmy obecnie, jak dokładnie muszą być pomierzone elementy wpływające na błąd podłużny, aby dopuszczalny błąd ($\Delta_t = 1000$ mm) nie był przekroczony.

Błąd pomiaru boku 245—242 wpływa całą swą wielkością na określenie wzajemnej odległości pomiędzy szybami. Jak wiemy, długość boku 245—242 wyliczona została na podsta-

wie pomierzonych boków 245—231 i 242—243 oraz zaobserwowanych kątów w czworoboku. Przyjmując do analizy bok „gorzej" pomierzony, to jest obarczony większym błędem, otrzymamy

$$l_{245-242} = \frac{l_{242-243} \cdot \sin 52^0 06' 49''}{\sin 19^0 19' 01''}$$

Wyprowadzając stąd średni błąd boku 245—242 jako błąd funkcji pomierzonych wielkości, to jest boku 242—243 oraz dwóch kątów, otrzymamy

$$m_{l_1} \approx \pm 27 \text{ mm}$$

Jak widać, błąd ten jest stosunkowo niewielki w porównaniu z dopuszczalną wielkością $m'_t = 193$ mm.

Z kolei odpowiemy sobie na pytanie, z jaką dokładnością mają być mierzone boki ciągu poligonowego w jednej i w drugiej części tunelu. Błąd podłużny ciągu od szybu do miejsca zbicia wyraża się wzorem

$$m_{t_2} = m_{t_3} = m'_t = m_s \sqrt{n-1}$$

gdzie: m_s — średni błąd pomiaru boku;
n-1 — ilość boków ciągu.

Zakładając tak, jak poprzednio $n = 5$, otrzymamy

$$m_{t_2} = m_{t_3} = m'_t = m_s \sqrt{4}$$

Stąd

$$193 \text{ mm} = m_s \cdot 2$$

$$m_s = 95 \text{ mm}$$

Jak widzimy, możemy sobie pozwolić na bardzo małą dokładność pomiaru boków ciągów w tunelu. Wynik ten jest zupełnie oczywisty, jeśli pamiętamy, że dopuściliśmy podłużny błąd przebitki rzędu 1 m.

Na błąd wysokościowy przebitki złożą się błędy wzajemnego określenia wysokości reperów nawiązania na powierzchni, błędy przeniesienia rzędnych wysokości w głąb szybów oraz błędy niwelacji w obu częściach tunelu. A zatem błąd wysokościowy przebitki możemy wyrazić 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} — względny błąd wysokości reperu nawiązania na jednym brzegu, w stosunku do wysokości reperu nawiązania na drugim brzegu;

m_{h_2} i m_{h_3} — błędy przeniesienia rzędnych w głąb szybów;

m_{h_4} i m_{h_5} — błędy niwelacji w obu częściach tunelu.

Przyrównując dopuszczalny błąd wysokościowy przebitki Δ_h do granicznego błędu wysokościowego, otrzymamy

$$\Delta_h = 3 m_h$$

Stąd

$$\Delta_h^2 = 9 m_h^2 = 9 (m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2 + m_{h_3}^2 + m_{h_4}^2 + m_{h_5}^2$$

Przyjmując, jak poprzednio

$$m_{h_1} = m_{h_2} = m_{h_3} = m_{h_4} = m_{h_5} = m'_h$$

otrzymamy

$$\Delta_h^2 = 9 m_h^2 = 9 \cdot 5 m_h'^2 = 45 m_h'^2$$

Stąd

$$m'_h = \frac{\Delta_h}{\sqrt{45}} = \frac{\Delta_h}{6{,}7} = 0{,}149 \Delta_h$$

Zakładając dopuszczalny wysokościowy błąd przebitki $\Delta_h = 100$ mm,
otrzymamy

$$m'_h = 0{,}149 \Delta_h = 15 \text{ mm}$$

Rozpatrzymy teraz, z jaką dokładnością musimy wykonywać poszczególne części niwelacji, aby otrzymać żądaną dokładność przebitki ($\Delta_h = 100$ mm).

Uwzględniając, że

$$m_{h_1} = m'_h = 15 \text{ mm}$$

widzimy, że względny błąd jednego reperu w stosunku do drugiego (jak gdyby bezbłędnego) może wynosić ± 15 mm. Jest to bardzo dużo, jeśli pamiętamy, że średni błąd kilometrowy niwelacji precyzyjnej m. st. Warszawy jest rzędu 0,5—1,5 mm. Uwzględniając nawet fakt, iż odległość pomiędzy reperami fundamentalnymi, od których prowadziliśmy niwelację do naszych reperów nadbrzeżnych, wynosi około 6 km, że średni błąd kilometrowy nawiązania naszych reperów do reperów fundamentalnych wynosi ± 1,5 mm, to i tak jeszcze możemy mieć pewność, że nasze repery nadbrzeżne określone są z błędem względnym mniejszym niż ± 15 mm.

Średnie błędy przeniesienia rzędnych wysokości w głąb szybów przy tak niewielkiej głębokości, jak wykazuje dotychczasowa nasza praktyka, nie przekraczają z reguły ± 5 mm. A więc widzimy, że wskaźnik dokładności m'_h = = 15 mm „wykorzystany" jest w tym przypadku również w nieznacznej części.

Z kolei odpowiedzmy na pytanie, z jaką dokładnością mamy niwelować w tunelu. Przyrównując średni błąd kilometrowy niwelacji podziemnej do wskaźnika dokładności wyprowadzonego wyżej, otrzymamy

$$m_{h_4} = m_{h_5} = m'_h = \eta \sqrt{L} = 15$$

Stąd średni błąd kilometrowy wyniesie

$$\eta = \frac{15 \text{ mm}}{\sqrt{L}} = \frac{15}{\sqrt{0{,}45}} = 22 \text{ mm}$$

Jak widać jest to dokładność stosunkowo łatwa do osiągnięcia nawet w warunkach pracy w ciasnym tunelu i pod ciśnieniem.

Oczywiście wszystkie powyższe rozważania mają jedynie wartość dla przybliżonej oceny dokładności pomiarów koniecznych do zapewnienia żądanej dokładności przebitki. Dopiero zrealizowana budowa i przebitka faktycznie uzyskana wykażą, na ile te obliczenia były słuszne.

Kupuj książki geodezyjne i korzystaj z nich dla podniesienia swoich kwalifikacji

Mgr inż. Walery Fedorowski

Podstawowe zasady i wyjaśnienia dotyczące sporządzenia nowej dokumentacji geodezyjnej dla potrzeb klasyfikacji gleboznawczej gruntów

Należy z uznaniem powitać artykuł inż. Janusza Rogozińskiego[1]) omawiający niektóre zagadnienia i trudności powstałe przy pomiarach w celu sporządzenia podkładów geodezyjnych przydatnych dla gleboznawczej klasyfikacji gruntów.

W resorcie Rolnictwa jest tak olbrzymi asortyment prac urządzeniowo-rolnych i innych, wymagających sporządzenia nowego podkładu geodezyjnego bądź wykorzystania istniejącego, że po prostu wierzyć się nie chce, aby nie było spraw do omówienia i przedyskutowania. Z tego też powodu dziwić się należy, że „teren" milczy i do tego czasu nie brał w zasadzie udziału w żadnej dyskusji na łamach „Przeglądu Geodezyjnego" jako jedynego pisma naszego zawodu. A przecież omawianie trudności i wątpliwości, na jakie napotykają wykonawcy w terenie tak w pracach ściśle technicznych, jak i w tak zwanych „czynnościach formalno-prawnych" — znacznie by ułatwiło resortowi opracowanie właściwych przepisów i komentarzy przyszłej jednolitej technicznej instrukcji resortowej.

Tym bardziej cenna jest wiadomość podana w omawianym artykule, że aktyw geodezyjny koła SGP przy WOPM w Warszawie na szeregu zebrań, przy udziale przedstawicieli władz centralnych i delegatów innych OPM-ów dyskutował nad trudnościami i wątpliwościami na jakie napotykają wykonawcy przy pracach geodezyjnych dla resortu rolnictwa.

Dowodzi to jednak, że wykonawcy terenowi prac geodezyjnych żyją tymi zagadnieniami, a tym samym zbijają utarte twierdzenie, że „geodeta — wykonawca prac w terenie nie czyta przepisów i instrukcji, gdyż na to nie ma normy". A jeszcze lepiej by było, aby taka dyskusja odbywała się na łamach „Przeglądu Geodezyjnego", aby nasze pismo było stałym miejscem na wymianę myśli i doświadczeń „terenowców" we wszelkich zagadnieniach związanych z pracami urządzeniowo-rolnymi i innymi wykonywanymi dla potrzeb resortu Rolnictwa.

Jak zaznaczyłem wyżej, zakres prac prowadzonych w resorcie jest olbrzymi i różnorodny. W szeregu wypadków jest on akcyjny, wymagający natychmiastowego opracowania i wydania wytycznych lub wskazówek do ich wykonania. Tym się tłumaczy duża ilość wydanych do tego czasu instrukcji i wskazówek technicznych, poczynając od roku 1948 (regulacja gruntów na Ziemiach Zachodnich) do 1958 (pomiar gruntów PGR, klasyfikacja gleboznawcza gruntów, a ostatnio parcelacja państwowych nieruchomości rolnych). Wszystkie te prace wymagały natychmiastowego wydania choćby wytycznych, aby wykonawcy terenowi mogli mieć ogólne wskazówki co do realizacji danego zadania, zaś komórka normowania — do opracowania norm wykonania i cen jednostkowych.

Ponadto od geodety wymaga się obecnie znajomości nie tylko przepisów i instrukcji dotyczących prac geodezyjnych, lecz i innych wiadomości związanych z danym zagadnieniem, jak na przykład przepisów o ewidencji gruntów, o planowaniu przestrzennym, o gleboznawczej klasyfikacji gruntów itp. Z tego też powodu, jeżeli na przykład geodeta nie będzie znał instrukcji z dn. 21.IV.1955 r. o zakładaniu i prowadzeniu ewidencji gruntów, a będzie miał do pomiaru w osiedlu wiejskim tereny zabudowane, to może czasem napotkać na wątpliwości, gdyż instrukcja geodezyjna nie podaje, co to jest teren zabudowany. Dopiero instrukcja o ewidencji gruntów określa, że za teren zabudowany należy uważać obszar gruntu zajęty przez budynek wraz ze związanym z nim otoczeniem (podwórze, ogrody ozdobne, ogrodzenia itp.) bez powierzchni jednak użytkowanej jako ogród, sad itp. A więc, jeżeli na działce siedliskowej jest tylko sam budynek bez podwórza, ogrodu ozdobnego itp., reszta zaś działki jest użytkowana rolniczo, to pomimo tego, że sama działka może być objęta zatwierdzonym planem zagospodarowania przestrzennego, za teren zabudowany będzie się uważać tylko obszar gruntu zajęty przez budynek, resztę zaś działki należy zaliczyć do odpowiedniego użytku rolnego.

Dlatego też cenne będą wszystkie uwagi i wypowiedzi kolegów terenowców dotyczące wykonawstwa prac geodezyjnych i innych.

W związku z powyższym chciałbym, zanim w następnym artykule omówię i skomentuję ostatnio wydane przez resort przepisy dotyczące parcelacji państwowych nieruchomości rolnych i obowiązku dowiązywania pomiarów bezpośrednich do państwowej sieci triangulacyjnej, jako pierwszy rozpocząć dyskusję nad artykułem kolegi J. Rogozińskiego, a przy tej sposobności omówić pismo Ministerstwa Rolnictwa nr URGR 719/58 z 9.VI.1958 r. wyjaśniające wątpliwości poruszone w tym artykule.

Przy omawianiu zagadnień poruszonych w artykule kolegi J. Rogozińskiego będę kierował się trzema zasadami, jakie obecnie resort Rolnictwa bierze pod uwagę przy wydawaniu wszelkich przepisów i wskazówek technicznych, a mianowicie:

1. Każdy podkład geodezyjny otrzymany w wyniku pomiarów ma być przydatny dla celów ewidencji gruntów i ma być sporządzony, aby pomimo jego stałej aktualizacji zachował jak najdłużej swoją czytelność.

2. Każdy nowy pomiar bezpośredni ma być dowiązany do państwowej osnowy geodezyjnej sieci triangulacyjnej i poligonizacji precyzyjnej, aby mógł być wykorzystany przy opracowaniu mapy gospodarczej kraju.

3. Każda nowo założona szczegółowa osnowa geodezyjna ma być zaprojektowana kompleksowo w celu:

a) otrzymania racjonalnego układu ciągów na zwartych obszarach, składających się z dwu lub więcej sąsiednich lub w pobliżu siebie położonych obiektów mierzonych,

b) włączenia do zakładowej osnowy istniejących na gruncie osnów geodezyjnych z poprzednich pomiarów (obliczonych w układzie lokalnym, aby móc te pomiary — po przeliczeniu ich współrzędnych lokalnych na układ państwowy — wykorzystać również przy opracowaniu mapy gospodarczej kraju.

Szczególnego znaczenia nabierają dwie ostatnie zasady. Biorąc pod uwagę obecne tempo i nasilenie prac klasyfikacyjnych, można być pewnym, że resort Rolnictwa wcześniej pokryje kraj podkładami mapowymi z pomiarów bezpośrednich, aniżeli otrzyma do tego celu (klasyfikacji gruntów) podkłady fotolotnicze. Otrzymane w ten sposób podkłady geodezyjne, wespół z podkładami sporządzonymi przez resort Leśnictwa — dadzą pierwszorzędny materiał geodezyjny przy opracowaniu mapy gospodarczej kraju.

Dyskusję i wyjaśnienia będę podawał w kolejności zagadnień poruszonych w artykule kolegi J. Rogozińskiego.

A. Rozgraniczenie.

1. Pomiar enklaw. W rozumieniu dekretu o ewidencji gruntów z 2.II.1955 r. i rozporządzenia ministra Rolnictwa z 21.IV.1955 r. nie ma pojęcia „enklawy". Przy podziale administracyjnym kraju na gromady — tak zwane „enklawy" — zostały włączone do tych gromad, na jakich były terytorialnie położone, czyli należą zwykle do innej „jednostki ewidencyjnej", aniżeli grunty wsi, której mieszkańcy posiadają działki w tej „enklawie".

Dla celów ewidencyjnych należy zatem sporządzać dowody „enklaw" razem z dowodami tej wsi, do której dana „enklawa" została dołączona przy podziale administracyjnym kraju. Przemawia za tym również celowość zakładania jednolitej osnowy geodezyjnej, ujmującej równocześnie

---

1) Inż. Janusz Rogoziński „Problemy pomiarów geodezyjnych dla klasyfikacji gleboznawczej gruntów". Przegląd Geodezyjny nr 7/58.

grunty danej wsi i tej obcej „enklawy", położonej wewnątrz lub obok gruntów wsi mierzonej. Jest to jedyne wyjście celowe tak pod względem geodezyjnym, jak i administracyjnym. Bezwzględnie, że w tym przypadku nie należy rozgraniczać gruntów takiej „enklawy", chyba że ona leży wśród gruntów lasów państwowych lub PGR.

Będą wypadki, że wieś ma już sporządzone dowody geodezyjne, natomiast obca „enklawa" nie została pomierzona — to należy ją pomierzyć dodatkowo jednocześnie z pomiarem wsi macierzystej, starając się przy tym wykorzystać osnowę geodezyjną, założoną wcześniej, do pomiaru tej wsi, wśród której ta „enklawa" jest położona. W tym przypadku dla obszaru „enklawy" należy sporządzić odrębny operat pomiarowy i dołączyć go do operatu ewidencyjnego tej wsi, do której została ona włączona przy podziale administracyjnym kraju.

W analogiczny sposób należy postąpić z „enklawami" położonymi wśród kompleksów leśnych. Jeżeli kompleks leśny nie został jeszcze pomierzony przez resort Leśnictwa, to taką „enklawę" należy pomierzyć łącznie z pomiarem gruntów tej wsi, do jakiej ten kompleks leśny administracyjnie przynależy. Jeżeli natomiast został dokonany już pomiar danego kompleksu leśnego, to przy pomiarze — tak samej wsi, jak i obszaru „enklawy" — należy bezwarunkowo wykorzystać z operatu pomiarowego danego nadleśnictwa istniejącą już osnowę geodezyjną.

Bezwzględnie, że będą w pewnych przypadkach trudności (o których jest wzmianka w artykule) z ustaleniem stanu władania gruntów w danej „enklawie", ale to będzie już sprawa ZUR — powiatu lub poprzedniego wykonawcy pomiaru wsi macierzystej. Aby ułatwić dochodzenia geodecie wykonującemu obecnie pomiar danej „enklawy", wystarczy w tym celu w rejestrze wsi macierzystej porobić uwagi, że dane gospodarstwo posiada jeszcze grunt w „enklawie", a jeżeliby i to nie pomogło — to zawsze będą środki administracyjne, które poinformują właściciela o obowiązku stawienia się podczas dochodzeń tytułów władania.

2. Zmiana granic zewnętrznych mierzonego obiektu. Zmieniać granicę mierzonej wsi, nawet gdyby przy tej granicy były położone zwarte kompleksy gruntów będących we władaniu mieszkańców wsi sąsiedniej, tak zwanych różniczan[2]) można tylko w drodze uchwały wojewódzkiej rady narodowej w odniesieniu do granic wsi i gromady, a Rady Ministrów w odniesieniu do granic powiatu lub województwa. Geodeta może jedynie przy rozgraniczeniu gruntów w drodze ugody dokonać drobnych zmian, jak na przykład sprostowania krzywoliniowej granicy mierzonego obszaru (wsi).

3. Rozgraniczenie. Zupełnie słuszną uwagę podaje Autor, że do tego samego dekretu o rozgraniczeniu gruntów istnieje szereg odrębnych przepisów dla każdego resortu: Rolnictwa, Leśnictwa i Kolei. Należałoby jak najprędzej te przepisy zunifikować. Właściwy do tego jest GUGiK. Należałoby więc ustalić jednolity tryb postępowania, wzór druków, typ granicznika i sposób utrwalenia oraz spis wymaganej dokumentacji. W przypadku gdy znak graniczny, z uwagi na specyficzne warunki, jak na przykład przy gruntach PKP, musi być kształtu odmiennego, obowiązkiem danego resortu będzie dostarczenie tych znaków na miejsce rozgraniczenia.

Rozgraniczenie i utrwalenie ustalonej granicy powinno dokonywać się tylko w przypadku nowego pomiaru, to jest wtedy, gdy utrwalony punkt graniczny może być określony za pomocą danych geodezyjnych. Nie należy zatem — według mego zdania — utrwalać granicy przy posługiwaniu się istniejącymi podkładami mapowymi pochodzącymi ze zdjęć graficznych, względnie fotomapami. Zidentyfikowany na powyższym podkładzie znak graniczny nie będzie mógł być w razie zniszczenia go na gruncie z wymaganą dokładnością odtworzony. W tym przypadku powinno się przy ustalaniu obszaru podlegającego klasyfikacji (wsi), wespół z przedstawicielami danego obszaru (wsi) dokonać obchodu granic, porównać przebieg tej granicy na gruncie z mapą i sporządzić tylko opis przebiegu granicy. Przy zmianie granicy przeprowadzić tylko pomiar aktualizacyjny tego odcinka i wrysować go na mapę. Jeżeli ten pomiar będzie oparty o stałe punkty mapy (znaki triangulacyjne, kopce, skrzyżowania miedz itp.) oraz będzie zawierał wystarczające dane geodezyjne do wznowienia (odtworzenia) załamań ustalonej linii granicznej, należałoby te załamania granic w tym przypadku utrwalić.

Przy opisywaniu na pierworysie gruntów przyległych do mierzonego obszaru należy posługiwać się ustalonymi obecnie nazwami wsi, a nie używać takich nomenklatur, jak grunty rozparcelowanego majątku, poduchowne, poscaleniowe itp.

Jako właściwy obszar mierzony, dla którego sporządza się osobny ewidencyjny operat pomiarowy, należy uważać tę część terytorium gromady, która ma swego sołtysa. Będzie to zawsze wieś względnie jej część, jeżeli dla pozostałej części gruntów istnieje już uprzednio sporządzony operat pomiarowy. Właściwie w tym kierunku powinna pójść zmiana w przepisach o ewidencji gruntów, aby „jednostką ewidencyjną" była wieś, a nie gromada.

Obszar gromady składa się z szeregu wsi i jest zawsze sztucznie utworzony, a więc podlegać może częstym zmianom. Przy takich zmianach zawsze łatwiej posługiwać się poszczególnymi operatami pomiarowymi bardziej trwałych jednostek obszarowych, jakimi są wsie, aniżeli jednolitym operatem ewidencyjnym dla całej gromady. W związku z tym dla każdej wsi należy sporządzać osobny operat rozgraniczeniowy, zawierający nie tylko rozgraniczenie granic zewnętrznych tej wsi, lecz i granic wewnętrznych pomiedzy gruntami: PGR, PGL i PKP, położonymi na obszarze danej wsi, a gruntami będącymi we władaniu gospodarki indywidualnej. W tym przypadku do wszelkich czynności związanych z rozgraniczeniem, pomiarami i ustalaniem stanu władania przedstawicielem prezydium gromadzkiej rady narodowej będzie sołtys danej wsi.

4. Drogi publiczne. Sprawa ustalenia szerokości pasów drogowych wyraźnie została określona w następujących przepisach:

a) w uchwale nr 560 Prezydium Rządu, z dnia 16.X.1956 r.,

b) w zarządzeniu nr 203 ministra Komunikacji z dnia 11.XI. 1957 r. w sprawie zwężenia szerokości pasów drogowych,

c) w piśmie Ministerstwa Komunikacji, Centralnego Zarządu Dróg Publicznych z dnia 8.II.1956 r. nr CZDP 5/1/1/58 w sprawie zwężenia pasów drogowych oraz piśmie Ministerstwa Rolnictwa, Dep. Urządzeń Rolnych z dnia 28.II. 1958 r. nr GR. 301-18/57, w sprawie stosowania szerokości pasów drogowych. Wobec tego, że przedstawiciele rejonowych eksploatacji dróg publicznych rozmaicie interpretują sprawę ustalenia szerokości pasów drogowych, podaję obszerny komentarz w tej sprawie.

