



PRZEGŁAD GEODEZYJNY

Zotobinski Jan



1 9 5 9

NR 10

ROK XXXI

TREŚĆ

- O możliwości wykorzystania kolorów znaków liniowych do druku powierzchniowych elementów map
A. D. Kopyłowa
- Kilka uwag o dokładności określenia odkształceń zapór przy stosowaniu metod geodezyjnych
W. Staněk — tłumaczył W. Kłopotniński
- Elektronowy i elektrooptyczny pomiar długości
F. Pusztai — tłumaczył W. Chojnicki
- Pionowe projektowanie terenu pod lotniska, porty lotnicze i powierzchnie pod nawodnienie
L. Dimow — tłumaczył W. Chojnicki
- Triangulacja i poligonizacja miasta Ljubljany
F. Rudl — tłumaczył W. Barański
- Kształcenie mierniczych i kartografów w NRD
Br. Łącki
- Konferencja naukowo-techniczna w Bulgarii
E. Nowosielski
- O ewidencji gruntów
M. Szymański

Miscellanea

- Sprawozdanie z badań przeprowadzonych w Anglii nad źródłami do historii geodezji
H. Skolimowski
- Z Życia Organizacji i z Terenu
- Kronika Polskiego Tow. Fotogrametrycznego
- Biuletyn Instytutu Geodezji i Kartografii
- Przegląd Dokumentacyjny Geodezji

INHALT

- Anwendungsmöglichkeiten von Linienarzeichenfarben zum Druck der Flächenelemente von Karten
A. D. Kopyłowa