Uchwała określa, że pasem drogowym jest pas gruntu zajęty pod drogą publiczną wraz z jej przynależnościami, jakimi są: korpus drogowy, urządzenia odwadniające, zadrzewienia drogowe, ścieżki dla rowerzystów i pieszych, miejsca składowania materiałów, miejsca parkowania samochodów itp. W zależności od klasyfikacji technicznej danej drogi ustalono następujące szerokości pasów drogowych (o ile plany zagospodarowania przestrzennego nie powiadają inaczej) dla dróg publicznych o twardej nawierzchni, znajdujących się na obszarach gromad:

— drogi II klasy — 30 m,
„ III „ — 22 m,
„ IV „ — 19 m
„ V „ — 15 m.

Szerokości pasa drogowego drogi I klasy ustala Ministerstwo Komunikacji na podstawie projektu technicznego tej drogi. Natomiast szerokości odcinków dróg, przechodzących przez zabudowane tereny wsi powinny być uzgadniane każdorazowo z właściwym prezydium wojewódzkiej rady narodowej. Szerokość pasa dróg gruntowych ustali Ministerstwo Komunikacji w porozumieniu z Państwową Komisją Planowania oraz zainteresowanymi ministrami. Uchwała powyższa nie obejmuje zatem dróg znajdujących się w granicach administracyjnych miast i osiedli.

Wydzielenie nowego lub poszerzenie istniejącego pasa drogowego. Pasy drogowe wydziela się na podstawie dokumentacji technicznej i prawnej przy: budowie nowych dróg, przebudowie dróg istniejących i przy realizacji planów zadrzewienia na istniejących drogach. Wydzielone pasy drogowe powinny być oznaczone przez służbę drogową znakami granicznymi.

Drogi istniejące (o twardej nawierzchni) nie przewidziane do przebudowy w dłuższym okresie czasu mogą być poszerzone:

— do 1 m z każdej strony licząc od osi zasadzonych poza rowami drzew,

---

[2]) Należy już zaniechać używania tego wyrazu jako niezgodnego z duchem języka polskiego.

— d) 2 m z każdej strony drogi licząc od zewnętrznej krawędzi rowu przydrożnego lub podstawy nasypu, gdy przy drodze brak jest zadrzewienia.

Nabywanie lub przekazywanie gruntów na powyższe cele dokonuje się w trybie i na warunkach przewidzianych w ustawie z dnia 12 marca 1958 r. o zasadach i trybie wywłaszczania nieruchomości.

A więc przy pomiarach istniejących dróg publicznych, graniczących z działkami indywidualnej własności należy przyjmować za granicę pasa drogowego stan faktyczny istniejący na gruncie.

Zwężanie istniejących szerokości pasów drogowych. Nie podlegają zwężeniu pasy drogowe stanowiące własność drogową z okresu przedwojennego, choćby nawet nie były zagospodarowane dla potrzeb drogowych.

Natomiast przy zwężaniu pasów drogowych wydzielonych na podstawie okólnika Ministerstwa Komunikacji z dnia 29.III.1947 r. w sprawie ustalenia szerokości pasów drogowych w związku z przebudową ustroju rolnego (przeważnie na Ziemiach Zachodnich) postepuje się następująco:

— jeżeli te pasy zostały zagospodarowane dla potrzeb drogowych, to jest posiadają zadrzewienie grupowe lub rzędowe na granicy pasa, mają urządzone składy materiałowe itp., to takie pasy nie podlegają zwężeniu,

— jeżeli te pasy dotychczas nie zostały zagospodarowane dla potrzeb drogowych, to podlegają zwężeniu do szerokości wymienionych poprzednio, zaś grunty pozostałe na skutek zwężenia pasów drogowych zostają przekazane nieodpłatnie właściwemu prezydium powiatowej rady narodowej na rzecz Państwowego Funduszu Ziemi,

— zwężanie pasów drogowych oraz przekazywanie gruntów następuje w ścisłym porozumieniu z prezydium powiatowej rady narodowej (Wydział Rolnictwa i Leśnictwa).

Wobec tego, że w ubiegłym roku na jesieni w szeregu wsi, gdzie poprzednio poszerzone były przy regulacji pasy drogowe, a obecnie poszerzenia te zostały zlikwidowane i przydzielone do działek sąsiednich lub do PGR — pismo Min. Rolnictwa (uzgodnione z Min. Komunikacji) z dnia 28.II.1958 r. nr GR. 301-18/57 — wyjaśnia że:

a) jeżeli prace pomiarowe związane z regulacją danej wsi zostały zakończone do 1.III.58, a zlikwidowane poszerzenie pasów drogowych zostało zagospodarowane rolniczo i znajdują się w posiadaniu osób prywatnych lub spółdzielni produkcyjnych — to uznaje się zaistniały stan na gruncie, z tym jednak, że po obu stronach drogi wydziela się, zgodnie z uchwałą, pasy szerokości 1,0 m lub 2,0 m (zależnie od tego, czy pas zewnętrzny istniejącej drogi jest zadrzewiony czy nie);

b) jeżeli zlikwidowane poszerzenie pasów drogowych przydzielono do użytkowania PGR — należy pas drogowy danej drogi przywrócić do szerokości przewidzianych w uchwale.

W obu przypadkach wyznaczone na gruncie pasy należy wykazać w rejestrach jako teren komunikacyjny.

Ministerstwo Rolnictwa dąży do tego, aby stan zaistniały przed 1.III.58 nie podlegał żadnym zmianom (wydzielenie pasów 1,0 i 2,0 m), jeżeli do tego czasu regulację zakończono i dowody pomiarowe zostały opracowane, względnie są w opracowaniu.

B. Pomiar osnowy i zasady kompletowania operatów geodezyjnych.

1. Sprawę dowiązywania szczegółowych osnów geodezyjnych do państwowej sieci triangulacyjnej oraz współpracę z Delegaturą GUGiK reguluje ostatnio wydane przez Min. Rolnictwa pismo z dnia 22.V.1958 r. nr UKGR 17/58. Należy sądzić, że wkrótce ukażą się również wskazówki GUGiK dotyczące jednolitego postępowania w tej sprawie oraz wykorzystywania współrzędnych punktów osnowy państwowej. Jest to sprawa bardzo pilna, powodująca w terenie szereg nieporozumień i dowolnych interpretacji przez poszczególne delegatury GUGiK. Bywały dotychczas wypadki, że delegatury żądały przedłożenia im do zatwierdzenia projektów osnów geodezyjnych, zakładanych na obszarze 400 ha, pomimo że § 9 rozporządzenia Rady Ministrów z dnia 13.VI.1956 r., wyraźnie określa wielkość obszaru mierzonego, na którym założoną osnowę geodezyjną należy przedkładać delegaturze do zatwierdzenia — wynosi ona minimum 1000 ha.

2. Numeracja punktów. Istnieje cały szereg systemów numerowania, wśród których nie ma ani jednego, który zadowoliłby wszystkich, ponieważ rozwiązuje wszystkie przypadki, z jakimi mogą spotkać się geodeci w terenie. Ministerstwo Rolnictwa wychodząc z założenia, że onumerowaniu powinny podlegać zarówno znaki geodezyjne, jak i znaki graniczne na obwodnicy mierzonego obszaru (wsi) ustaliło następujący system numeracji tych znaków. Znaki dzielą się na istniejące na gruncie i na nowo zakładane.

1. Znaki istniejące na gruncie:

a) znaki osnowy wyższego rzędu — zachowują swoją numerację katalogową, podaną przez delegaturę GUGiK,

b) znaki osnowy geodezyjnej lub pomiarowej, której elementy są wykorzystywane przy obecnym pomiarze (obiekty sąsiednie, ciągi przebiegające przez mierzony obiekt itp.) otrzymują numerację w formie ułamka, w liczniku którego jest numer poprzedni, w mianowniku zaś — litera początkowa obiektu, dla którego poprzednio został sporządzony operat, na przykład 25/B (B-Bóbrka), 37/St. D. (Stara Dąbrowa) itp.

c) w analogiczny sposób oznacza się znaki graniczne sąsiednich obiektów na wspólnych odcinkach granicy,

d) jeżeli natomiast wcześniej założona osnowa, której elementy z powodu małej dokładności nie będą wykorzystane, a tym samym będzie zrysowany na nowo podkład mapowy — jest włączona do nowego pomiaru — to jej punkty poligonowe otrzymują na nowo numerację w ramach nowo założonej osnowy.

2. Znaki nowo zakładane.

a) znaki triangulacji zagęszczającej (szczegółowej) — otrzymują numerację kolejną od jedynki w kierunku z zachodu na wschód, na przykład 1, 2, 3...

b) znaki poligonowe i graniczne numerują się w ten sposób, że najpierw rozpoczynamy onumerowanie znaków położonych na obwodnicy mierzonego obszaru w sposób ciągły od jedynki, bez względu na to, czy dany znak jest granicznikiem, czy też punktem poligonowym osnowy geodezyjnej, bądź pomiarowej. W ten sposób numeracja punktów poligonowych (na obwodnicy) nie będzie ciągła. Dopiero po onumerowaniu obwodnicy przystępuje się do onumerowania dalszymi liczbami znaków granicznych, położonych wewnątrz mierzonego obszaru, według następującej kolejności.

Najpierw numeruje się znaki geodezyjne poligonizacji technicznej I rzędu (ciągi główne, związkowe), następnie — II rzędu (ciągi nawiązane), a następnie znaki geodezyjne osnowy pomiarowej w kolejności: ciągi sytuacyjne I rzędu, a później II rzędu.

Numeruje się zawsze każdy ciąg w kierunku ruchu wskazówki zegara.

W ten sposób numeruje się znaki na jednym obiekcie.

Przy numerowaniu osnowy zakładanej jednocześnie na kilku lub więcej sąsiednich obiektach lub położonych w pobliżu siebie (kompleksowe zakładanie osnów) — ciągłą numerację otrzymuje tylko osnowa geodezyjna I rzędu, jednolicie założona dla danego mierzonego obszaru.

Natomiast punkty osnowy geodezyjnej II rzedu, osnowy sytuacyjnej oraz znaki graficzne — otrzymują numerację odrębną (od jedynki) dla każdego poszczególnego obiektu mierzonego (wsi, części wsi, PGR itd.), zgodnie z poprzednio podaną zasadą. W ten sposób zajdą przypadki, że wcześniej założone na danym obszarze punkty poligonowe będą wykorzystane przy pomiarze następnego obiektu sąsiadującego z pierwszym. A więc w danym przypadku należy postąpić tak, jak przy onumerowaniu istniejącej już osnowy wykorzystywanej przy nowym pomiarze (forma ułamka).

Mogą zajść przypadki powtarzania się numeracji, kiedy znaki geodezyjne jednolitej osnowy będą miały te same oznaczenia co osnowa stanowiąca rozwinięcie tej jednolitej osnowy. W tym przypadku numeracja znaków jednolitej osnowy jest numeracją główną, a zatem z numeracji osnowy nawiązanej do tej jednolitej osnowy należy opuścić te numery, które mogłyby się powtórzyć na danym obiekcie.

3. Kompletowanie dowodów ostatecznych operatów pomiarowych. Zasada jest, że dla każdego mierzonego obszaru (wsi, części wsi, PGR) dowody ostateczne są kompletowane osobno. Jeżeli natomiast dla pomiaru kilku wsi założono jednolitą osnowę geodezyjną, to w tym przypadku w części archiwalnej sporządza się tylko jeden operat dla tej jednolitej osnowy geodezyjnej, obejmującej notatki polowe, wykazy, obserwacje polowe i obliczenia oraz szkic osnowy potrzebne do jej obliczenia i wyrównania. Tak sporządzony operat powinien być skompletowany w jednej teczce, którą dołącza się do części archiwalnej największego obiektu objętego tą osnową albo ta teczka stanowi odrębną część archiwalną pod nazwą:

I. Część archiwalna: osnowa geodezyjna obszaru M (nazwa obiektu najdalej położonego na zachód) N (nazwa obiektu najdalej położonego na wschód).

W tym przypadku w poszczególnych operatach mierzonych wsi powinna być załączona notatka informująca, że operat osnowy geodezyjnej znajduje się przy operacie wsi N lub w odrębnej teczce.

W analogiczny sposób postępuje się przy sporządzeniu części ewidencyjnej operatu objętego wspólna (jednolitą) osnową geodezyjną, w tym celu wykonuje się tylko jeden szkic (matrycę) osnowy geodezyjnej oraz wykaz współrzędnych punktów tej osnowy.

Taki sposób sporządzania dowodów pomiarowych znacznie zaoszczędzi czas pracy geodety oraz zmniejszy ilość papieru światłoczułego.

4. Utrwalanie i przekazywanie znaków geodezyjnych. Należyte zabezpieczenie trwałości znaku geodezyjnego na gruncie znacznie podwyższa wartość sporządzonego podkładu mapowego. Jest to problem bardzo ważny, szczególnie w naszym kraju, gdzie wśród większości ludności brak jest poszanowania ochrony tego znaku. Uważałbym za celowe przeprowadzenie dyskusji, co do sposobu utrwalenia znaku geodezyjnego i jego kształtu dla pomiaru terenów wiejskich. Mam wrażenie, że koledzy z terenu posiadają dużo materiałów i spostrzeżeń i mogliby się podzielić z nami. Sam byłbym za schowaniem znaku poligonowego co najmniej do 10 cm pod terenem. Byłby pewnego rodzaju kłopot przy jego odszukaniu, lecz za to sam znak nie uległby zniszczeniu, a tym samym wszelkie żmudne obserwacje i obliczenia nie straciłyby swej wartości. W tym przypadku każdy znak poligonowy, szczególnie osnowy geodezyjnej musiałby posiadać opis topograficzny, w celu ułatwienia jego odszukania. Sporządzanie takiego opisu, tam gdzie jest indywidualny stan posiadania, nie nastręczałoby żadnej trudności. Jako sposób utrwalania stosowałbym dwie rurki drenarskie (sączki) ustawiane pionowo jedna na drugą. Ten rodzaj utrwalenia zdał egzamin w katastrze pruskim, a i sam przekonałem się o tym, prowadząc scalenia gruntów w terenach górskich, gdzie łatwo było o znaki kamienne, a pomimo to stosowałem rurki drenarskie.

Słuszność ma Autor artykułu, gdy krytykuje sposób przekazywania znaków geodezyjnych pod ochronę. Protokoły te stają się kłopotliwą makulaturą w szafach prezydiów gminnych rad narodowych. Należy procedurę przekazywania znaków granicznych zmienić z indywidualnych protokołów na jeden protokół zbiorczy. Byłbym jeszcze za tym, aby do każdego protokołu przekazującego znaki geodezyjne z danego obszaru pomierzonego był dołączony szkic orientacyjny (z działkami) położenia tych znaków na tym mierzonym obszarze.

C. Pomiar stanu władania

1. Ucząstkowy i tabelowy stan posiadania. Ministerstwo Rolnictwa uregulowało sprawę pomiaru stanu władania pismem z 30.III.1957 r. nr UR. GR. 10/1/57. Ponieważ przy podatkach i skupie obowiązuje tak samo jak i przy ewidencji gruntów obecny stan (faktyczny) władania, należy ten stan władania mierzyć, niezależnie od pochodzenia gruntów. Tym bardziej, że ucząstkowy lub tabelaryczny stan władania na skutek dokonywanych z biegiem lat alienacji tych gruntów nadziałowych, utracił swój pierwotny charakter. Pomiar taki nie przesądza jednak sprawy rozliczenia powierzchni omiedzowań lub ucząstków według części idealnych, jeżeli w tej wsi będzie przeprowadzane scalenie gruntów. Geodeta w tym przypadku będzie miał wystarczające dane, aby przy scaleniu ustalić wartość szacunkową starego stanu władania.

W wyjątkowych przypadkach, gdy granice władania są zatarte lub nieustalone, jak na przykład w kompleksach łąkowych, leśnych, pastwiskowych itp., można dokonać obliczenia stanu władania w częściach idealnych.

2. Okresowe (sezonowe) drogi dojazdowe.

a. Przy pomiarze stanu władania geodeta nie może projektować do działek bez dojazdu żadnych nowych dróg dojazdowych, ani zaznaczać na mapie serwitutu przejazdu. Sprawy powyższe można regulować tylko w postępowaniu sądowym.

b. Dróg dojazdowych do pól lub zabudowań w gospodarstwach indywidualnych jako w zasadzie zmiennych elementów mapy — nie należy mierzyć. Jeżeli jednak taka droga jest uwidoczniona na mapie, to powierzchnię tej drogi wykazuje się w rejestrze zgodnie z przepisem paragrafu 2a instrukcji Min. Rolnictwa z 21.IV.55 r., to jest pod powierzchnią tej drogi podaje się rodzaj użytku rolnego i klasę według przeważającego użytku otaczającego bądź przez jaki droga przebiega, albo na jakim osiedle pobudowano, na przykład

$$\frac{0{,}37}{(R.V)} \text{ lub } \frac{0{,}13}{(\text{ŁIII})}$$

3. Metody pomiaru i obliczenia powierzchni działek mniejszych od 1 ha. Przepis zalecający obliczenie powierzchni działek mniejszych od 1 ha na podstawie miar z gruntu został nieco złagodzony. Jeżeli taka działka ma kontur wąski i wydłużony, to jej powierzchnię można wyznaczać na podstawie szerokości pobranej z gruntu, długości zaś zmierzonej na mapie. Jeżeli ponadto oblicza się powierzchnię takich działek planimetrem tarczowym lub wózkowym, pozwalającym na wyznaczenie 0,0001 części obrotu kółka całkującego, to dolną granicę obliczanej powierzchni obniża się z 1 ha do 0,25 ha (mniej więcej 200-krotnej wartości stałej planimetru).

4. Generalizowanie granic władania. Przy generalizowaniu granic własności należy być bardzo ostrożnym. Należy wychodzić z założenia, że przebieg granicy zdejmuje się metodą bezpośrednią i uzyskuje się szereg danych geodezyjnych do określenia tego przebiegu na mapie. A więc w wypadku sporu — ustalenie granicy nastąpi tylko na podstawie dokumentacji geodezyjnej, to jest oryginalnych miar z gruntu, a nie na podstawie miar graficznych odczytanych z mapy. Dlatego też nie można brać pod uwagę dokładności wyznaczenia na pierworysie i skali mapy, to jest w naszym przypadku 0,2 M czyli 1,0 m. Jest to dla przebiegu granicy własności za rażąca rozbieżność pomiędzy pierwotnym stanem miedzy na gruncie a ewentualnie zgeneralizowanym, szczególnie dla wąskich i wydłużonych działek względnie działek w osiedlu. Na taką generalizację można pozwolić przy pomiarze konturów (obrysów) użytków gruntowych.

5. Sprostowywanie granic stanu władania w czasie ich pomiaru. Przy pomiarze stanu władania obowiązuje stan faktyczny na gruncie. Jednak w uzasadnionych przypadkach za zgodą obu stron geodeta zawsze może sprostować granicę władania, spisując ze stronami ugodę. W tym przypadku należy pamiętać, że jeżeli nieruchomości te posiadają hipotekę, to należy w celu uwidocznienia tych zmian w hipotece sporządzić właściwą dokumentację geodezyjną.

D. Sporządzenie pierworysu.

Aby pierworys (mapa ewidencyjna) zachował jak najdłużej swoją czytelność, zgodnie z zasadą podaną na wstępie niniejszego artykułu, należy na nim umieszczać tylko niezbędne elementy, jakie nie mogą być podane w części opisowej operatu pomiarowego (rejestrach, wykazach), a w szczególności nie należy na nim wykazywać takich elementów, które z powodu aktualizacji mapy najbardziej ulegałyby zmianom i skreśleniom, a tym samym czyniłyby ją coraz mniej czytelną.

Zmiany dotychczasowego sposobu sporządzania pierworysu (mapy) idą właśnie w tym kierunku. Przede wszystkim została uregulowana sprawa numeracji działek, która wprowadzała szereg niedogodności. Zgodnie z przepisem § 44, pkt 4 instrukcji B. V — sporządzenie pierworysów, map i dokumentów geodezyjnych — numerować się będzie działki bieżąco od jedności dla całej wsi bez względu na ilość arkuszy pierworysu (mapy). Numeracja będzie obejmować kolejno działki bez względu na ich rodzaj (rolna, leśna, drogowa itp.).

Przyjęcie wsi jako pewnej, stałej podstawy do numerowania jest bardziej słuszne, aniżeli poszczególnych arkuszy map tej wsi, których ilość oraz układ jest całkiem przypadkowy i sztuczny oraz zależny od skali mapy.

Ponadto wprowadza się następujące zmiany w oznaczeniach:

1. Znaków geodezyjnych i granicznych:

— punkt triangulacyjny	— kółeczko o średnicy 2 mm ujęte w trójkąt o wysokości 3 mm obok numer o wysokości 3 mm,
— punkt poligonowy	— kółeczko o średnicy 2 mm, obok numer o wysokości 2 mm,
— znak graniczny	— kółeczko o średnicy 1 mm, obok numer o wysokości 1,5 mm,
— znak graniczny będący równocześnie punktem poligonowym	— dwa kółeczka koncentryczne (o średnicach 1 mm i 2 mm) obok numer o wysokości 2 mm.

Dla przejrzystości mapy numerów punktów osnowy nie ujmuje się w kółka ani w nawiasy, jak też i nie podkreśla się.

2. Granic i symboli użytków gruntowych:

Wprawdzie obowiązuje określenie granicy użytku gruntowego linią ciągłą, lecz praktycznie stosuje się już linie przerywane. Ponadto wprowadza się na mapach tylko literowe oznaczenie użytków gruntowych.

3. Elementów klasyfikacyjnych:

Na pierworysie i mapach pochodnych należy oznaczać tuszem zielonym tylko numery konturu, rodzaj użytku, klasę gruntu oraz linie oddzielające poszczególne klasy gruntów w danym użytku gruntowym (linia ciągła); nie należy zatem oznaczać na pierworysie linii oddzielających typy gleb, miejsc i numerów okrywek, jak również nie należy obwodzić granicy użytku gruntowego (z wyjątkiem mapy klasyfikacyjnej) ani krawędzi drogi, w przypadku gdy po obu stronach drogi leżą te same rodzaje użytków w jednakowych klasach.

4. Ponadto na pierworysach (mapach) nie należy umieszczać:

— numerów gospodarstw, powierzchni działek, powierzchni użytków gruntowych i powierzchni klas gruntów, gdyż aktualizacja na mapie tych elementów, które są podane w części opisowej operatu, zmniejszałaby stopniowo czytelność tej mapy. Łącznikiem pomiędzy mapą a rejestrami, wykazem działek i spisem alfabetycznym posiadaczy — będzie numer działki i numer mapy.

E. Rejestr pomiarowo-klasyfikacyjny

1. Wykazywanie w rejestrze powierzchni działek. Trudności, jakie powstają przy wykazywaniu w rejestrze powierzchni działek mniejszych od 1 ara, zostały rozwiązane przez wprowadzenie obowiązku obliczania powierzchni działek, użytków gruntowych i klas gruntowych oraz wykazywania ich we wszelkich dokumentach geodezyjnych z dokładnością do 0,001 ha (10 m²). W związku z powyższym można będzie w rejestrze wykazać nawet powierzchnię pojedynczego budynku. Jedynie tylko powierzchnie zajęte pod punktami triangulacyjnymi będą wykazywane w rejestrze jako powierzchnie zerowe.

2. Sprawa nomenklatur prawnych i tytułów władania. Przy ustalaniu stanu władania wystarczy w rubryce 3 rejestru podać ogólne określenie nomenklatury dotyczącej pochodzenia gruntu, jak na przykład grunty z PFZ, z reformy rolnej, hipoteczne itp.

Jeżeli natomiast chodzi o wykazanie faktycznych właścicieli danego gruntu względnie osób władających tym gruntem, to słuszne jest stanowisko kolegi Rogozińskiego, aby w rubryce 3 wykazywać faktycznego właściciela, natomiast w uwagach podawać nazwisko osoby władającej (jeżeli osoba władająca jest inną osobą) tym gruntem z podaniem tytułu władania (dzierżawca, dożywocie, faktyczny użytkownik gruntów itp.).

3. Układanie rejestru. Rejestr należy układać zgodnie z pismem Ministerstwa Rolnictwa z 12.III.1958 r. nr UR GR. 30.16/58 — nie w kolejności ewidencyjnych grup rejestrowych, jak tego wymaga instrukcja z dnia 21.IV.1955 r. w sprawie zakładania i prowadzenia ewidencji gruntów, lecz w następującej:

1) prywatne gospodarstwa (grupa VI), 2) grunty spółdzielni produkcyjnych (grupa V), 3) wspólnoty gromadzkie (grupa VIII), 4) Państwowy Fundusz Ziemi, (grupa IX), 5) gospodarstwa państwowe i społeczne (grupy I, II, III i IV), 6) użytki kopalne (użytkowości publiczne) — (grupa XIII), 7) drogi publiczne (grupa XI), 8) wody publiczne (grupa X).

Jest to do pewnego stopnia niedogodność i będzie powodowała trudności przy sporządzaniu z rejestru pomiarowo-klasyfikacyjnego dokumentów ewidencyjnych. Wobec sporządzania spisu alfabetycznego posiadaczy gruntów staje się zbyteczne układanie rejestru według alfabetu, tym bardziej, że wprowadza się układanie rejestru według wyżej podanych grup.

4. Zmiany w stanie władania w trakcie pomiaru. Ponieważ czas od rozpoczęcia prac pomiarowych do sporządzenia rejestru pomiarowo-klasyfikacyjnego jest dosyć długi — to nie można całkiem zahamować wszelkich zmian, jakie w tym okresie mogą nastąpić w stanie władania. Ministerstwo podało ostateczną datę dla wprowadzenia do rejestru wszelkich zmian zaistniałych w danej wsi jako końcową datę wyłożenia szczegółowego rejestru pomiarowo-klasyfikacyjnego. Zmiany dotyczą tylko osoby władającego oraz całej działki, natomiast nie będzie wprowadzało się zmian wymagających podziału jakiejkolwiek działki. Czy słuszne jest wprowadzanie zmian po zakończeniu przez geodetę dochodzeń stanu władania? Należy, aby z terenu padły uwagi w tym kierunku. Jak pogodzić pracę geodety z potrzebami ruchu ziemi na wsi?

5. Forma samego rejestru. Szczupłość rubryk (pozycji) w rejestrze jest tak duża, że trudno już coś tam dodatkowo wprowadzić, szczególnie po rozbiciu klas III i IV na podklasy a i b. Obecnie po wprowadzeniu wykazywania powierzchni do 3 znaków dziesiętnych rejestr ten jeszcze bardziej będzie niewygodny do wprowadzenia dodatkowych rubryk. Należy zastanowić się nad zmodyfikowaniem tego rejestru! Czy zatrzymać obecny format a usunąć zbyteczne rubryki, na przykład — rubrykę 2, gdyż zupełnie wystarczy nr kolejny rejestru dla powiązania tego rejestru ze spisem alfabetycznym posiadaczy i wykazem działek zmniejszyć rubryki: 4 (numer mapy) i 54 (uwagi)? Czy też zmienić obecny format na format (A_4) i dać wkładki?

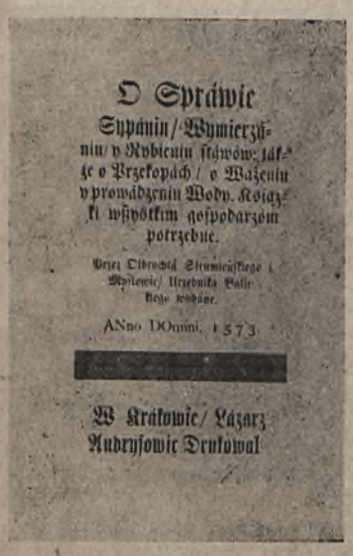
Na tym zakończyłbym swoje uwagi i wyjaśnienia do artykułu kolegi J. Rogozińskiego. Sądzę, że materiał tych dwóch artykułów wystarczy do wywołania dalszej dyskusji na temat podkładów do klasyfikacji gruntów.

A więc czekamy!

MISCELLANEA

Mgr inż. K. Sawicki

Olbrycht Strumieński, autor książki trzech stuleci (1573, 1605, 1609, 1636, 1860, 1897)


O Sprawie
Sypaniu / Wymierzaniu y Rybieniu ſtawów: iakże o Prączkopach / o Ważeniu y prowadzeniu Wody. Książki wſzytkim gospodarzom potrzebne.
Przez Olbrychta Strumieńſkiego z Wyſzkowic / Urzędnika Bolesławſkiego wydane.
ANno DOmini. 1573.
W Krakowie / Łázarz Andryſowic Drukował

I. Dobroczynny plagiat

Nie spotykany to chyba wypadek w historii literatury technicznej, aby jakiś podręcznik nadawał się do praktycznego stosowania w ciągu kilku stuleci, mało tracąc przy tym ze swej wartości użytkowej. A jednak można zaryzykować twierdzenie, że niewielka książka Olbrychta Strumieńskiego z r. 1573 „O sprawie, sypaniu, wymierzaniu i rybieniu stawów" jeszcze i dziś może być pożyteczna.

Jest to najdawniejsza książka polska o urządzaniu, czyli o „sprawie" stawów rybnych, zawierająca wyczerpujące wskazówki praktyczne odnośnie związanych z tym: niwelacji terenu, prowadzeniu robót ziemnych, budowie grobel, upustów i innych urządzeń hydrotechnicznych.

Strumieński niewątpliwie wiedział, iż jest to pierwsza publikacja polska z tej dziedziny, ponieważ w dedykacji poświęconej Mikołajowi Firlejowi pisze, że celem tej książki jest, aby „niektórzy mniej biegli gospodarze z tego pisania, choć niewystawnego" mogli mieć pożytek, gdyż — jak dalej dodaje — „jako słyszę, łacińskim językiem o tej materii dosyć szeroko pisali". Miał on tu na myśli zapewne słynne dzieło łacińskie czeskiego uczonego Jana Dubra-

wiusza, późniejszego biskupa ołomunieckiego, wydane w Bratysławie w r. 1547, pt.: Jani Dubravii de piscinis", a później kilkakrotnie przedrukowywane[1]).

Nie będąc — jak sam pisze — „w żadnej nauce ćwiczony", nie był widać i łacinnikiem, gdyż o dziełach pisanych po łacinie tylko „słyszał", a zdając sobie sprawę, że takich jak on była większość, przyszedł do wniosku, że książka napisana po polsku „sposobem jakoby jakiej nauki, ludziomby się przygodzić mogła".

Było to tym bardziej słuszne, że w owym czasie, z uwagi na rozwój gospodarstw folwarcznych oraz przemysłu opartego na użytkowaniu siły wodnej, temat dziełka był niewątpliwie bardzo aktualny.

O dużym powodzeniu tego podręcznika świadczy przedmowa do drugiego wydania, które wyszło w r. 1605 z tej samej Drukarni Łazarzowej, już po śmierci Autora.

Inicjatorem tego wydania był ksiądz Jan Januszowski, archidiakon sądecki, który tak oto uzasadnia potrzebę jej ponownego opublikowania:

„Książka wprawdzie niewielka, ale gospodarzom wszystkim bardzo potrzebna. Jej iż dawno nie stało: takich zaś nie mało a ludzi znacznych się znajdowało, którzy ją mieć pragnęli i usilnie o to prosili, aby znów na świat wydana była".

Miarą wartości tego dziełka jest fakt ukazania się następnej edycji w r. 1609, ale już pod innym tytułem i nazwiskiem. „Spisanie porządku stawowego i przestróg niektórych domowego gospodarstwa, z pilnością uczyniona od Stanisława Stroynowskiego z Stroynowa, ku czytaniu i wiadomości wszelkim stanom wielce potrzebne i pożyteczne, teraz nowo w druku wydane Roku Pańskiego 1609 W Krakowie, Bazyli Skalski drukował".

Edycja Strojnowskiego różni się od pierwowzoru tylko tym, że jest zaopatrzona w nowe rysunki narzędzi niwelacyjnych, a poza tym sam wykład jest uzupełniony kilkoma drobnymi notatkami. Różnice obydwu tekstów polegają przeważnie na zastosowaniu przez Strojnowskiego odmiennych nieco wyrażeń lub innego układu zdań; inaczej mówiąc, treść została prawie w całości przepisana ze Strumieńskiego. Zastanawiające przy tym jest — jak to się dziś mówi — „asekuranckie" nieco wyznanie na wstępie do książki, że Autor „nie pogardzał zdaniem tych, którzy o tej materii przed nim pisali..."

Następne wydanie Strojnowskiego wyszło w r. 1636, również w Krakowie i pod tym samym tytułem, tylko z dodatkiem na karcie tytułowej: „teraz znowu z pilnością przedrukowane", co — jak na plagiat — tchnie już mimowolną ironią.

Strojnowski był jednak inteligentnym plagiatorem Strumieńskiego: znał się na rzeczy i choć oryginału niczym ważniejszym nie wzbogacił, to go jednak nie zniekształcił.

Cztery wydania w latach 1573—1636 to już wielki sukces. Spowodowała go potrzeba techniczna, gdyż był to okres nie tylko rozwoju gospodarstw folwarcznych (hodowla ryb, młyny), lecz również i ożywionej działalności przy ujmowaniu wód dla celów przemysłowych (folusze, kuźnice itp.), gdzie niezbędną była umiejętność użytkowania źródeł siły wodnej.

Po wyczerpaniu tych edycji korzystano już prawdopodobnie z tłumaczenia wspomnianego dzieła Dubrawiusza, wydanego po polsku w drugiej połowie XVII w.

Pierwsza połowa XVIII wieku — to okres zupełnego zastoju naszego piśmiennictwa technicznego: był to — wedle dosadnego określenia jednego z historyków literatury — „czas ściemnienia światła".

W początkowym okresie Wieku Oświecenia polska literatura techniczna ledwie zaczęła się rozwijać i odrodzenie jej nastąpiło dopiero w połowie XIX w., kiedy to zaczęto interesować się również i literaturą zabytkową z dziedziny techniki. Bogumił Linde umieścił książkę Strojnowskiego w spisie źródeł leksykograficznych swego słownika i wypisał z niej wiele wyrazów, co świadczyłoby o tym, że pierwodruku Strumieńskiego nie znał. L. Leśniewski był pierwszym, który zwrócił uwagę w „Rybactwie krajowym" (Warszawa 1837 r.) na dawne zabytki w tym dziale piśmiennictwa. Strumieńskiego również nie znał, a książkę Strojnowskiego scharaktervzował jako „rzadka i szacowną", podając przy tym tytuł wydania z r. 1636 i zaznaczając, iż dziełko to „nie bez pożytku może być czytane, szkoda tylko, że bardzo jest rzadkie".

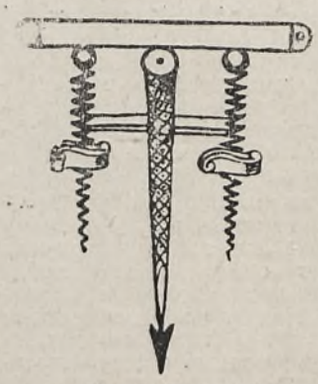
Doceniając nie tylko wartość, lecz również i aktualność tego dziełka, Zygmunt Gawarecki i Albin Kohn dołączyli przedruk książki Strojnowskiego z r. 1609 do wydanej w Warszawie w r. 1860 publikacji pt. „Polskie stawowe gospodarstwo". W przedmowie do tego (piątego już z kolei) wydania dali taką oto pochlebną mu ocenę: „Dzieło przez Strojnowskiego napisane odznacza się gruntowną znajomością rzeczy i może dziś nawet dla gospodarzy być wskazówką nie w jednym jeszcze razie, jak sobie trzeba postąpić ze stawami".

Wreszcie Antoni Strzelecki w swej pracy pt. Gospodarstwo Rybne" (Warszawa 1877 r.) ocenił pracę Strojnowskiego jako „poważną", która i dziś ma swoją wartość".

A więc — po przeszło dwustu latach od jej wydania — książka Strojnowskiego znów zasłynęła i słusznie, tylko że wszystkie te wyrazy uznania dla jej walorów należy zapisać na dobro Strumieńskiego.

W drugiej połowie XIX wieku były znane bibliografom tylko dwa egzemplarze pierwodruku tego dzieła — jeden w bilbliotece Dzieduszyckich, a drugi — w Ossolineum we Lwowie.

Dopiero dr inż. Feliks Kucharzewski wyciągnął z niepamięci pierwodruk Olbrychta Strumieńskiego z r. 1573, wydając w r. 1897 przedruk z egzemplarza Biblioteki Ossolińskich, zaopatrzony obszernymi przypisami i słowniczkiem[2]).



Rys. 1. Waga wodna

Było to w okresie trzechsetlecia szóste i ostatnie wydanie tej książki.

Zasługą Kucharzewskiego jest jeszcze i to, że w komentarzach do tego przedruku dokonał szczegółowego porównania tekstów Strumieńskiego i Strojnowskiego, ujawniając w ten sposób fakt dokonanego plagiatu.

W związku z tym występuje tu dość paradoksalne zjawisko: nie kto inny, lecz właśnie plagiator ma znaczną zasługę, że na przeciąg lat przeszło dwustu uratował od niepamięci tę ozdobę literatury technicznej polskiego renesansu.

II. „Niewystawne pisanie"

Niewielka ta książeczka (o formacie zbliżonym do zeszytu szkolnego) zawiera 68 kart po 25 wierszy druku każda. Odbita jest cała tak zwaną „frakturą", pewną odmianą kroju czcionki gotyckiej.

Na wstępie mamy wprowadzającą w temat przedmowę, która jest jednocześnie dedykacją Mikołajowi Firlejowi, kasztelanowi wiślickiemu — chlebodawcy Autora.

Całość, obejmująca tematycznie trzy odrębne zagadnienia: niwelację terenu, budowę stawów oraz hodowlę ryb, jest podzielona na 22 rozdziały, z których ostatni, jak świadczy o tym sam tytuł — „Zamknienie tych książek" — jest niejako posłowiem.

Wykład zaczyna się od opisu narzędzi niwelacyjnych i sposobów niwelacji czyli „ważenia" przeznaczonego pod budowę stawów terenu, a więc — jak mówi tytuł pierwszego rozdziału — „Najpierw o wadze albo mierzeniu stawów", czemu poświęcone są pierwsze cztery rozdziały.

Temat główny książki — to budowa różnego typu stawów i konserwacja odpowiednich urządzeń technicznych, co zajmuje przeszło ⅔ treści i jest szczegółowo omówione w dalszych czternastu rozdziałach.

Ostatnie trzy rozdziały przed posłowiem traktują „O narybieniu i mnożeniu ryb w stawach wszelakich".

Pod względem dydaktycznym Autor daje sobie radę doskonale: każdy temat rozwija metodą dedukcyjną, przechodząc w sposób zwięzły i przejrzysty od ogółu ku szczegółom, a poza tym — sam wykład podaje w pięknej polszczyźnie XVI wieku.

Z narzędzi niwelacyjnych opisuje Strumieński trzy typy: synwagę, wagę na sznurze z blaszką i wagę wodna.

Synwaga jest to łata drewniana z przymocowaną do niej małą grundwagą ciesielską (rys. 4)[3]). Łata jest przytrzymywana nożami przy laskach wbitych w ziemię,

---

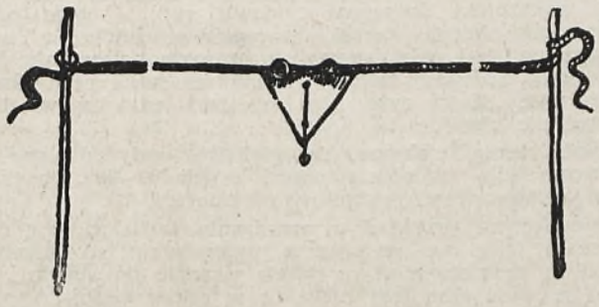
[1]) Polski przekład tej książki pt.: „O rybnikach" wyszedł w Krakowie pomiędzy 1660 a 1685 r.

[2]) Olbrychta Strumieńskiego „O sprawie, sypaniu, wymierzaniu i rybieniu stawów" 1573, wydał Feliks Kucharzewski. Kraków, nakładem Akademii Umiejętności. 1897 r.

[3]) Rysunek synwagi wzięty jest z książki Strojnowskiego, gdyż u Strumieńskiego jest on podany zbyt schematycznie.

a w miejscach zetknięcia się łaty synwagi z laskami robi się na nich nacięcia czyli „karby". Oto fragment opisu synwagi, zawierający ówczesne słownictwo techniczne i będący jednocześnie niejako próbką polszczyzny Strumieńskiego:

„Ta synwaga tym obyczajem ma być urobiona: z suchej tarcice jodłowej, na dłuż ośm łokci kupieckich[4]), a na szerz na półćwierci z drzewa jodłowego i lekkiego, a ma być stosyglem prawie[5]) w miarę ustosowana, aby nie była nikędy na żadnym końcu i po krajach kosonogą, jak mówią, i o pół włos na mięż[6]). Krokiewka[7]) ma też być na nię urobiona, na której ma być blejczyk ołowiany[8]) na cienkim sznurku albo na strunie zawieszony na tak długim, aby przestał przez synwagę. Krokiewka ma być



Rys. 2. Waga na sznurze z blaszką

na dłuż łokieć i ma być na synwadze przybita".

Opisując dalej sposób niwelacji, każe Strumieński obracać synwagę każdy raz o 180°, a to dla uniknięcia systematycznych błędów pomiaru.

Drugi przyrząd niwelacyjny — „Waga na sznurze z blaszką" — pokazany jest na rysunku 2 (Strumieńskiego) i rysunku 2 (Strojnowskiego).

Sznur ma być szesnastołokciowy. „Tym sznurem — pisze Strumieński — ważą przy laskach, jako synwagę, rozciągnąwszy go dobrze, aby się nie uginał. Na tym sznurze ma być blaszka".

Wśród wielu praktycznych wskazówek dotyczacych użycia tego narzędzia jest bardzo słuszne ostrzeżenie: „A jeśliby wiatr był, tedy daj pokój wadze, albowiem nie postawisz wagi przed nim".

Jest rzeczą godną uwagi, że sznur z blaszką był używany do niwelacji w terenie i w kopalniach jeszcze w drugiej połowie XIX wieku.

Waga wodna (rys. 1) składa się z czterołokciowego żłobka drewnianego lub blaszanego, obsadzonego na okutej lasce, wbijanej w ziemię. Do korytka, którego poziom regulują dwie śruby, wlewa się wodę aż po brzegi.

Na obydwu końcach żłobka, który ma być „głeboki i szeroki na dwa palce", umieszczone są półokrągłe blaszki z otworkami czyli „szczytki". Na rysunku wskutek wadliwej perspektywy szczytki te wydają się być przedłużeniem żłobka, tymczasem są one ustawione pionowo i służą jako wiziery (przezierniki) do celowania wzdłuż poziomu wody. Otworki te są tak umieszczone, aby ich dolne punkty, przez które przechodzi oś celowa, były na poziomie wody w żłobku.

Sposób niwelacji wagą wodną mało różnił się od obecnego. Łatę niwelacyjną zastępowała laska, do której był przyczepiony „papier albo co znacznego", to jest jakiś znak do celowania.

Niwelacja odbywała się w ten sposób, że „ważnik" (niwelujący) „ma pilno patrzyć przez on instrument po wodzie z końca onymi dziurkami do onego znaku, a ma wołać: podnieś wyżej albo niżej, aże on cel dobrze uźrzy". Różnica wysokości znaku na lasce i wysokości nad ziemią poziomu wody w żłobku dawała różnicę poziomów stanowiska instrumentu i laski.

Z tych trzech instrumentów Strumieński najmniej cenił wagę wodną jakoże „to waga bardzo leniwa", zalecając natomiast synwagę i blaszkę na sznurze, które są niewątpliwie bardziej dokładne.

[4]) Łokieć kupiecki równa się 0,596 metra.
[5]) Stosygiel — hebel, strug; prawie — prawidłowo, dokładnie według miary.
[6]) Mież — grubość.
[7]) Krokiewka — grundwaga w kształcie małej krokwi, umieszczona na łacie.
[8]) Kulka z ołowiu, zawieszona w środku grundwagi.

Po zaznajomieniu czytelnika z zasadami niwelacji, następuje „Nauka krótka o wywodzeniu wody" na potrzeby zarówno stawów rybnych, jak również i młynów.

Chociaż wymagania w owych czasach w zakresie ujęcia wody dla młynów, pod względem energetycznym były niewielkie, to jednak sprawa ta nie była wcale prosta.

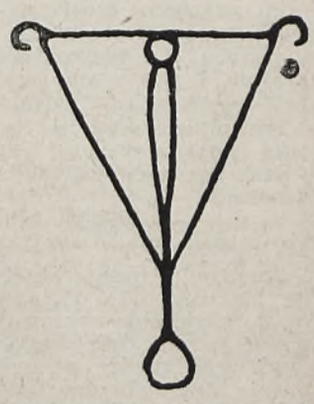
Chodzi o to, że zbyt wątły dopływ wody groził przestojem w okresie zimowym i podczas suszy letniej; natomiast zbyt obfity — powodzią w razie wielkich opadów i uszkodzeniem lub nawet zniszczeniem urządzeń technicznych.

Przy „wywodzeniu wody" z rzeki daje Strumieński pewne normy, zalecając przede wszystkim, aby dno rowu było poniżej zwierciadła wody w rzece o jeden łokieć. A oto dalsze jego wskazówki techniczne:

„Szerokość przekopy tak czyń, jako wiele wody potrzebujesz. Jeśli na młyn korzeczny[9]) na jedno koło, tedy dosyć dwa łokcie; jeśli na dwie kole, tedy trzy; a jeśli na trzy albo cztery, tedy więcej, a zwłaszcza na walniki[10]). Jeśliby też u onej rzeki były brzegi wysokie, tedy musisz wodę jazem podnieść".

Rzecz oczywista, że bardziej konkretnych norm ustalających podstawy usytuowania zakładu wodnego w stosunku do źródła siły Strumieński dać nie mógł, a więc nie podawał również i kubatury zbiornika wody.

Mówiąc o stawach, ustala on tylko niezbędną ich głębokość z punktu widzenia gospodarki rybnej: „Prawa miara mieć wodę w stawie cztery albo pięć łokci, albowiem w takim stawie najlepiej ryba rośnie i staw się nieraz chwaści i zaplugawi".



Rys. 3. Blaszka z blejczykiem do wagi na sznurze

Nadzwyczaj dokładne i wyczerpujące są natomiast wskazówki dotyczące budowy stawów. Wykład zaczyna Strumieński od budowy grobli, podając przykładowo wymiary aż dla ośmiu różnych przekrojów poprzecznych.

Z uwagi na ciekawą staropolską terminologię techniczną, zacytuję opis jednej z nich:

„Kiedy poczniesz groblę sypać dwułoktową, a tam w tym miejscu przechodzi woda wielka, wtedy ma być w tej groblej zakład[11]) łokci siedem, zawierka[12]) na wierzchu łokci trzy, a surem[13]) zginie łokci cztery".

Chcąc wyjaśnić, czym kierował się Strumieński przy ustalaniu wymiarów profilu poprzecznego grobli wszystkich ośmiu typów, podaję te wymiary w oddzielnym tabelarycznym zestawieniu.

Przekrój poprzeczny grobli ma kształt trapezu równoramiennego. Jeżeli więc oznaczymy wysokość grobli przez H, a szerokość zakładu i zawierki przez B i A, to — jak widać z tabelki — we wszystkich wypadkach $H = \frac{B-A}{2}$

Tabelka wymiarów grobli w łokciach, według Strumieńskiego

Wysokość grobli H	Szerokość zakładu B	Szerokość zawierki A	Sur $B-A$
2	7	3	4
3	10	4	6
4	13	5	8
5	16	6	10
7	22	8	14
8	24	8	16
9	26	8	18
10	28	8	20

Stąd wynika, że przy sypaniu grobli jest tu wszędzie przyjęty spad zboczy równy 45°.

Szerokość zawierki, przy groblach siedmiołokciowych i wyższych, dochodzi do łokci ośmiu i już się nie zmienia, gdyż — jak pisze Strumieński — „ze stawu, do którego nie przychodzi woda zbytnia, tedy tak dosyć".

[9]) Młyn korzeczny — młyn z kołem skrzynkowym.
[10]) Walnik — młyn z kołem łopatkowym.
[11]) Zakład — fundament, podstawa.
[12]) Zawierka — korona grobli.
[13]) Sur — skarpa, zbocze, skos.

Dalej idą szczegółowe wskazówki dotyczące sypania grobli.

Na dobrze oczyszczonym terenie, na którym by nawet „drzażdżu[14]) jakiego połamanego nie było", trzeba zakład rozmierzywszy, „stawiać wszędy laski tak wysokie, jako już grobla ma być wysoka". Potem należy zakładać fundament pod groblę, a więc „kiedy będziesz czynił zmowę z stawarzami staw budować, tedy najpierwej mianuj zamek albo, jako oni zową, grundfest który ma być pierwej uczynion, niż poczną suć groblę". Zamek, zależnie od wielkości grobli, ma być od 2 do 3 łokci głęboki i od 3 do 4 łokci szeroki, przy czym należy pilnować „aby nie podebrano grundfestu" przy braniu ziemi w stawie na groblę.

W rozdziale „Czego ma pilnować groblę sypiąc", mamy jeszcze takie pouczenie: „Najpierwej, kiedy już stawacz uczyni grundfest niechajże go zawiezie dobrą ziemią niebagnistą. A kiedy go już zasypie, niechajże toczy takami hałdę spodnia nie wyższą jeno na łokciu, a niechaj po niej z takami jeździ, a to dlatego, aby ziemia uległa i potym, kiedy będzie wyżej, niechaj nie czyni żadnej hałdy wyżej jeno na łokieć, a nawięcej półtora, a niechaj po każdej jeździ...".

Po usypaniu grobli należy ją zabezpieczyć od strony wody przez otarasowanie, wzmacniając palami dębowymi z faszyną. Tu Strumieński nadmienia, że „w niektórych krajach i murowane tarasy murują, czego jeśli się napatrzyć chcesz, idź do Morawy, do Czech".

Pozwoliłem sobie na te obszerniejsze cytaty, aby niejako udokumentować aktualność tych pouczeń jeszcze i dziś, bez mała po 400 latach od wydania tego pięknego dziełka.

Bardzo szczegółowo omówione są tak istotne urządzenia, jak upusty, żłoby i stawidła.

Sposoby mierzenia objętości nurtu nie były wtedy znane, nie mógł więc Strumieński podać ścisłych wskazówek co do określania przepustowości tych urządzeń. Uwzględniając jednak dość częstą u nas plagę powodzi i to, że „zwłaszcza między górami, prędki wzbierek bywa", nadmienia tylko bardzo oględnie: „wybierz łoże upustowi dobrze głęboko szerokie, by i sto łokieć miał być na szerz". Stanowczo przy tym jest przeciwny stawianiu młyna, jak i upustów na środku grobli, lecz lokuje go na jej końcu, aby w nagłej potrzebie udostępnić dojście do niego i w razie przerwania — zapobiec rozmyciu grobli na całej jej długości. Aby zabezpieczyć upust przed podmyciem, należy pod przyciesie dać od strony nurtu „szpontpale", które — jak mówi Strumieński — „zwą po staroświecku lemiesze".

Urządzenia doprowadzające wodę na koło młyńskie lub do spuszczania wody ze stawu składa się ze żłobów i słupów. Żłoby są z grubych nie okoronowanych bali, przepołowionych wzdłuż i wydrążonych, z pozostawieniem z jednego końca części miąższu. Po złożeniu obydwu połówek, pozostały miąższ będzie korkiem dla sporządzonej w ten sposób rury, którą obsadza się pod groblą, zakorkowaną częścią — na trzy łokcie na dnie stawu, a drugą — na zewnątrz, na dwa łokcie poza groblą. W boku żłobu, po stronie stawu wywierca się otwór zakrywany ruchomym czopem do spuszczania wody ze stawu.

Żłób łączy się w obrębie stawu z tak zwanym „słupem", który według relacji Strumieńskiego — Ślązacy zowa pidłem, Mazurzy mnichem, ale u nas po polsku, po prostu słup". W słupie tym są stawidła regulujące poziom wody w stawie.

Poza tym podane są tam wyczerpujące informacje odnośnie wielu jeszcze innych niezbędnych urządzeń zapobiegających podrywaniu grobli od tyłu przez nawalną wodę, uchodzeniu ryb ze stawu do rzeki, a ponadto — o zabezpieczeniu się przed ponikami (podziemnymi strumykami) na dnie stawów, o urządzaniu sadzawek i zimochowów, o przesuszaniu stawów itp.

Specjalną uwagę zwraca Strumieński na rzeźbę terenu: inaczej postępuje przy stawach projektowanych „na dolinach albo na żłobinach, do których się jeno dżdżownica[15]) ściąga, a inaczej, kiedy pisze „o stawie, który ma groblę między górami", to jest, gdy zamyka się samą rzekę grobla sypaną między wyniosłymi brzegami.

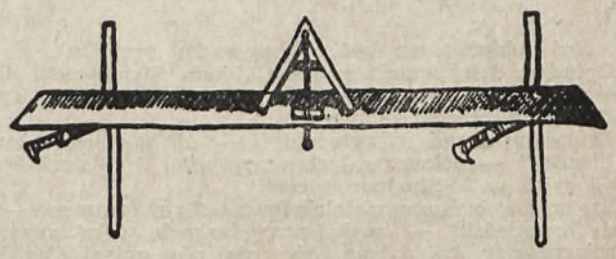
Dziełko to rozwiązuje na ogół całokształt zagadnień hydrotechnicznych, dotyczących budowy stawów rybnych. Nie poruszone tam są bodaj że tylko dwa z istotniejszych problemów: jak zabezpieczyć się przed krą w czasie powodzi wiosennych i jak zapobiec niedostatkowi wody w czasie suszy letniej.

Wielki nacisk kładzie Strumieński na stosowanie odpowiednich materiałów budowlanych i sumienne wykonywanie robót, „aby baszta[16]) nie zgniła, woda żeby się pod żłoby nie dobyła, aby się staw nie zerwał". Coraz to przy tym upomina, „iż to niepożyteczna rzecz partaniną robić", lub też: „kiedy leda jako zbudujesz, leda jako mieć będziesz", ostrzegając ponadto, żeby nie sprawdziło się stare, aktualne widać również i za jego czasów, przysłowie: „dopiero po szkodzie Polak mądry"...

W końcowej części podręcznika znajdują się szczegółowe wskazówki dotyczące hodowli ryb, a więc przede wszystkim karpi, karasi, szczupaków, linów, a nawet okuni, płotek i oklei, przy jednoczesnym ostrzeżeniu przed sztuczną hodowlą takich gatunków, jak certy, łososie i pstrągi, „iż to ryba nie stawowa, tedy też w stawie trwać nie chce".

Jest rzeczą ciekawą, że niektóre rady dawane hodowcom (dla ożywienia widać wykładu) są zaprawione iście renesansowym, rubasznym humorem.

Mówiąc na przykład o urządzaniu tarliska, daje Strumieński taką oto praktyczną wskazówkę: „A przedtym, niźli je będziesz miał na tarcie wsadzić do stawku, chowaj je dwie albo trzy niedziele w jakiej cieśni. A potym



Rys. 4. Synwaga

wybrawszy je, puszczaj im w pępek i w gębę kąsek soli i puszczajże je w imiono Boże na tarło, a uźrzysz, żeć się wnet zaraz poczną trzeć...".

Nie mniej cięta jest również uwaga podana przy opisywaniu zimochowu (sadzawki): „Aczci powiadają głupi a niedoszli gospodarze, że lepiej sadzić karpięta z ojcami do sadzawki, a to nie krzeczy, bo to nie kurczęta albo nie gąsięta, żeby je miały stare wodzić...".

Jak widać z przytoczonych tu wielu cytat, jaśnieją wprost one świeżością naszego piśmiennictwa renesansowego.

W dedykacji Firlejowi charakteryzuje Strumieński swe dziełko z przesądną skromnością jako „niewystawne" lub wręcz — „proste i grube pisanie", tymczasem cechuje go niezmiernie cenna prostota polegająca na wyrażeniu swych myśli tymi słowy, jakie słyszał wokół siebie, a więc przy użyciu terminologii technicznej zaczerpniętej z praktyki krajowej, bez stosowania jakichkolwiek łacińskich makaronizmów. Pod tym względem dziełko to jest doskonałym źródłem historycznym polskiego słownictwa technicznego.

Co do wartości samego dziełka, to — według prof. F. Kucharzewskiego — piśmiennictwo europejskie XVI wieku nie posiadało lepszego podręcznika o urządzaniu stawów.

Dubrawiusz przewyższał Strumieńskiego erudycją, lecz nie dorównywał mu w swej publikacji bogactwem treści oraz gruntownością i ścisłością wskazówek praktycznych.

III. Specjalista, co umiał wiele powiedzieć.

O Strumieńskim nie dużo więcej wiemy niż on sam w swym dziełku o sobie napisał. A szkoda, bo ciekawym musiał być człowiekiem ten chudopachołek na służbie magnackiego rodu Firlejów, podpisujący się pod dedykacją jako „zdawna powolny i prawie domowy sługa", co to nie z jednego pieca chleb jadł i nie z jednego stawu ryby „włokiem targał".

14) Drzażdż — drzazgi i połamane gałęzie.
15) Dżdżownica — woda deszczowa.
16) Baszta — krata nie dopuszczająca ryb do upustu.

Brak jest przede wszystkim ścisłych dat biograficznych. Można jednak przypuszczać, że wydał on swe dziełko na schyłku swego pracowitego życia, gdyż w dedykacji Michałowi Firlejowi pisze, że „wielki czas wieku swego" służył „niektórym zacnym panom, a już od niemałego czasu" — Janowi Firlejowi (bratu Michała), wojewodzie krakowskiemu i hetmanowi wielkiemu koronnemu.

Na karcie tytułowej książki i w przedmowie przedstawia się jako „Urzędnik Balicki", czyli rządca w Balicach — majętności Firlejów pod Krakowem. A że Jan Firlej odziedziczył Balice w r. 1562, mógł więc Strumieński przed wydaniem swego dziełka pracować tam już przeszło 10 lat.

Wiadome jest jeszcze, że łączyły go zażyłe stosunki z Bartłomiejem Paprockim, autorem „Herbów rycerstwa polskiego".

Z tych bardzo skąpych danych chronologicznych można tylko wywnioskować, że Strumieński żył za Zygmunta Augusta, Henryka Walezjusza, Stefana Batorego, a być może też i na początku panowania Zygmunta III. Podpisuje się zaś jako „Olbrycht Strumieński z Mysłowic", miasteczka nad Przemszą, położonego 10 km od Katowic.

Nie jest jednak rodem ze Śląską, gdyż parokrotnie używa wyrazów „u nas w Polsce", a ponadto w rozdziale o zarybianiu stawów nawet dość szpetnie Ślązakom przygaduje:

„W wodzie się wszystko płucza, jako czaple, z kabatów nigdy się nie zwłóczą, a w skórzniach wszystko chodzą, bo wszystko o stawiech, a o wodzie myśla. A też ubodzy osłowie śmierdzą rybami, jako wydry"...

Niewdzięcznie obszedł się Strumieński ze Ślązakami, a przecież właśnie u nich, a nie gdzie indziej zdobył swe wyjątkowe doświadczenie fachowe, o czym świadczy taka oto wzmianka plagiatora Strojnowskiego, jedyna zresztą którą — z okazji omawiania kosztów robocizny — uczcił swego poprzednika: „Przed czterdziestą lat Olbrycht Strumieński pisał też o najmowaniu robót stawierskich, ale to pisanie jako więcej należy do Ślązaków i Morawców, nie do Polaków, bo się był w tamtych krajach schował i tam przy robotach bywał..."

Musiała mu się widać stać jakaś krzywda od któregoś z „panów", jeżeli aż na Śląsk się „schował", bo w posłowiu do książki wspomina z pasją, że „kiedy trafi na pana żmindaka, na furiata, takowemu panu nie jest godne, aby mu kto dobry służył".

Wrażliwy musiał być on na krzywdę ludzką, skoro — opisując spust — tak oto poucza ziemian: „a ubogim ludkom, zwłaszcza tym, którzy łowią a uziebną, płociczek dawaj; a nie bij ubogiego chłopka kijem, któryć też pomoże koło tego pracować, nie broń mu ani mu łaj i ową rybkę, co się we włoku udawi".

Będąc sam zamiłowany w gospodarstwie stawowym, umiał i innych zachęcać do tego w sposób wprost entuzjastyczny: „Albowiem staw jest rzecz osobliwa, może każdy nazwać szpiżarnią, w którejby skarb chowano. A kiedyć upust przyjdzie, jaka to pociecha: każesz zabrnąć z włokiem, zajmą ich tak wiele, że się i włok będzie targał, wyciągną ano szczuki wielkie, karpie wielkie, okunie wielkie, karasie et cetera..."

Specjalistą w swej dziedzinie był Strumieński tęgim: na wszystko miał swój sposób, nawet jeżeli trzeba wiedzieć, co się pod ziemią dzieje.

Kiedy mówi na przykład o „ponikach", czyli strumykach podziemnych, na które można trafić przy kopaniu stawów, to dla przekonania się o ich istnieniu, daje taką oto radę: „Słuchajże, przyłożywszy ucho do samej ziemie, tedy usłyszysz, co woda szumi przez rzadką ziemię..."

Chociaż w przedmowie skromnie nadmienia, że nie jest „w żadnej nauce ćwiczony", to jednak w jednym ze swych wykładów ujawnia tajemnicę swej głębokiej znajomości fachu i to w sposób zdumiewająco prosty: „Nie wszystkośmy się filozofy porodzili. Przydawało się to mnie wszystko i stąd umiem o tym powiedzieć..."

Rzeczywiście, umiał o tym wszystkim opowiedzieć w sposób doskonały, z gruntowną znajomością rzeczy, a przy tym — piękną szesnastowieczną polszczyzną.

Muszę jeszcze nadmienić, że do dziełka Strumieńskiego nie należy podchodzić li tylko jak do ciekawostki bibliofilskiej. Mimo swej niewielkiej objętości, piękna ta książeczka jest bogatym materiałem źródłowym nie tylko do badań naukowych dla historyków nauk technicznych, lecz i dla wykładowców hydrotechniki, inżynierów i techników budownictwa wodnego, geodetów i polonistów.

Warto więc, aby ten klejnot naszej literatury technicznej z okresu renesansu doczekał się jak najrychlej swego siódmego wydania.

Z ŻYCIA ORGANIZACJI I Z TERENU

Z OBRAD III SESJI RADY GEODEZYJNEJ I KARTOGRAFICZNEJ

W dniu 21 czerwca 1958 r. odbyło się posiedzenie Rady Geodezyjnej i Kartograficznej pod przewodnictwem prezesa GUGiK mgr inż B. Szmielewa przy udziale 20 osób (z ogólnej ilości 23 członków Rady).

Głównym tematem sesji było rozpatrzenie tez do przepisów o kwalifikacjach osób zatrudnionych w geodezji.

Tezy te mają już swoją długą historię.

Stowarzyszenie Geodetów Polskich od lat domaga się określenia kwalifikacji geodety i dokonania weryfikacji poprzez wpis do rejestru geodetów, spodziewając się, że podniesienie wymagań kwalifikacyjnych podniesie jakość robót oraz powiąże wzrost płac ze wzrostem kwalifikacji.

Od roku 1956 opracowano kilka redakcji tez o kwalifikacjach. Niektóre z nich były przedyskutowane na zebraniach SGP i uzgodnione z GUGiK. Redakcja przedstawiona na sesję Rady Geodezyjnej i Kartograficznej odbiegała znacznie swym ujęciem od formy uprzednich redakcji, dokonane zostały liczne skreślenia — nie zawsze najszczęśliwiej, gdy dotyczyły szczegółowych wyjaśnień.

Na przykład: nie jest jasne, jakie czynności geodezyjne zastrzeżone są dla geodety, a jakie mogą wykonywać niegeodeci. Mierzenie pewnych elementów jest dla każdego inżyniera, projektującego swoją budowlę w ścisłej zależności od sytuacji czy ukształtowania terenu, czynnością nieodłączną od jego zawodu, przy tym prostą i nie wymagającą specjalnych kwalifikacji. W dyskusji na sesji Rady podkreślono, że w każdym zawodzie wykonuje się szereg prostych czynności pomiarowych, nie przedstawiających zainteresowania dla nikogo poza wykonawcą. Należą tu takie czynności, jak pomiar zasiewów przy kontraktacjach; pomiary kubatur, inwentaryzacja urządzeń budowli i dróg; hydrometria; pomiary dla płodozmianów, taksacji lasów itp. Żadna z tych czynności geodezyjnych nie tworzy dokumentu geodezyjnego i nie tworzy żadnych trwałych punktów osnowy geodezyjnej. Z drugiej strony podawano na Radzie przykłady tendencji melioratorów i leśników do wykonywania map podkładowych dla projektowania oraz architektów do wykonywania parcelacji.

Tylko wyraźne określenie, jakie dokumenty i jakie prace geodezyjne są zastrzeżone dla geodety oraz wprowadzenie ustawowego zakazu i sankcji karnych za wykonywanie prac geodezyjnych przez nie-geodetów podniesie jakość prac, uczyni je przydatnymi nie tylko dla jednorazowego celu, a w efekcie poważnie obniży nakłady pieniężne na roboty geodezyjne. W ustawie o mierniczych przysięgłych był odpowiedni przepis, który określał, jakie dokumenty geodezyjne mogą być sporządzane tylko przez mierniczego przysięgłego. Również w pierwszych redakcjach obecnych tez znajdowało się analogiczne określenie i ono, zdaniem zebranych na sesji, powinno znaleźć się w przepisach o kwalifikacjach osób zatrudnionych w geodezji.

Rozwinęła się również dyskusja nad autorytetem geodety w oczach społeczeństwa. Niewątpliwie autorytet ten zależy od jakości prac przez niego wykonywanych i od jego postawy etycznej. Przepisy powojenne nie przewidują jakichś sankcji w stosunku do geodety, który nadużył zaufania publicznego, jakim społeczeństwo darzy wiarygodność dokumentów geodezyjnych; takie sankcje przewidywała ustawa o mierniczych przysięgłych, pozbawiająca nawet na stałe prawa wykonywania funkcji mierniczego przysięgłego.

Drobną, lecz ważną sprawą jest nazwa dla geodety — autoryzującego dokumenty. Społeczeństwo przyzwyczaiło się do nazwy „mierniczy przysięgły", nazwa „geodeta uprawniony" jest mniej uroczysta, lecz samo propcnowane słowo „geodeta" jest nazwą zawodu, a nie stanowiska w zawodzie.

Podkreślono w dyskusji potrzebę uroczystego charakteru nadawania uprawnień i składania przyrzeczenia.

Najbardziej ożywioną dyskusję wywołała sprawa praktyków, gdyż przedstawione Radzie tezy wymagały od wszystkich geodetów średniej szkoły ogólnokształcącej lub równorzędnej zawodowej, co geodetów-praktyków pozbawiałoby praw nabytych w geodezji. W rezultacie postanowiono, że osoby przyuczone w zawodzie (praktycy) będą mogły mieć przyznane prawa i obowiązki asystenta geodety lub geodety uprawnionego na podstawie oceny kwalifikacji fachowych przez komisję kwalifikacyjną oraz po wykazaniu się posiadaniem wykształcenia ogólnego. Zgodne z postulatem SGP będą zwolnieni od rygoru posiadania wykształcenia ogólnego praktycy o 30-letniej praktyce, posiadający praktykę 15-letnią powinni zdobyć co najmniej 9 klas szkoły ogólnokształcącej, a wszyscy inni o praktyce poniżej 15 lat, powinni okazać się posiadaniem pełnego wykształcenia średniego.

Tego rodzaju opinia Rady jest zgodna z opinią Zarządu Głównego SGP, podjętą w dniu 13.VI.58 r. w Katowicach.

Mgr inż. Wacław Kłopociński

POD GORĄCYM NIEBEM LIBII

Libia, kraj o powierzchni 699 358 mil kwadratowych zamieszkana jest przez 1 091 830 mieszkańców, według spisu ludności z r. 1956. Obecnie liczba ta jest znacznie większa dzięki stosunkowo dużemu przyrostowi naturalnemu. Średnie zamieszkanie na 1 milę kwadratową wynosi 1,6 mieszkańca, co jednak nie jest zgodne z suchymi cyframi statystycznymi. Prawie 90% ludności zamieszkuje bowiem pas nadbrzeżny szerokości, w zależności od ukształtowania terenu, od 20—50 km. W pasie tym dzięki deszczom w okresie naszej zimy i chłodnym wiatrom od morza są możliwe tak uprawa roli, jak i wypas, głównie owiec, wielbłądów i kóz.

Reszta przestrzeni — to pustynia, która z pasa nadbrzeżnego przechodzi przez pas przejściowy, gdzie jeszcze od czasu do czasu padają deszcze, które uzupełniają zrobione tam zbiorniki na wodę. Często zbiorniki takie pamiętają odległe czasy. Wokół nich odbywały się bitwy, o czym świadczą częste groby z kamieni, z reguły bardzo prymitywne.

W pasie przejściowym spotyka się jeszcze koczujących Beduinów mieszkających wyłącznie w namiotach. Przenoszą się oni z miejsca na miejsce ze swymi stadami wielbłądów, owiec i kóz (co wygląda bardzo malowniczo), głównie w poszukiwaniu wody i paszy. Woda na pustyni to problem, to kwestia życia i śmierci, to przyczyna wielu tragedii.

W pasie przejściowym mieszka pozostałe 10% ludności.

Wreszcie przechodzi się do właściwej pustyni, gdzie brak jest wszelkiego życia zwierzęcego. Spotkać tu można jedynie karawany wielbłądów przemierzających ze wschodu na zachód te ogromne obszary, tak jak to było przed wiekami.

Religia dominującą jest mahometanizm — 93%, katolików — 5%, żydów — 2%.

Ogólnie kraj kulturalnie bardzo zacofany, choć widzi się usiłowanie, by podnieść ten poziom. Jest to zadanie bardzo trudne z uwagi na sytuację gospodarczą, brak odpowiedniego przemysłu i surowców.

Libia dopiero po drugiej wojnie światowej otrzymała niepodległość. Jest królestwem konstytucyjnym o bardzo zawiłym tekście i sposobie rządzenia. Wpływ ubiegłych wieków wywarł silne piętno na mentalność ludności, której pokolenia od XVI wieku, aż do r. 1911 były pod panowaniem tureckim. Z okresu tego zostały jedynie stare twierdze, zresztą w kompletnej ruinie, jako widoczny świadek ubiegłych stuleci.

Od roku 1911 do drugiej wojny światowej Libia była w rękach włoskich. Ten okres pozostawił bardzo silne piętno i to we wszystkich dziedzinach. Oczywiście najbardziej rzucająca się w oczy jest architektura, drogi itd. Pozostałości włoskie widzi się na każdym kroku oraz język włoski, który nie będąc obecnie urzędowym jest jednak w powszechnym użyciu. Język arabski jest obecnie forsowany (gdyż jest językiem urzędowym).

Znalezienie przez Francuzów przed kilku laty w sąsiednim Algierze bardzo bogatych złóż ropy naftowej było powodem rozpoczęcia podobnych poszukiwań na terenie Libii. W tym celu zawarto umowy z firmami, które głównie reprezentują kapitały amerykańskie i angielskie. Firmy te na zakontraktowanych, tak zwanych koncesjach, przeprowadzają poszukiwanie wyłącznie ropy naftowej.

Badania te z iście amerykańskim rozmachem, kosztując wiele milionów dolarów (ostatni przydział kredytów na rok 1958 — 50 000 000 dolarów), przeprowadzane są bardzo starannie, systematycznie i obliczone na kilka lat.

Ponieważ w Libii tylko w pasie nadbrzeżnym była zrobiona przez Włochów siatka triangulacyjna, obecnie firmy muszą ją zakładać na swych koncesjach. Jest to powód, dla którego obecne pomiary są robione — nie z myślą o całości kraju, lecz dla wymagań danej firmy, która je przeprowadza. Jest to duży minus tej tak kosztownej pracy.

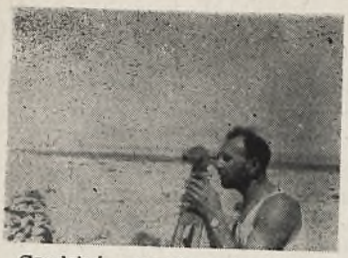
Normalnie punktem wyjścia jest znalezienie „bazy włoskiej". Znalezienie „punktów włoskich" dla tego celu jest obecnie zadaniem raczej trudnym gdyż dokładne znalezienie punktu jest czasem niemożliwe. W czasie działań wojennych w Libii w okresie drugiej wojny światowej, punkty te były bardzo starannie niszczone dla utrudnienia orientacji. Dla przykładu podam, że jeden z punktów znaleźliśmy tylko dzięki przypadkowi. Beduini pamiętali przypadek rozbicia się samolotu na tej górze i tam nas zaprowadzili. Ociosane kamienie, które upamiętniały ten wypadek były rozrzucone w promieniu 300 m. Na szczycie znaleźliśmy wkopany słup triangulacyjny, który nie został zniszczony, lecz zakopany. Z wielkim nakładem wysiłku zebraliśmy te kamienie, aby ustawić je na pierwotnym miejscu.

Tam, gdzie nie można, względnie jest za daleko do nawiązania z punktami włoskimi w celu zbudowania bazy wyznacza się ją przy pomocy... astrofixu.

I—1 Pozostałości II Wojny Światowej — pola minowe i niewypały, które trzeba niszczyć

I—2 Na rozległej pustyni spotkać można jedynie stare groby

I—3 Tak wygląda „obóz" z daleka



Grudzień, „pomiarowiec" przy pracy

Czerwiec, „pomiarowiec" okryty mokrym ręcznikiem przy pracy

Punkt włoski. Zbudowany przez Włochów punkt triangulacyjny

Przy budowie punktu triangulacyjnego

Specyficzne warunki klimatyczne, które tu panują, narzucają sposób wykonywania pomiarów. Ponieważ w ciągu dnia powietrze jest tak rozgrzane, że stale „faluje" i wówczas widoczność, nawet przy użyciu nowoczesnych doskonałych instrumentów optycznych (które w bardzo szybkim czasie zostaną wyparte przez urządzenia elektroniczne ze znacznie większą dokładnością) spada do kilku metrów. Wszelkie prace przygotowawcze wykonuje się w dzień, a wszystkie pomiary w nocy. Dla tego celu w ciągu dnia wybiera się odpowiednie, które w nocy są oświetlone lampami (doskonałe lampy żarzeniowe na naftę). Przy pomocy tych świateł robi się pomiary. Metoda ta stosowana do tej pory daje największa dokładność (w instrumencie punkt świetlny), przy precyzyjnym ustawieniu lamp. Punkty świetlne są doskonale widoczne w instrumencie nawet z odległości 20 i więcej kilometrów.

Transport, który stanowi oddzielny rozdział i to nader ważny też musiał się dostosować do wymagań, które mu narzuca teren. Dlatego stosuje się obecnie jako środek transportowy: helikopter (śmigłowiec) i samochód terenowy.

Transport przy pomocy zwierząt został zupełnie zaniechany i nie spotkałem ani jednej firmy, która by go używała.

Praca śmigłowcem jest w pewnych warunkach znacznie wydajniejsza, lecz równocześnie bardzo kosztowna. Dla zobrazowania podam, że obecnie godzina wynajętego helikoptera kosztuje 60 funtów, bez względu na to, czy helikopter jest w powietrzu czy na ziemi. Na terenie Libii jest do tego czasu tylko jeden zespół, który przeprowadza pomiary, korzystając z transportu helikopterem. Są jednak od czasu do czasu takie wypadki. Normalnie helikopter używany jest tam, gdzie prawie niemożliwością jest dojechać samochodem terenowym. Specjalnie głębokie, bardzo sypkie piaski przypominające mąkę czy popiół, w których koła samochodu zagłębiają się po osie, względnie kamienie dużych rozmiarów, rozrzucone bardzo gęsto po znacznych obszarach, tak zwany „moon country" utrudniają jazdę samochodom.

Zasadniczo są używane 3 typy samochodów dla transportu w pustyni. Wszystkie typy są to wozy terenowe, specjalnie dla tego celu budowane i przystosowane do warunków, które tu panują. Jednak są dość częste trudności z pompami benzynowymi, które w dni bardzo gorące „nawalają". Samochody te mają napęd na 2, 4 względnie 6 kół z reduktorem. Wszystkie typy posiadają bardzo zbliżoną szybkość użytkową, co bardzo ułatwia poruszanie się w terenie kolumnie.

Osobowy samochód terenowy budowy angielskiej (Land-Rover) bardzo dobrze rozwiązany i wybitnie silny tak pod względem konstrukcji, jak i mocy silnika, używany jest do wszelkich prac przy wykonywaniu pomiarów. Pokonywać nim można nieprawdopodobne przeszkody i doskonale trzyma się drogi.

Samochód ciężarowy jest produkcji amerykańskiej marki Dodge 3-tonowy, względnie Ford. Pokonuje też prawie wszystkie przeszkody (tak jak i Land-Rover). Jest też doskonałą maszyną, która opatrzona w specjalne opony zupełnie dobrze przechodzi lotne piaski. Używa się jej do przewożenia wyposażenia obozowego i dowozu wody i paliwa.

Trzecim typem są wozy znacznie cięższe do specjalnych zadań i transportu.

Z. Krzyżanowski
Tripoli — Libia

W wolnej chwili obsługa gra na „szachownicy" nakreślonej na piasku kamyczkami i grudkami nawozu

„Kolumna" gotowa do drogi — samochody wyładowane po brzegi

Wymiana uszkodzonej opony jest bardzo zwykłym zjawiskiem

Śniadanie przed wyjazdem do pracy

Karawana ma własną osłonę, prawie każdy Beduin jest „uzbrojony po zęby"

Typy Beduinów z przejeżdżającej karawany (ten z lewej ślepy — nagminna tu klęska)

Właściciel karawany przyjechał po 1 litr nafty, nasi szoferzy korzystają z okazji i pozują

Budowa punktu triangulacyjnego w głębi pustyni; woda przywieziona w bańkach

SŁOWA I SŁÓWKA

Apel M. Sawika pt. „Słowa i słówka" (Przegl. Geod. 6/1958 str. 235) jest słuszny, uzasadniony i w zupełności zasługuje na jak najliczniejsze odpowiedzi tych wszystkich Kolegów, którym czystość języka leży na sercu. Uwagi swoje ograniczam do nast. słówek:

Tak w literaturze jak i w mowie potocznej spotykamy dwa różnie pisane i wymawiane słowa na to samo określenie: alhidada i alidada. Ktore z nich jest właściwe i dlaczego? Jest to wyraz arabski składający się z rodzajnika al i właściwego rzeczownika hidada, równoznacznego z naszą wskazowką, obracającą się na osi prostopadłej do podstawowej tarczy, na przykład wskazówka zegara. Zwolennicy wyrażenia alidada wyrzucili spółgłoskę *h* w mniemaniu, że jest to *h* nieme pochodzenia niemieckiego i zniekształcili słowo hidada na idada. Ogólnie znane wyrażenie podobnego pochodzenia to alhambra, maurytański zamek królewski pod Granadą, którego nikt nigdy jeszcze nie nazwał alambrą. Alhidada zatem winna być jedynie uzasadnionym wyrażeniem pisanym i wymawianym.

W ostatnich latach literatura geodezyjna forsuje słowo tachimetr zamiast nie tak dawnego i powszechnego tachymetr. Jest to wyrażenie pochodzenia greckiego, złożone ze słów: tachys — szybki i metron — miara. Alfabet grecki odróżnia dwie samogłoski: ι — jota (hoplita — ciężkozbrojny) oraz υ — ypsilon o podobnym, lecz nie identycznym dźwięku i nie widzę przyczyn, aby słowo tachys zmieniać na tachis.

Rzadko wprawdzie, ale jednak spotykamy w naszej literaturze słowo odległownica na określenie prawie powszechnego słowa dalmierz. Odległownica brzmi podobnie jak rodzime nasze rzeczowniki: kropielnica, obwodnica, prądnica, składnica, stolnica, suwnica, podczas gdy dalmierz jest germanizmem od słowa „Distanzmesser", przy czym tworcy dalmierza nie wzięli pod uwagę, że dal nie jest równoznaczna z odległością, która może być i krótka, dlatego zatem odległownica (nitki odległownicze) będzie wyrażeniem bardziej właściwym, aniżeli dalmierz (dalmierczy), bo mierzy odległości długie i krótkie a nie tylko dalekie.

Na zakończenie jeszcze jeden — moim zdaniem — byczek: poligonizacyjny. Zgadzam się bez zastrzeżeń na słowo poligonizacja, jako słowo określające czynność zakładania siatki poligonowej. Przymiotnik jednak poligonizacyjny (np. szkic, czy słupek) lepiej będzie zastąpić przymiotnikiem poligonowy tym bardziej, że poligonalny wydaje się słowem bardziej obcym.

Mgr inż. W. Chojnicki

SPRAWOZDANIE KOMISJI FUNDUSZU POŚMIERTNEGO

za miesiąc kwiecień 1958 r.

W kwietniu rb. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP . . . . . 28 799,50 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił zaliczkę zapomogi pośmiertnej po zmarłym koledze J. Froncu z Kielc oraz trzy resztówki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach z Warszawy: B. Dąbrowskim, C. Trautsolcie i E. Łęckim. Łącznie na sumę . . . . . 14 987,50 zł

W okresie sprawozdawczym nie otrzymano zawiadomień o śmierci członków FP.

za miesiąc maj 1958 r.

W maju rb. oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP . . . . . 33 619,41 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił 2 zaliczki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: J. Kubiszynie z Lublina i P. Błażejewiczu z Gdańska oraz 5 resztówek zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: S. Walczyszynie z Krakowa, A. Wojciechowskim z Białegostoku, R. Marcinkowskim z Poznania, S. Jasińskim z Białegostoku i S. Jagielskim z Poznania — łącznie na sumę . . . . . 26 387,50 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienie o śmierci następujących członków FP: Józefa Kubiszyna z Lublina, zmarłego dnia 6.V.1958 r. (zawiadomienie nr 247) i Piotra Błażejewicza z Gdańska, zmarłego dnia 13.V.1958 r. (zawiadomienie nr 248).

za miesiąc czerwiec 1958 r.

W czerwcu rb. Oddziały SGP wpłaciły tytułem składek na FP: . . . . . 24 930,55 zł

W tym okresie Fundusz Pośmiertny wypłacił zapomogę pośmiertną po zmarłych kolegach: Z. Ziółkowskim z Warszawy, 3 resztówki zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: J. Popowie ze Szczecina, L. Sadownikowie ze Szczecina i K. Syrewiczu z Gdańska oraz 5 zaliczek zapomóg pośmiertnych po zmarłych kolegach: T. Ostachowiczu z Wrocławia, E. Klimszczuku z Rzeszowa, E. Cholewińskim z Gdańska, A. Kowalskim z Lublina i J. Brylingu z Warszawy — łącznie na sumę . . . . . 46 433,00 zł

W okresie sprawozdawczym otrzymano zawiadomienie o śmierci następujących członków FP: Tadeusza Ostachowicza z Wrocławia, zmarłego dnia 23.V.58. (zawiadomienie nr 249), Emila Klimszczuka z Rzeszowa, zmarłego dnia 25.V.58. (zawiadomienie nr 250), Zenona Ziółkowskiego z Warszawy, zmarłego dnia 3.VI.58 (zawiadomienie nr 251), Edwarda Cholewińskiego z Gdańska, zmarłego dnia 4.VI.58 (zawiadomienie nr 252), A. Kowalskiego z Lublina, zmarłego dnia 5.VI.58 (zawiadomienie nr 235) i Jana Brylinga z Warszawy, zmarłego dnia 8.VI.58 (zawiadomienie nr 254).

Główna Komisja Samopomocy Koleżeńskiej

Pamiętaj odnowić prenumeratę Przeglądu Geodezyjnego na rok 1959

WŚRÓD KSIĄŻEK I WYDAWNICTW

„KOŚCIÓŁ ŚW. ANNY W KRAKOWIE"

Książka piękna i ciekawa

Piśmiennictwo geodezyjne wzbogaciło się niedawno o jeszcze jedną pozycję, która dzięki sposobowi traktowania tematu i znaczeniu naukowych ustaleń stanowi cenną osobliwość.

Tytuł książki[1]) w zasadzie nie zapowiada rewelacji. Kto przecież zdecyduje się przejrzeć potężny tom monografii krakowskiego kościoła św. Anny, znajdzie w nim materiały rzucające jaskrawe światło na mało znane problemy architektury dawnej i nowoczesnej.

Autor „Kościoła św. Anny", prof. Jerzy Gomoliszewski, przedstawia w swej książce wyniki badań inwentaryzacyjnych, jakie przeprowadził nad tym wspaniałym zabytkiem baroku. Inwentaryzacji kościoła św. Anny dokonał autor jednak w sposób odbiegający od przyjmowanych zwykle przy tym zabiegach. Zastosował mianowicie ścisłe pomiary geodezyjne, które pozwoliły ustalić wielkości poszczególnych elementów zabytku z milimetrową dokładnością.

Przy analizowaniu otrzymanych wyników zaczęły powstawać rewelacje. Okazało się oto, że (upraszczając) w elewacjach i wnętrzu zabytku nic nie jest pionowe ani poziome, żadne krawędzie nie biegną równolegle, elementy pozornie proste mają w istocie formę łukową, że nie istnieje w nim geometryczna symetria, bo elementy pozornie symetryczne są w stosunku do siebie w różnym stopniu przesunięte itd.

Przyjęte metody pomiarów i obliczeń wykluczały pomyłkę, czyżby więc zachodził tutaj fakt barokowego brakoróbstwa budowlanego? — I tę możliwość należało odrzucić, obserwacja bowiem zabytku daje poczucie pełnej harmonii kompozycyjnej, wolnej od niepokojących dysonansów przypadkowości. Należało tedy przyjąć, że owe deformacje nie są czymś przypadkowym, lecz zostały przez barokowego architekta wprowadzone świadomie. Pozostawało jednak wyjaśnić ich celowość.

Analizy liczbowych wyników pomiaru, niewątpliwie poparte szczęśliwą intuicją badacza, w całej pełni potwierdziły przyjętą hipotezę. Prof. Gomoliszewski udowodnił, że wykazane przez pomiar pozorne nieregularności są w istocie rzeczy korektami, że stanowią wynik artystycznej inwencji budowniczego.

Wyróżnia Autor kilka rodzajów tych korekt. W pierwszej grupie omawia korekty optyczne, których celem jest „skorygowanie naszego widzenia w sensie wywołania ciekawszych i przyjemniejszych dla oka wrażeń przez zastąpienie (w elementach kompozycyjnych) linii prostych łukami lub krzywymi". Na dowód tego Autor wskazuje, że „gzymsy wewnątrz nawy głównej są ułożone w łukach poziomych, wypukłych do wnętrza". Z kilkunastu podanych przykładów widać, że tendencja do wprowadzania łuków o małej krzywiźnie zamiast linii prostych jest w zabytku ogólna.

Drugi rodzaj korekt, nazwany przez autora korektami perspektywicznymi, dzieli się wedle funkcji kompozycyjnej na dwie grupy. Pierwszą z nich stanowią „Korekty perspektywiczno-wyrównawcze, mające na celu bądź to zaakcentowanie perspektywy przez stworzenie głębi perspektywicznej, bądź też skorygowanie niekorzystnych układów, jakie powstają nieraz w poszczególnych fragmentach wskutek perspektywicznego widzenia".

Drugą grupę korekt perspektywicznych stanowią korekty przeciwdziałające perspektywicznej zbieżności w elewacjach. Ze względu na ich znaczenie dla artystycznej formy zabytku przytoczymy większy ustęp omawianego dzieła, który wyjaśni ich istotę: „Widzimy, że zabytek otoczony jest budynkami, a miejsca, z których możemy na niego patrzeć, są bardzo ograniczone, wskutek czego prawie wszystkie fasady musimy oglądać ukośnie, przy dużych skrótach perspektywicznych. Stan taki istniał w okresie budowy... Tylman[2]) dążył przeto do tego, aby we wszystkich tych miejscach, gdzie fasady widzimy ukośnie, stworzyć efekt widzenia frontalnego [...], podnosi [więc] ku górze poziomy uciekających perspektywicznie głównych elementów fasad, czyli poziomy gzymsów lub okien". Podobne korekty istnieją także wewnątrz zabytku, gdzie celem ich jest spotęgowanie wrażenia wysokości budowli. Na przykład w nawach bocznych zostało to osiągnięte przez podnoszenie poziomów kolejnych łęków międzykaplicowych. Zabieg ten, odsuwając punkt zbiegu perspektywicznego, wzmaga wrażenie wysokości zabytku.

Znaczenie podobne co korekty przeciwdziałające perspektywicznej zbieżności mają korekty rzeczywistych obrotów frontalnych, polegające na skręceniu poszczególnych części elewacji, np. ściany wieży. Zastosowano je tylko w elewacji głównej. Ponieważ w zasadzie tylko z jednego punktu, na skrzyżowaniu ulicy św. Anny z chodnikiem na Plantach, można oglądać cały fronton zabytku, budowniczy za pomocą szeregu przesunięć i skręceń poszczególnych elementów tego frontonu wywołuje efekt widzenia frontalnego, podczas gdy naprawdę jest on widziany pod dużym skosem.

Dalej wymienia Autor korekty dosymetryczne, stosowane — w celu wywołania wrażenia symetrii — w tych wypadkach, kiedy zachowanie ścisłej symetrii geometrycznej dawałoby w rezultacie efekt asymetrii elementów kompozycyjnych. Korekty te występują przede wszystkim we wnętrzu kościoła.

Za najbardziej jednak rewelacyjne uważa autor korekty równowagi kompozycyjnej w oknach elewacji, których celem jest zharmonizowanie oświetlenia wnętrza z kompozycją elewacji. Korekty te rozwiązują problem należytego naturalnego oświetlenia wnętrza zabytku.

Problem to prosty tylko pozornie. Wziąć bowiem trzeba pod uwagę, że wnętrze kościoła św. Anny zawiera ogromny zbiór dzieł sztuk plastycznych (malarstwo i rzeźba), których odpowiednie wyeksponowanie uzależnione jest w głównej mierze właśnie od oświetlenia. Projektanci muzeów czy sal wystawowych rozwiązują to zagadnienie dając oświetlenie górne, poprzez szklany dach i sufit, charakter jednak omawianego zabytku nie pozwalał na to, nie mówiąc już o tym, że okna stanowiły niezwykle ważny element kompozycyjny barokowej elewacji. Jak tedy rozwiązał ten dylemat Tylman van Gameren? — Otóż na podstawie analizy usytuowania budowli względem stron świata i funkcji poszczególnych okien jako źródeł oświetlenia dla rozmaitych fragmentów wnętrza, poczynił on szereg korekt polegających na takim przekształcaniu powierzchni otworów świetlnych, aby ilość płynącego przez nie światła dawała idealne efekty plastyczne. Tworzenie jednak otworów okiennych różnej wielkości, potraktowane mechanicznie, dawałoby opłakany efekt kiedy chodzi o kompozycję elewacji. Całe mistrzostwo korekt oświetleniowych polega na tym, że za pomocą różnych „sztuczek" (np. zmiany kąta nachylenia parapetów okiennych) architekt uczynił wszystkie okna pozornie jednakowymi i symetrycznymi.

Podane wyżej w zasadniczym skrócie wyniki badań prof. Gomoliszewskiego mają znaczenie dwojakie. Wzbogacają wiedzę o dawnej architekturze tłumacząc jej piękno na język miary i liczby, a jednocześnie pozwalają wysnuć wnioski praktyczne dla współczesnego wykonawstwa architektonicznego. Sądzić należy, iż ustalenia dokonane w omawianej pracy nie zostaną nie zauważone przez dzisiejszych architektów, lecz będą przez nich twórczo rozwinięte w zastosowaniu i do rekonstrukcji zabytków architektury dawnej, i do projektowania i realizowania współczesnych budowli monumentalnych.

Wszystkie wspomniane tutaj korekty autor szeroko omawia, uzasadnia i analizuje w drugiej części swego dzieła. Na treść części pierwszej, o którą dotychczas ledwieśmy potrącili, składają się rozważania i wskazówki na temat metod i narzędzi ścisłych pomiarów geodezyjnych zabytków architektonicznych.

Wychodząc z założenia, że wielkość poszczególnych korekt waha się w granicach od 2 do 20 cm, Autor stwier-

[1]) Jerzy Gomoliszewski. Kościół św. Anny w Krakowie. Dokumentacja geodezyjno-inwentaryzacyjna. Warszawa 1957 Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych 4° s. 359, nlb. 5 tabl. VI, nlb. 1.

[2]) Tylman van Gameren, zwany też Gamerskim, architekt, twórca zabytku.

dza, że graniczny błąd pomiaru nie może przekroczyć ± 1 cm, średni błąd zatem nie może być większy niż ± 0,33 cm. Przy tych założeniach przeprowadza Autor szczegółową dyskusję stosowanych w geodezji metod i dochodzi do wniosku, że w pracach tego rodzaju najlepiej będzie stosować metody trygonometryczne w połączeniu z bezpośrednią, ortogonalną, biegunową i niwelacyjną w oparciu o ciągi osnowy poligonowej oraz metodę stereofotogrametryczną. Ta ostatnia jednak, ze względu na wysoki koszt aparatury pomiarowej, byłaby — zdaniem autora — opłacalna tylko wówczas, gdyby prace te były prowadzone w skali masowej.

Ponadto część pierwsza podaje ogólne zasady prowadzenia badań tego rodzaju, zwracając uwagę na specyficzne warunki i wymagania, jakie zadanie to stawia przed mierniczym oraz zasady sporządzania planów i operatu pomiarowego dla badań naukowych nad zabytkami architektonicznymi.

Część wreszcie trzecia stanowi prawdziwy przysmak dla wszystkich miłośników sztuki. Wspomnieliśmy już, że artystyczne wyposażenie krakowskiego kościoła św. Anny jest niezwykle bogate. Składają się na nie setki rzeźb i stiuków Baltazara Fontany oraz malowideł Karola Dankwarta i Jerzego Eleutera Siemiginowskiego, znakomitych barokowych mistrzów dłuta i pędzla. Właśnie w trzeciej części dzieła, na przeszło dwustu ilustracjach pokazuje je Autor wszystkie. A trzeba przypomnieć, że wiele z nich, zwłaszcza rzeźb, fantazja artysty poumieszczała wysoko, w górnych fragmentach zabytku, gdzie poukrywane w cieniu gzymsów i pilastrów są zupełnie niedostępne dla oka zwiedzającego. Trzeba było dopiero obiektywu fotograficznego i karkołomnych wyczynów fotografika [3]), aby pokazać je w całym bogactwie.

A w ogóle książka prof. Jerzego Gomoliszewskiego, traktująca o pięknie dzieła architektonicznego, sama stanowi rzecz piękną, nadającą się nie tylko do fachowych studiów, ale i do oglądania jako album. Przyzwyczajeni w ciągu lat ubiegłych do książek czysto geodezyjnych a więc ściśle zawodowych, przyjmujemy to dzieło z prawdziwą przyjemnością. Wydrukowane szlachetną czcionką na pięknym kredowym papierze, o układzie kolumn nacechowanym dużym znawstwem i smakiem artystycznym, ozdobione winietami i barwnymi inicjałami, ujęte w ciekawą graficznie, choć kolorystycznie chybioną obwolutę — stanowi także pod względem formalno-wydawniczym prawdziwe „novum" wśród książkowej produkcji geodezyjnej. Pewnym mankamentem jest tylko zbyt miękka okładka, a jeszcze większym brak szczegółowego spisu rzeczy (nie mówiąc już o skorowidzu rzeczowym i spisie ilustracji), co ogromnie utrudnia korzystanie z książki, a nie da się wytłumaczyć obiektywnymi przyczynami. Jest to oczywiste niedopatrzenie wydawcy.

Przy okazji tej pięknej i ciekawej książki nasuwa się refleksja: czyż nie można wydawać książek geodezyjnych w sposób bardziej staranny. Jeśli już muszą to być broszury, to przecie można by chociaż opatrywać je ładnymi graficznie okładkami. Chodzi wszakże o parusetzłotowe raptem honorarium artysty-grafika. Nie odegra ono żadnej roli w całokształcie kosztów książki, a nabywcy sprawi wiele przyjemności.

wjk

---

[3]) Nie można w recenzji pominąć jego nazwiska, gdyż bez udziału mgra inż. arch. Antoniego Wojnarowicza książka straciłaby wiele ze swego piękna.

GEODEZJA ES KARTOGRAFIA (Budapeszt),

nr 1—2-styczeń-luty-marzec-kwiecień-maj-czerwiec, 1958 r. Określenie elementów figury ziemi według stanu obecnego i problemy z zagadnieniem tym związane — A. A. Izotow. — wyniki prób związanych z zastosowaniem zdjęć lotniczych do opracowania map wielkoskalowych i zamierzone w tej dziedzinie przyszłe prace badawcze — N. A. Sokołowa. — Mapy wyrównania węgierskiej sieci triangulacji uzupełniającej — E. Hanyi. — Badanie podziału koła teodolitu Wild T3 — L. Homorodi. — Zagadnienie numerowania nowych parcel w katastrze — O. Lorant. — Opracowania map przy pomocy rytowania E. Regoczi. — Mapy dominialne doliny Cisy z lat 1773—1841 — F. Fedor. — Problemy kartografii — M. Toth, M. Endrey. — Nowy komparator dla przymiarów długości — E. Regoczi. — Uwagi o zmianach konfiguracji terenu — E. Kunovszky. — O ewidencji gruntów — I. Vary. — Kongres Geodezyjny Węgierskiej Akademii Nauk. — 150-lecie istnienia państwowej służby geodezyjnej w Austrii. — Konferencja techniczna Uniwersytetu Technicznego w Dreźnie. — Sprawozdanie z Międzynarodowego Kongresu Fotogrametrycznego w Sztokholmie w r. 1956. — Kartografia niemiecka w dziedzinie map drobnoskalowych. — Doświadczenia z zastosowania fotogrametrii dla sporządzania map w dużych skalach. — Międzynarodowy Kurs Pomiarów Długości w Monachium. — Wiadomości z dziedziny kartografii. Przegląd Międzynarodowej literatury geodezyjnej i kartograficznej. —

nr 3 — lipiec-sierpień-wrzesień, 1957 r. — Interferencyjne pomiary długości — E. Gigas. Maszyna do liczenia typu Aritma, działająca w oparciu o karty perforowane i zastosowanie jej do rachunków geodezyjnych — O. Valka. — Stare punkty triangulacyjne w nowej sieci — L. Homorodi. — Osiągnięcia i zadania geodezji i kartografii radzieckiej — S. Rado. — Zasięg przydatności metody Hazay'a dotyczcej transformacji współrzędnych Gauss-Krügera — E. Eilinhzfeld, Gy. Szadyczky-Kardoss. — Wyznaczanie poprawek ortometrycznych w nowej węgierskiej sieci niwelacji precyzyjnej pierwszego rzędu — D. Csatkai. — W sprawie skatalogowania zabytkowych map węgierskich — L. Bendefy. — Generalizacja na mapach topograficznych — Gy. Hegyi. — Uwagi o wzmiankach konfiguracji terenu — E. Kunovszky. — Konferencja kartograficzna w Sztokholmie. — Przegląd nowości z dziedziny fotogrametrii. — Międzynarodowy Kurs Techniki Kartograficznej w Monachium. — Zadania i metody współczesnej kartografii teoretycznej. — Nowe metody w dziedzinie grawerowania w kartografii. — Kronika kartograficzna. Przegląd literatury geodezyjnej i kartograficznej.

nr 4 — październik-listopad-grudzień, 1957 r. — Obliczenie współrzędnych węzłowych w poligonizacji przy wprowadzeniu do obliczeń tak zwanych wyliczeniowych kierunków pomocniczych — I. Hazay. — Odnowienie węgierskiej sieci triangulacyjnej IV rzędu — L. Homorodi. — O unowocześnienie katastru na Węgrzech — F. Raum. — Kilka aktualnych zagadnień z dziedziny topografii — Gy. Hegyi. — Uwagi odnośnie artykułu Gy. Hegyi pt. „Kilka aktualnych zagadnień z dziedziny topografii — E. Regoczi. — Zasięg przydatności metody Hazay'a dotyczącej transformacji współrzędnych Gauss-Krügera — F. Eilingzfeld, Gy. Szadeczky-Kardoss. — Dawne mapy górnicze komitetu Krasso — J. Nagy. — Metoda Pranis-Praniewicza wyrównania wielkich sieci triangulacyjnych — E. Hoyi. — Zastosowanie monogramów przy transformacji współrzędnych — F. Nemeth. — Uwagi o zmianach konfiguracji terenu — E. Kunovszky. — Wystawa prac kartograficznych na Międzynarodowym Kongresie Kartograficznym w Rio de Janeiro. — Kronika Fotogrametryczna. — Geodezja i kartografia na znaczkach pocztowych; Przegląd literatury z dziedziny geodezji i kartografii.

GEODEZJA I KARTOGRAFIA (Warszawa)

Tom VI — Zeszyt 3 r. 1957

— *F. Biernacki* i *J. Panasiuk* — Odwzorowanie ukośne w kartografii.

— *Z. Fajklewicz* — Podziemne pomiary grawimetryczne w kopalniach Górnego Śląska.

— *J. Kwaśniewski* — Pomiar odkształceń zbiornika gazowego.

— *S. Szpetkowski* — O optycznej orientacji kopalń sposobem wcięć mimośrodowych

— *K. Sawicki* — Rozprawka Jan Brożka o deklinacji igły magnesowej.

— Polskie prace geodezyjne na XI Zgromadzeniu Ogólnym Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej.

Tom VI — Zeszyt 4 r. 1957

— *Z. Kowalczyk* i *M. Milewski* — Badania nad możliwością wykorzystania trzech sprzężonych w linię pionów do orientacji metro.

— *J. Gaździcki* — Kontrola ułożenia równań poprawek.

— *J. Szymoński* — Metoda jednoczesnego wyznaczania runu i średniego błędu przypadkowego podziału kół.

— *K. Miecznikowski* — Tablice do pamięciowych obliczeń geodezyjnych.

— Międzynarodowy Kongres Geodezyjny w Węgierskiej Akademii Nauk.

— *J. Jasnorzewski, Z. Kowalczyk, M. Odlanicki-Poczobutt.*

PRZEGLĄD DOKUMENTACYJNY GEODEZJI

OPRACOWANY PRZEZ OŚRODEK DOKUMENTACJI INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGLĄD GEODEZYJNY"

ROCZNIK 8 **WARSZAWA, PAŹDZIERNIK–LISTOPAD 1958** **Nr 6**

Gwiazdkami, obok początkowych liczb artykułów, oznaczone są publikacje znajdujące się w bibliotece Instytutu Geodezji i Kartografii. Stosowana jest klasyfikacja dziesiętna, wydanie polskie.

ASTRONOMIA GEODEZYJNA

166* 522:526.6:550.3 IGiK

FICHERA E.: La spedizione scientifica dell OO. AA. di Capodimonte — Napoli in occasione dell'A.G.I. **Wyprawa naukowa z Obserwatorium Astronomicznego w Neapolu-Capodimonte z okazji Międzynarodowego Roku Geofizycznego.** Boll. Geod. sci. aff. **1958**, t. 17, nr 1, B5, s. 1—31, rys. 16, zał. 3.

Obserwatorium Capodimonte zorganizowało w związku z MRG wyprawę naukową do obserwatorium belgijskiego w Uccle. Wyposażeniem wyprawy był instrument Bamberg 90. Opisano całe urządzenie elektronowe oraz przeprowadzone zmiany techniczne w celu jego adaptacji do tego instrumentu astronomicznego. Przedstawiono projekty programu prac związanych z MRG. Te projekty dotyczą przede wszystkim programu obserwacji i wyboru gwiazd, aby uzyskać możliwie z najwyższą dokładnością wyznaczenie różnicy długości geograficznych.

J.B.

GEODEZJA

167* 526.2:531.715(71) IGiK

JONES H. E.: Geodimeter base-lines. **Bazy pomierzone geodimetrem.** Canadian surv. **1958**, t. 14, nr 2, B5, s. 50—58.

W latach 1956 i 1957 pomierzono w Kanadzie geodimetrem 6 baz, w tym dwie bazy również taśmami inwarowymi. Omówiono doświadczenia praktyczne z pracy geodimetrem, takie jak: przeszkolenie w obsłudze, usuwanie usterek i uszkodzeń przyrządu, widzialność i zaciemnienie, praca z wież, transport, przebieg obserwacji, przeszkody spowodowane ruchem itp. oraz zagadnienia dokładnościowe: ustalenie szybkości światła w próżni, poprawki meteorologiczne, temperatura, wilgotność, ciśnienie, częstotliwość kryształów i poprawki instrumentalne. Przeprowadzono analizę porównawczą pomiarów geodimetrem, taśmą inwarową i tellurometrem.

T.B.

168* 526.2:531.713:535.4 IGiK

HONKASALO T.: Einrichtung einer Interferenz-Standart-Basis und ihre Messung. **Urządzenie interferencyjnej bazy wzorcowej i jej pomiar.** Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 83, nr 6, B5, s. 180—183, rys. 2.

Opisano bazę wzorcową mierzoną interferencyjną metodą Väisälä. Rozpatrzono: warunki terenowe (właściwości gruntu, rzeźbę terenu), zabudowę bazy (filary na końcach bazy i pośrednie słupy dla zwierciadeł). Opisano urządzenie interferencyjne do pomiaru odległości oraz przebieg wykonania pomiaru.

T.B.

169* 526.2:531.713:535.4 IGiK

KUKKAMÄKI T. I.: Entwicklung und Bedeutung des Väisälä-Interferenz-Komparators. **Rozwój i znaczenie komparatora interferencyjnego Väisälä.** Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 83, nr 6, B5, s. 177—181.

Wychodząc z wyników pomiarów baz wykonanych przez różne państwa w wieńcu bałtyckim, przedstawiono konieczność pomiaru baz przyrządami skomparowanymi w jednolity sposób. Tym sposobem są komparatory polowe (500—1000 m długości) pomierzone metodą interferencyjną Väisälä. Międzynarodowa Unia Geodezyjno-Geofizyczna podjęła uchwałę o zakładaniu takich komparatorów w 1951 r. Założono już kilka takich komparatorów w różnych krajach.

T.B.

170* 551.24:526.36(47) IGiK

Sowriemiennyje wiertikalnyje dwiżenja ziemnoj kory. **Współczesne pionowe ruchy skorupy ziemskiej.** Trudy CNIIGAIK, 1958 wyp. 123, 20×26 cm, s. 277, rys. 52, tabl. 17, mapa 1, zał. 2, poz. bibl. 103.

Przedstawienie współczesnych pionowych ruchów skorupy ziemskiej na zachodnich obszarach europejskiej części ZSRR, otrzymanych w wyniku kompleksowego badania metodami: geodezyjna, oceanograficzną i geomorfologiczną. Szczegółowo omówione są: zagadnienie średniego poziomu morza, metoda oceanograficzna, metoda powtarzanej niwelacji precyzyjnej i współczesne ruchy tektoniczne na zachodzie europejskiej części ZSRR. Dla tych obszarów jest sporządzona mapa ruchów pionowych, załączona jest metoda jej opracowania i jej analiza. W załącznikach dany jest katalog szybkości (w mm na rok) współczesnych pionowych ruchów skorupy ziemskiej dla reperów na 122 liniach niwelacyjnych.

J.N.

171* 526.36:526.954.3(262.3) IGiK

POLLI S.: Livelli medi capisaldi di livellazione e ampiezze della marea nel Porto di Trieste. **Średnie poziomy morza, repery niwelacyjne i pływy w porcie Triest.** Venezia, **1958**, **Rec.** Geod. Kartograf. Obz. **1958**, t. 4/46, nr 5, s. 96—99, rys. 5.

Opisano wyniki obserwacji mareograficznych na wodowskazie w Trieście, z których wynika powolne, lecz stałe obniżanie się brzegów Adriatyku. To samo zjawisko występuje w Wenecji. Opisano historię mareografu w Trieście oraz jego związanie z austriacką siecią niwelacyjną. Podane wiadomości są obecnie bardzo ważne ze względu na bieżące prace badawcze nad zagadnieniem ruchów pionowych skorupy ziemskiej.

T.B.

172* 526.3 IGiK

DURNIEW A. I.: Waprosy pastrajenja gieodieziczeskich sietiej i acenki ich tocznosti. **Zagadnienia budowy sieci geodezyjnych i oceny ich dokładności.** Izw. Wys. Ucz. Zaw. **1957**, wyp. 1, B5, s. 53—62, rys. 10, poz. bibl. 7.

Przy projektowaniu sieci geodezyjnych należy przestrzegać następujących zasad. 1. Program i system budowy państwowych sieci podstawowych należy opracowywać pod kątem widzenia uzyskania najwyższej możliwej do osiągnięcia dokładności. 2. Budowę sieci głównej należy prowadzić na zasadzie przejścia od dokładnych konstrukcji szczegółowych do jeszcze dokładniejszych konstrukcji ogólnych. 3. Wielostopniowość sieci triangulacyjnych jest niecelowa. Sieci te powinny być zdaniem autora jednostopniowe. Przedstawiono „równoważne" wzory dla oceny porównawczej dokładności sieci bardziej złożonych w stosunku do sieci prostych.

T.B.

173* 526.3:622.1 IGiK

KOEHLER A.: Geodätische Vermessungen in Bergbaugebieten. **Pomiary geodezyjne na obszarach górniczych.** Allgem. Vermes. Nachricht. **1958**, nr 6, B5, s. 172—179, rys. 2, poz. bibl. 17.

Wykonano analizę przesunięć terenu, stwierdzonych przez wykonanie pomiarów triangulacyjnych na obszarze zagłębia górniczego w latach 1904 i 1956. Analiza wykazała, że przesunięcia terenu przebiegają zgodnie z teoretycznymi rozważaniami przeprowadzonymi przez K. Lehmanna.

T.B.

174* 526.33 IGiK

JAKOWLEW N. W.: Sposob simmietricznych kombinacji trioch naprawlenij. **Sposób symetrycznych kombinacji trzech kierunków.** Izw. Wys. Ucz. Zaw. **1957**, wyp. 1, B5, s.63—80.

Opisano nowy sposób pomiaru kątów na punktach triangulacji I rzędu, będący kombinacją pomiaru kierunków seriami i pomiaru kątów we wszystkich kombinacjach. Sposób ten polega na kolejnym pomiarze serii złożonych

z trzech kierunków każda z tym, że początkowymi kierunkami poszczególnych serii są kolejne kierunki na danym stanowisku. Ilość serii równa się ilości kierunków. Przedstawiono sposób wyrównania stacyjnego.

T.B.

175* 526.38:535.32 IGiK

EDER R.: Kann der Wert des Refraktionskoeffizienten als annähernd konstant angenommen werden? **Czy wartość współczynnika refrakcji można przyjąć jako w przybliżeniu stałą?** Allgem. Vermess. Nachricht. **1958**, nr 5, B5, s. 145—149, rys. 8.

Przeprowadzono w terenie górskim badania metodą niwelacji trygonometrycznej obejmujące: a) wielokrotne pomiary z określonego punktu do kilku celów, b) wielokrotne pomiary do tego samego celu, w dłuższym okresie czasu, c) pomiar przy długich celowych, d) jednoczesne pomiary wzajemne. Przedstawiono uzyskane wyniki. W okresie wiosennym i jesiennym mogą być znaczne wahania wartości współczynnika refrakcji.

T.B.

176* 526.38:535.32 IGiK

THOM A.: An empirical investigation of atmospheric refraction. **Empiryczne badanie refrakcji atmosferycznej.** Emp. Surv. Rev. **1958**, t. 14, nr 108, B5, s. 248—262, rys. 7, poz. bibl. 2.

Przedstawiono wykonane pomiary. Rozpatrzono wartości współczynników równania dla refrakcji atmosferycznej. Liniowość wpływu wiatru. Wyniki ogólne. Obserwacje bez pomiaru gradientu temperatury.

T.B.

177* 526.33:526.911 IGiK

KASPER O.: Netzverdichtung. Triangulation und Polygonierung. **Zagęszczenie sieci. Triangulacja i poligonizacja.** Allgem. Vermess. Nchricht. **1958**, nr 6, B5, s. 157—167. rys. 9.

T.B.

Omówiono zagęszczenie sieci metodami triangulacyjnymi, rozpatrując dokładność wyników w zależności od warunków geometrycznych dla: wcięcia w przód, wcięcia wstecz, wcięcia kombinowanego, wcięcia grupowego i wplatania sieci małych trójkątów. Oprócz tego rozpatrzono dokładność pomiaru elementów centrowania stanowiska i celu oraz pomiaru elementów celowej łamanej.

T.B.

178* 526.2:526.3:621.396.96 IGiK

MEIER H.: Zur Verwendung des Tellurometers bei Punkteinschaltungen. **O zastosowaniu tellurometru przy zagęszczaniu triangulacji.** Allgem. Vermess. Nachricht. **1958**, nr 7. B5. s. 199—208, rys. 6, poz. bibl. 7.

Tellurometr może pracować w warunkach gorszej pogody niż teodolit, natomiast, aczkolwiek na linii celowej mogą się znajdować drobne preszkody (pojedyncze drzewa), to jednak na terenach leśnych wymagana jest budowa rusztowań na obu końcach mierzonego boku. Praca tellurometrem jest ekonomiczna, gdy posiada się dwie stacje odzewowe (w czasie pomiaru z jedna stacja, druga zmienia stanowisko). Przy pomiarze ciągów poligonowych obok tellurometru potrzebny jest teodolit do pomiaru kątów załamania.

T.B.

179* 526.99:624/627 IGiK

Beiträge aus der Ingenieurmessung. **Przyczynki do pomiarów inżynierskich.** t. 1. Berlin, **1958**, Verlag Technik, B5, s. 163, rys. 64, poz. bibl. 116.

Obserwacje odkształceń budowli. Pomiary wysokich wież radiowych. Pomiar wieży Reichen w Bautzen. Pomiary kontrolne przy odbudowie zniszczonych mostów. Badanie ruchów pionowych mostów. Tyczenie zapór łukowych. Prace pomiarowe przy budowie syfonów wodnych. Tyczenie tras przewodów wodociągowych. Tyczenie przewodów wysokiego napięcia. Tyczenie gazociągów. Pomiary istniejących nawierzchni betonowych dróg. Budowa torów kolarskich. Prace pomiarowe przy budowie betonowych torów kolarskich. Wyznaczanie elementów tyczenia stadionów sportowych. Tyczenie elips. Bibliografia.

T.B.

180* 526.99:627.41(437.1) IGiK

CACH F.: Měření pohybů nabřežní zdi Smetanova nabřeží v Praze. **Pomiar deformacji ściany oporowej nabrzeża Smetany w Pradze.** Geod. Kartograf. Obz. **1958**, t. 4/46, nr 6, A4, s. 110—114, rys. 8.

Zbudowana przeszło 120 lat temu ściana oporowa nabrzeża Smetany, pod wpływem dużego i ciężkiego ruchu kołowego po nabrzeżu wychyliła się ku rzece w sposób widoczny. W celu kontroli wychylenia zastosowano metodę pomiaru kątów dewiacyjnych. Opisano urządzenie stanowisk instrumentów oraz cele i przytoczono wyniki pomiarów sprawdzających, wykonanych w latach 1956 i 1958. Z pomiarów tych wynika, że ściana pochyla się w dalszym ciągu.

T. B.

181* 526.99:626/627(437.6) IGiK

DANIŠOVIČ P.: Geodetické podklady pre projekt voducho diela na Dunaji. **Podkłady geodezyjne dla projektów budownictwa wodnego na Dunaju.** Geod. Kartograf. Obz. **1958**, t. 4/46, nr 5, A4, s. 84—89.

Dunaj przepływa przez tereny 8 państw i z tego względu osnowy geodezyjne nie są jednolite. Odnosi się to zarówno do triangulacji, jak i do pomiarów szczegółowych, a zwłaszcza do niwelacji, która przy robotach tego typu odgrywa szczególnie ważną rolę. Ten stan uniemożliwia opracowanie generalnego projektu regulacji Dunaju i wysoce utrudnia projektowanie regulacji jego odcinków w poszczególnych państwach, ze względu na konieczność uzgodnienia zamierzeń. Przedstawiono program prac geodezyjnych związanych z obsługą dużej budowli wodnej.

T. B.

182* 526.966.3 IGiK

HERDA M.: Přispěvek k vytyčování tunelové osy šachtodu. **O tyczeniu osi tunelu przez szyb.** Geod. Kartograf. Obz. **1958**, t. 4/46, nr 6, A4, s. 102—106, rys. 6, poz. bibl. 11.

Rozpatrzono różne przypadki orientowania tuneli, między innymi orientowanie przez pionowanie przez szyb. Przeprowadzono analizę dokładnościową tego przypadku.

T. B.

GRAWIMETRIA GEODEZYJNA

183* 526.7:526.36(45) IGiK

SALVIONI G.: Determinazione di gravità relativa lungo la linea di livelazione N 19 (Portomaggiore — Mestre). **Pomiary względne siły ciężkości wzdłuż linii niwelacyjnej Nr 19 (Portomaggiore-Mestre).** Boll. geod. sci. aff. **1958**, t. 17, nr 1, s. 33—45, tabl. 6, wykr. 1, mapa 1, poz. bibl. 11.

Sieć niwelacyjna we Włoszech obliczona jest zgodnie z zaleceniami Międzynarodowej Asocjacji Geodezyjnej w systemie wysokości geopotencjalnych. W tym celu przeprowadzane są odpowiednie pomiary grawimetryczne. Opisano pomiary wykonane w 1957 roku grawimetrem Wordena wzdłuż linii niwelacyjnej Portomaggiore-Mestre oraz podano wyniki przeprowadzonych obliczeń dla określenia wartości g poszczególnych reperów niwelacyjnych. Zdaniem autora istnieje duża zgodność pomiędzy wynikami przeprowadzonych uprzednio badań ruchów skorupy ziemskiej w tym rejonie z przebiegiem zmian wartości anomalii grawimetrycznej Bouguera.

J. B.

184* 526.72/73(43) IGiK

MARZAHN K.: „Über die Messgenauigkeit des Askania-Vierpendelapparates des Deutschen Geodätischen Forschungsinstitutes" — **„O dokładności pomiarowej czterowahadłowego aparatu Askania Niemieckiego Geodezyjnego Instytutu Badawczego". Deutsch. Geodät. Komm. 1958**, Reihe B, nr 43, A4, s. 33, rys. 3, tabl. 9, poz. bibl. 9.

Wyniki analizy dokładnościowej wykonanych w r. 1958 pomiarów. Jako średnie błędy wyznaczanych różnic przyśpieszenia siły ciężkości aparatem czterowahadłowym otrzymano wielkości ± 0.21÷0,31 mgal. Stwierdzono zmiany okresów wahadeł w czasie i zjawisko zależności okresów wahań od interwału czasu, jaki upływał od zawieszenia wahadeł do rozpoczęcia obserwacji. Zdaniem autora na wszystkich punktach wahadłowych należy ściśle przestrzegać takiego samego rozkładu i kolejności obserwacji w czasie.

J. N.

KARTOGRAFIA

185* 526.89:596.961 IGiK

TOMKIEWICZ I.: Über Koordinatenermittlung von Punkten aus Lageplänen. **O wymierzaniu współrzędnych punktów na planach sytuacyjnych.** Schweiz. Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 56, nr 6, B5, s. 171—180, rys. 1.

W pracach realizacyjnych zachodzi często potrzeba wymierzenia współrzędnych punktów projektów, naniesionych graficznie na plany. Opisano sposób wyznaczania tych współrzędnych, wymierzonych graficznie, z planów sytuacyjnych, uwzględniający skurcz papieru i błędy naniesienia siatki kwadratów.

T B.

186* 526.8.768 IGiK

STOIER O.: Die Kartierung auf beschichteten Astralon-Folien. **Kartowanie na foliach z astralonu, pokrytych warstwą grawerską.** Österreich. Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 46, nr 2, B5, s. 58—60.

Opisano zasadę metody Barvir-Breita sporządzenia warstwy grawerskiej przez nanoszenie wałkiem ręcznym kolejno trzech warstw: 1) podkładowej, 2) właściwej warstwy grawerskiej, 3) warstwy wierzchniej, na której można kartować i rysować. Jako podłoże zastosowano astralon. Do korekty wyprodukowano specjalną masę kryjącą, dostarczaną w tubach. Barwa warstwy żółta. Podczas grawerowania pod folię podkłada się czarny papier. Z wygrawerowanych oryginałów otrzymuje się światłokopie poprzez przejściową kopię białkową na szkle. Można kopiować na blachach offsetowych. Podano zasady obchodzenia się z astralonem, podział stosowanych obecnie folii z tworzyw sztucznych i zasadę metody Wieneke.

A. J.

FOTOGRAMETRIA

187* 526.918 IGiK

SCHERMERHORN W.: Moderne Probleme der Photogrammetrie. **Wspołczesne zagadnienia fotogrametrii.** Bildmess. Luftbild. **1958**, nr 2, B5, s. 35—45.

Opisano stan organizacji służb geodezyjnych w krajach Bliskiego i Dalekiego Wschodu, stojące przed tymi służbami zadania oraz metody wykonania z szerokim uwzględnieniem fotogrametrii. Dokonano przeglądu najnowocześniejszych metod fotogrametrycznych w zastosowaniu do opracowań mało-, średnio- i wielkoskalowych oraz przeanalizowano możliwości ich stosowania w krajach o różnym stopniu rozwoju gospodarczego.

T. B.

188* 526.918.7 IGiK

RICHTER H.: Neue photogrammetrische Geräte. **Nowe przyrządy fotogrametryczne.** Bildmess. Luftbild. **1958**, nr 2, B5, s. 57—60.

Krótki opis dwóch nowych przyrządów: dużego stereoskopu lustrzanego, w którym można rozpatrywać stereogramy o wymiarach do 24—30 cm, można również rozpatrywać stereogramy ze zdjęć zbieżnych. Drugim przyrządem jest Exaktograph, nowy typ autografu, przeznaczony do wymierzania współrzędnych w układzie terenowym, wobec czego odpada potrzeba ich transformacji. Współrzędne te są rejestrowane na kartach dziurkowanych.

T. B.

189* 526.918.74 IGiK

ERAS C. J.: Le stéréoscope d'exploration ODSS III. **Stereoskop badawczy ODSS III.** Photogrammétrie, **1958**, nr 51, s. 3—7, rys. 4.

Opisano nową konstrukcję stereoskopu, o następujących cechach charakterystycznych: obraz stereoskopowy jest rozpatrywany przez układ optyczny o zmiennym powiększeniu 1,5 i 4,5 (pola widzenia mają średnice odpowiednio 6 i 2 cale). Pola widzenia można przesuwać po całym obrazie stereoskopowym, o wymiarach do 9 × 18 cali. Możliwe jest takie ustawienie dwóch stereoskopów nad jedną parą zdjęć, że parę tę mogą obserwować jednocześnie dwie osoby.

T. B.

190* 526.918.73 IGiK

KONSZIN M. D.: Apriedielenje wysot toczek miestnosti s pomoszczju radiowysotomiera i statoskopa, primieniajemoje za rubieżom. **Wyznaczenie wysokości punktów terenu przy pomocy radiowysokościomierza i statoskopu, stosowane za granicą.** Izw. Wys. Ucz. Zaw. **1958**, wyp. 1, s. 53—56, poz. bibl. 4.

Porównanie aparatury i metod stosowanych w ZSRR i Kanadzie. Metody radzieckie są dokładniejsze, jednak nie mogą dać ciągłego profilu terenu, co sie wykonuje w Kanadzie. Średni błąd wyznaczenia wysokości punktu wynosi w ZSRR ± 1,5 m, w Kanadzie ± 3,7 m.

T. B.

191* 526.918.5 IGiK

ARŻANOW E. P.: O kontrole wyrawniwanja aeroplionki w paliotie. **O kontroli wyrównywania błony w czasie lotu.** Izw. Wys. Ucz. Zaw. **1958**, wyp. 1, B5, s. 107—112, rys. 3.

Skonstruowano urządzenie kontrolujące przyleganie błony do deski wyrównującej, działające na zasadzie pomiaru ciśnienia powietrza. W przypadku gdy błona przylega ściśle do deski, manometr urządzenia wskazuje ciśnienie normalne, w przypadku nieszczelnego przylegania błony — ciśnienie się obniża. Urządzenie podaje informacje jakościowe — czy błona przylega dobrze czy źle, natomiast nie wskazuje ani miejsca, w którym błona odstaje od deski ani wielkości odstawania. Przeprowadzone próby wykazały, że urządzenie działa niezawodnie.

T. B.

192* 526.918:778.35:351.811 IGiK

FERRETTI L.: Sull impiego della fotografia aerea nello studio dei problemi di traffico. **O zastosowaniu fotografii lotniczej do studiow nad zagadnieniami ruchu drogowego.** Boll. Soc. Ital. Fotogram. Topograf. **1958**, nr 1, B5, s. 3—15, rys. 7.

Fotografie lotnicze dróg i ulic miejskich umożliwiają przeprowadzenie badań nad intensywnością ruchu drogowego, szybkością jazdy i poprawnością zarysu tras drogowych. Opisano dwa rodzaje zdjęć stosowanych do powyższych celów: panoramiczne i pionowe.

T. B.

193* 526.918:551.50 IGiK

NEUMANN H. G.: Photogrammetrische Wolkenvermessung. **Fotogrametryczne pomiary chmur.** Bildmess. Luftbild. **1958**, nr 2, B5, s. 45—51, rys. 3, poz. bibl. 4.

W celach badawczych dokonano zdjęć fotogrametrycznych pewnych typów chmur, na podstawie tych zdjęć określono zmiany kształtu i ruch chmur w ciągu pewnego odcinka czasu. Do tych prac użyto specjalnych precyzyjnych kamer. Opisano instrumenty, wykonywanie zdjęć i ich opracowanie.

T. B.

INSTRUMENTOZNAWSTWO

194* 526.913.2:0.61.4(43) IGiK

KOITZSCH R.: Vermessungstechnische Geräte auf der Leipziger Messe 1958. **Instrumenty geodezyjne na Targach Lipskich 1958.** Vermessungstechnik, 1958, t. 6, nr 5, s. 107—109, rys. 9.

Opisano wyroby firmy Carl Zeiss Jena: multiplex dziesięcioprojektorowy dla zdjęć wykonanych superszerokokątnymi obiektywami, (możliwe jest też opracowanie zdjęć wykonanych normalnymi obiektywami), pomniejszalnik z formatu 30 × 30 cm na format 49 × 49 mm do multiplexu, dodatkowe wyposażenie do teodolitu Theo 010: libela nasadkowa 10" i libela Horrebowa 4" z obserwacją koincydencyjną. Firma Freiberger Präzisionsmechanik wystawiła nowy typ tarczy celowniczej i koordynatograf biegunowy Seltmanna oraz narzędzie do warstworytowania.

T. B.

195* 669.018.7:526 IGiK

RABINOWICZ Ł. W.: O primienienji wysokoprocznawo aliuminiewawo spława W 95 w gieodieziczeskom priborostrojenji. **O zastosowaniu trwałego stopu aluminiowego W 95 do budowy instrumentów geodezyjnych.** Gieod. Kartograf, (Moskwa), **1958**, t. 3, nr 4, B5, s. 22—29, rys. 2, tabl. 4.

Układ chemiczny stopu: cynk — 5—7%, magnez 1,8—2,8%, miedź — 1,4—2%, mangan 0,2—0,6%, chrom 0,1—0,25%, żelazo max 0,5%, krzem max. 0,5%, reszta — aluminium. Właściwości fizyczne: ciężar wł. 2,8, współczynnik rozszerzalności liniowej $23{,}7 \times 10^{-6}$, współczynnik przewodności cieplnej 0,28 kal/cm sek°C. Stop zbadano wszechstronnie i uznano, że nadaje się do stosowania w instrumentach geodezyjnych na osie, łożyska, oprawy soczewek itp.

196* 526.33:526.913:531.74 IGiK

MATTHIAS H.: Zum Einfluss von Zielachsenfehler, Horizontalachsenschiefe und Stehachsenschiefe auf Richtungsbeobachtungen. **Wpływ błędu osi celowej oraz nachyleń osi poziomej i osi obrotu na obserwacje kierunków.** Schweiz. Z. Vermessungs, **1958**, nr 5, B5, s. 134—144 i nr 6, s. 164—170, rys. 13, tabl. 2.

Podano definicje i wyliczenie wpływu błędów wymienionych w tytule na pomiary kierunków. Podano przykład, w którym eliminowano błąd nachylenia osi obrotu na podstawie danych otrzymanych z obserwacji libeli nasadkowej.

T. Ch.

197* 526.5:621.389:681.177 IGiK

MALDAGUE R.: Principes de fonctionnement de l'ordinateur électronique IBM, type 650. **Zasady działania maszyny matematycznej elektronowej IBM, typ 650.** Photogrammétrie, **1958**, nr 51, s. 9—22, rys. 5.

Określenie. Zastosowanie. Budowa maszyny: urządzenie odczytujące i dziurkujące, urządzenie napędowe; urządze-

nie centralne: pamięć, obwody „logiczne", obwody „arytmetyczne", programowanie, logiczna organizacja maszyny, kody używane w typie 650. Wnioski.

T. B.

198* 526.5:681.14 IGiK

BRUKA I. S.: Bystrodiejstwujuszczaja wyczislitielnaja maszina M-2. **Szybko działająca maszyna matematyczna M-2.** Moskwa, **1957**, GITTL, s. 228, rys. 61, zał. 14.

Ogólne wiadomości o maszynie. Podstawowe węzły maszyny. System programowania. Wykonywanie działań na liczbach. Elementy schematów. Licznik arytmetyczny. Pamięć elektrostatyczna. Pamięć magnetyczna na bębnie. Nadajnik programów. Zewnętrzna pamięć na taśmie magnetonowej. Urządzenie wejściowe. Urządzenie wyjściowe. Zasilanie prądem. Konstrukcyjne wykonanie maszyny.

T. B.

199* 526.22 IGiK

KOROLCEW W. M.: Nowyje pribory dla tocznych bazisnych izmierienij padwiesnymi prowołokami. **Nowe przyrządy dla dokładnych pomiarów bazowych drutami.** Izw. Wys. Ucz. Zaw. **1958**, wyp. 1, s. 41—50, rys. 12.

Opisano komplet przyrządów do pomiaru baz, składający się ze statywów blokowych i statywów uniwersalnych, na których można zamocować: automatycznie poziomujący się indeks, sztywny pion, głowicę do teodolitu lub niwelatora i krótką łatę niwelacyjną. Nogi statywów są wykonane z rur aluminiowych lub stalowych, z urządzeniami śrubowymi do regulacji ich długości, co umożliwia prędkie i płynne ustawienie statywów w linii. Przyrządy mają mały ciężar i w złożonym stanie zajmują mało miejsca.

T. B.

200* 526.3:621.389 IGiK

YASKOWICH S. A.: Conversion from Shoran to Hiran. **Przejście z Shoranu na Hiran.** Canadian Surveyor. **1958**, t. 14, nr 1, B5, s. 8—18, rys. 1, poz. bibl. 11.

Historia rozwoju. Porównanie aparatury naziemnej. Porównanie aparatury samolotowej. Nowa technika pomiaru. Zagadnienia związane z przyjęciem nowej metody. Wyposażenie naziemne. Wyposażenie w samolocie. Pomocnicze oscyloskopy. Łączność i szkolenie załóg. Szkolenie operatorów shoranu. Formularze. Doświadczenia w 1956 i w 1957 r. Kontrole polowe i dane o wydajności. Kontrole w locie. Prace polowe.

T. B.

201* 526.913.13 IGiK

BREGENZER W.: Neue Stahlrohr — Reisejalons. **Nowe tyczki z rur stalowych.** Schweiz. Z. Vermessungs. **1958**, t. 56, nr 6, B5, s. 161—164, rys. 10.

Opisano nowy typ tyczek składanych z cienkościennych rur stalowych o długości 1 m. Możliwe jest łączenie do 6 segmentów, wskutek czego powstaje sześciometrowa tyczka. Opisano również dwa typy stojaków do tyczek, w jednym typie nogi stojaka są segmentami tyczek, osadzonymi w głowicy, na której można umieścić zacisk do tyczki lub polowy stolik szkicowy, w drugim typie głowica posiada pierścień gumowy utrzymujący tyczkę.

T. B.

METODY OBLICZEŃ

202* 526.5:519.2 IGiK

CHRISTOW W. K.: Kłassiczeskije i sowriemiennyje mietody ocenki tocznosti nabludienij. **Klasyczne i współczesne metody oceny dokładności obserwacji.** Gieod. Kartograf. (Moskwa), **1958**, nr 3, B5, s. 51—65, tabl. 4.

Postawiono zagadnienie krytycznego przeglądu istniejącej praktyki oceny dokładności pomiaru. Omówiono niektóre pojęcia i określenia z zakresu teorii prawdopodobieństwa i statystyki, przy czym Autor wykorzystał zwykły aparat matematyczny i założenia metody najmniejszych kwadratów, znane geodetom. Autor dochodzi do wniosku, że klasyczna ocena dokładności jest słuszna przy ilości obserwacji nadliczbowych większej niż np. 30.

T. W.

203* 526.5 IGiK

BOEHM J.: Zur Frage des grössten zulässigen Fehlers. **W sprawie największego dopuszczalnego błędu.** Vermessungstechnik, **1958**, t. 6, nr 4, A4, s. 80—85, rys. 2, tabl. 7, poz. bibl. 6.

Krytyka metod klasycznych. Statystyczne ujęcie pomiaru. Specjalne właściwości pomiarów geodezyjnych. Prawidła badania wyników pomiarów. Błąd prawdziwy z danym błędem średnim. Szacowanie błędu średniego z małego zbioru błędów prawdziwych. Obserwacje wielokrotne o danym błędzie średnim. Obserwacje wielokrotne o nieznanej wartości błędu średniego.

204* 526.53 IGiK

MURPHY B. T.: The least squares adjustment of geodetic figures with observed angles and measured sides. **Wyrównanie figur geodezyjnych z pomierzonymi bokami i kątami metodą najmniejszych kwadratów.** Emp. Surv. Rev. **1958**, t. 14, nr 108, B5, s. 262—270.

Przedstawiono ułożenie równań warunkowych dla kątów i boków w trójkącie i czworoboku geodezyjnym. Rozwiązano dwa przykłady liczbowe. Omówiono sprawę wag kątów i boków.

T. B.

205* 526.3:526.4 IGiK

ŁAPING K. A.: K woprosu ob urawniwanji sietiej s izmieriennymi ugłami i storonami. **Do zagadnienia wyrównania sieci z pomierzonymi kątami i bokami.** Gieod. i Kartograf. (Moskwa), **1958**, nr 5, B5, s. 14—16, rys. 1.

Omówiono zagadnienie wyrównania sieci triangulacyjnej z pomierzonymi kątami i długościami boków metodą warunkową, z rozbiciem wyrównania na dwa etapy. W pierwszym dokonywane jest przybliżone wyrównanie kątów (warunki figur), w drugim — uwzględniane są wszystkie pozostałe warunki. W rezultacie takiego wyrównania kąty otrzymują po dwie poprawki, boki jedną. Podano sposób wagowania oraz oceny dokładności rezultatów wyrównania.

T.W.

206* 526.36:526.5 IGiK

HIRVONEN R. A.: Ausgleichung grosser Nivellementsnetze durch sukzessive Annäherungen. **Wyrównanie dużych sieci niwelacyjnych kolejnymi przybliżeniami.** Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 83, nr 1, B5, s. 27—32, rys. 1.

Opisywany sposób odnosi się do rozwiązania układu równań normalnych korelat, dla których zakłada się przybliżone wartości korelat i poszukuje się kolejnymi przybliżeniami poprawek. Sposób nadaje się do wyrównania sieci niwelacji technicznej, gdzie z reguły wystarczają dwa przybliżenia.

T.B.

207* 681.142:526 IGiK

KADNER O. E.: Geodetické výpocty na elektronických strojích. **Obliczenia geodezyjne na maszynach elektronowych.** Jenna Mech. Optika, **1958**, t. 3, nr 5, s. 168—170, rys. 3, poz. bibl. 9.

Czechosłowacja posiada elektronową maszynę matematyczną SAPO, która obsługuje szereg instytucji. Opisano w ogólnym zarysie działania maszyny elektronowej, a w szczególności programowanie i sposoby nadawania programów i danych wyjściowych, ilustrując przykładami typowych obliczeń geodezyjnych.

T.B.

208* 526.97 IGiK

STAUBER K.: Flächenberechnung aus Orthogonal — Aufnahmeelementen. **Obliczenie powierzchni z elementów pomiaru metodą prostokątną.** Schweiz. Z. Vermessungswesen, **1958**, t. 56, nr 3, s. 71—79, rys. 2, tabl. 3.

Przedstawiono formularz do obliczenia powierzchni ze współrzędnych z tym, że współrzędne mogą być w układzie lokalnym (np. jako domiary z dowolnej linii pomierzonej). Podano sposób projektowania działek o zadanej powierzchni, stosując kolejne przybliżenia.

T.B.

Niniejszy Przegląd Dokumentacyjny zawiera tylko część analiz dokumentacyjnych publikacji z zakresu geodezji. **Pełna dokumentacja ukazuje się w postaci kart dokumentacyjnych** wydawanych przez Centralny Instytut Dokumentacji Naukowo-Technicznej (Warszawa, Al. Niepodległości 188). CIDNT przyjmuje prenumeratę kart dokumentacyjnych, która może obejmować zarówno całą dokumentację naukowo-techniczną, jak i oddzielne jej działy lub poszczególne zagadnienia i tematy. CIDNT wykonuje **(za zwrotem kosztów) fotokopie i mikrofilmy publikacji objętych zarówno przeglądem dokumentacyjnym, jak i kartami dokumentacyjnymi.**

TYMCZASOWA TECHNICZNA INSTRUKCJA GEODEZYJNA

W roku 1957, staraniem Ministerstwa Przemysłu Ciężkiego (Zarząd Geologii, Wydział Mierniczy) przy współudziale wybitnych autorów: prof. prof. Z. Skąpskiego, T. Lazzariniego, J. Ponikowskiego, adjunkta A. Czechowicza, inż. A. Lacha i komisji redakcyjnej w osobach inż. inż. K. Wójtowicza, J. Ponikowskego, A. Haussaka, T. Pilitowskiego — została wydana **„Tymczasowa techniczna instrukcja geodezyjna"**, obejmująca następujące działy:

— pomiary inwentaryzacyjne,
— pomiary realizacyjne,
— podkłady geodezyjne dla projektów inwestycji,
— pomiary odkształceń i in.

szczegółowo rozpracowana z wieloma przykładami, rozwiązaniami i rysunkami. Format A4 — 350 str.

Instrukcja została wydana w ilości 1000 egz. Nakład jej został całkowicie wyczerpany.

Powszechna Księgarnia Wysyłkowa (Warszawa, Nowolipie 4), która po kompletnym rozprowadzeniu dotychczas wydanych 1000 egz. instrukcji ma sporo dalszych zamówień (nie tyle jednak, żeby móc wydać następny nakład), prosi wszystkich zainteresowanych o nadsyłanie zamówień na adres **Księgarnia Wysyłkowa, Warszawa, Nowolipie 4.** Pozwoli to na ustalenie wysokości nowego nakładu instrukcji.

Według opinii Instytutu Geodezji i Kartografii „Tymczasowa techniczna instrukcja geodezyjna — jest pierwszym zebraniem przepisów postępowania technicznego w geodezji inżynierskiej. Wypełnia ona dużą lukę, jaka dotąd istniała w zakresie przepisów instrukcyjnych, dotyczących sporządzania dokumentacji geodezyjnych dla tak ważnej gałęzi potrzeb inwestycyjnych, jak projekty i budowa obiektów przemysłowych, górniczych, budowli energetycznych, zakładów eksploatacyjnych, fabryk i tras przemysłowych.

Instrukcja jest nie tylko zbiorem przepisów technicznych, które stanowią cenną pomoc dla wykonawcy, ale ze względu na jasne i wyczerpujące opracowania poszczególnych zagadnień, poparte dużą ilością przykładów, wzorów, obliczeń i rysunków, może służyć także dla celów dydaktycznych przy podnoszeniu kwalifikacji zawodowych.

Ważną cechą instrukcji jest jej przydatność, wyrażająca się w możności elastycznego wyboru postępowania technicznego, stosowania różnych metod w zależności od istniejących warunków. Takie ujęcie przepisów jest wyrazem zaufania do wykonawcy, przy jednoczesnym zabezpieczeniu prawidłowości wykonywanych przez niego prac.

Całość opracowania instrukcji stanowi dużą wartość i wkład w uporządkowanie i ujednolicenie przepisów postępowania technicznego w geodezji stosowanej.

„KSIĘGA ZAMÓWIEŃ"

Według wiadomości posiadanych przez redakcję Przeglądu Geodezyjnego Oddział Rzeszowski Stowarzyszenia Geodetów Polskich wydał **„Księgę zamówień"** — obowiązującą przy prowadzeniu robót zlecanych geodetom na podstawie zarządzenia nr 38 prezesa Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii i posiada na zbycie jeszcze kilkadziesiąt egzemplarzy tej książki w cenie 40 zł za egz.

Książkę można nabyć za zaliczeniem pocztowym. Adres Oddziału Rzeszowskiego SGP, Rzeszów, 1 Maja 19, pok. 87.

ZAKŁADOWY KOLPORTAŻ CZASOPISM TECHNICZNYCH

Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT, dążąc do usprawnienia kolportażu czasopism technicznych i podniesienia czytelnictwa, uzyskało zgodę na zorganizowanie sieci zakładowych kolporterów z prawem do 10%-wej prowizji od sprzedanych i zaprenumerowanych czasopism NOT.

„RUCH" skierował odpowiednie instrukcje do swoich oddziałów i delegatur terenowych, które ułatwiają kolporterom dostawę czasopism, przyjmowanie prenumeraty i sprzedaż komisową czasopism technicznych NOT.

Zorganizowanie takiej sieci kolportażu zależy jednak od poszczególnych zakładów, a przede wszystkim od włączenia się do tej akcji kół zakładowych, które powinny czuwać nad rozwojem czytelnictwa i mogą znaleźć odpowiednich ludzi do systematycznego zbierania prenumeraty, sprzedaży komisowej i propagandy czytelnictwa.

W związku z powyższym zarząd główny SGP przekazał oddziałom i kołom zakładowym materiały informacyjne w celu spowodowania zgłoszenia się kolporterów czasopism technicznych do odpowiednich terenowo oddziałów i delegatur „RUCHU".

Załączone instrukcje i deklarację dla kolporterów zakładowych czasopism technicznych wyjaśniają dokładnie cel i obowiązki kolportera zakładowego.

Z KOMISJI EGZAMINACYJNEJ DLA WYKONAWCÓW ROBOT GEODEZYJNYCH

W dniach 10 i 17 kwietnia 1958 r. odbyła się sesja wiosenna komisji powołanej zarządzeniem nr 9 prezesa Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii z dnia 1 kwietnia 1957 r.

W wyniku przeprowadzonego egzaminu komisja uznała za posiadających kwalifikacje do wykonywania robót geodezyjnych w trybie zarządzenia nr 38 prezesa GUGiK z dnia 28 listopada 1956 r.: **Aleksandra Boguckiego** z Gdyni, **Stanisława Goia** z Katowic, **Adama Góreckiego** z Krakowa.

XII KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA SGP

W dniach 25 i 26 listopada 1958 r. odbędzie się w Warszawie, w gmachu NOT XII Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „GEODEZYJNE URZĄDZENIA ROLNE".

Na konferencję opracowano dwa referaty:

1. Sylwetka geodety w urządzeniach rolnych — opracował kolega Stanisław Trautsolt, koreferat do tego referatu napisał kolega Lucjan Parfiniewicz.
2. Wykorzystanie podkładów fotolotniczych do prac urządzeniowo rolnych — opracował kolega Walery Fedorowski, koreferat napisał kolega Stefan Wojtulewicz.

Z uwagi na to, że problem geodezji w urządzeniach rolnych jest jednym z ważniejszych problemów — pożądany jest jak najliczniejszy udział przedstawicieli instytucji zainteresowanych tym zagadnieniem.

Materiały konferencyjne — na zasadach odpłatności — przesyłane są zainteresowanym i uczestnikom konferencji zgłoszonym przez instytucje delegujące, które pokrywają koszty przejazdów i uczestnictwa w konferencji delegowanych pracowników.

DNI KSIĄŻKI TECHNICZNEJ — WYSTAWA — KIERMASZ

W dniach 5—12.X.1958 r. w auli Politechniki Warszawskiej trwała wystawa książki technicznej połączona z kiermaszem. Podobne wystawy zorganizowano również w innych miastach Polski, posiadających wyższe uczelnie techniczne.

Dni książki technicznej rozpoczęły okres szerokiej kampanii o spopularyzowanie czytelnictwa książki technicznej przede wszystkim w zakładach pracy.

W miastach wojewódzkich staraniem „Domu Książki" zorganizowano wystawy książek poszukiwanych na danym terenie. Również w wielu zakładach pracy odbyły się wystawy książek technicznych i spotkania z ich autorami.

Na wystawie-kiermaszu na Politechnice Warszawskiej zorganizowały stoiska następujące zakłady wydawnicze: „Arkady"; Wydawnictwa Przemysłu Lekkiego i Spożywczego; Wydawnictwa Komunikacyjne; Państwowe Wydawnictwa Szkolnictwa Zawodowego; Wydawnictwa Górniczo-Hutnicze, Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT; Wydawnictwa Normalizacyjne, Państwowe Wydawnictwa Naukowe; Państwowe Wydawnictwa Techniczne; Wydawnictwa Geologiczne; Państwowe Przedsiębiorstwo Wydawnictw Kartograficznych, przy czym stoisko PPWK wzbudzało duże zainteresowanie wydawnictwami mapowymi, których barwne plamy rzucały się w oczy zwiedzających. Wystawiono też wszystkie książki, jakie dotychczas wydało PPWK. W stoisku można było przejrzeć katalog książek, które są jeszcze na składzie, a które już dawno znikły z półek księgarskich i uważane były za wyczerpane.

TERMINARZ TECHNIKA

Wzorem lat ubiegłych Naczelna Organizacja Techniczna w Polsce wydaje Terminarz Technika na rok 1959, który ukaże się w 21 następujących mutacjach:

1. Agrotechnika
2. Budownictwo i Architektura
3. Chemia
4. Energoelektryka
5. Geodezja
6. Górnictwo i Przemysł Naftowy
7. Hutnictwo
8. Komunikacja
9. Leśnictwo i Drzewnictwo
10. Materiały Budowlane
11. Mechanika
12. Melioracje Wodne
13. Odlewnictwo
14. Okrętownictwo
15. Poligrafika i Papiernictwo
16. Przemysł Cukrowniczy
17. Przemysł Spożywczy
18. Teleelektryka
19. Włókiennictwo
20. Wodociągi, Kanalizacja, Ogrzewnictwo i Gazownictwo
21. Zootechnika

Zamówienia wraz z przedpłatą będą przyjmowane od 10.X. do 15.XI.1958 r.

Sprzedaż odbywać się będzie w Biurach Terenowych NOT.

Cena: w oprawie — zł 15, w oprawce igielitowej zł 20.

Informacji udzielają Biura Terenowe NOT.

CENNIK OGŁOSZEŃ

ZAMIESZCZANYCH W CZASOPISMACH TECHNICZNYCH NOT

ZA TEKSTEM

1/1 strona formatu A4 ..... zł 4700.–
1/2 „ „ „ ..... zł 2400.–
1/4 „ „ „ ..... zł 1200.–
Ogłoszenia drobne: 1 cm² – 10,50 zł.

W tekście, na II i III stronie okładki cena ogłoszeń jest wyższa o 25%, na IV stronie okładki o 50%, na I stronie okładki o 100%.

W OGŁOSZENIACH KOLOROWYCH ZA KAŻDY KOLOR DOLICZA SIĘ 25%.

Cena ogłoszeń drukowanych w 3 kolorach (czarny + 2 kolory na specjalnych wkładkach broszurowanych razem z numerem, jest wyższa o 50%.

Za ogłoszenia powtarzające się wielokrotnie udzielamy następujących rabatów:

5% – w trzech numerach czasopisma
10% – w sześciu „ „ „
15% – w dwunastu „ „ „

Na życzenie zamawiającego mogą być przyjmowane gotowe luźne wkładki (ulotki drukowane dwustronnie, foldery, prospekty małej objętości, etykiety, itp.) w formacie A4 lub mniejszym – dołączone do nakładu poszczególnego czasopisma.

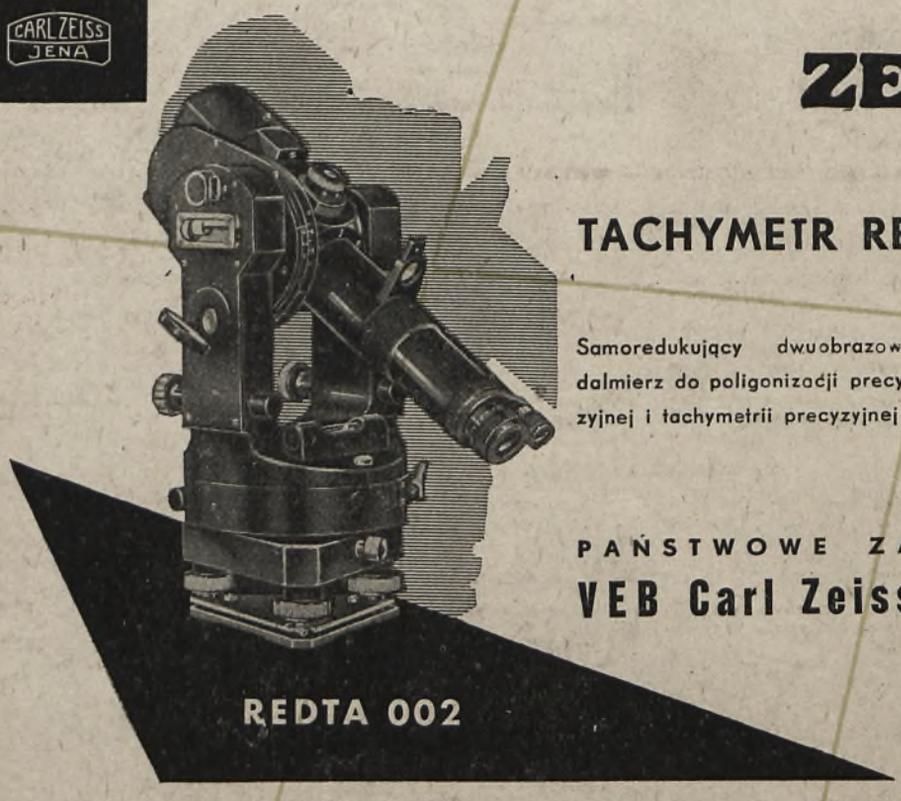
Opłata z tego tytułu wynosi od 750 zł do 1500 zł

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.**

CARL ZEISS JENA



ZEISS

TACHYMETR REDUKCYJNY ZEISSA

Samoredukujący dwuobrazowy dalmierz do poligonizacji precyzyjnej i tachymetrii precyzyjnej

PAŃSTWOWE ZAKŁADY
VEB Carl Zeiss JENA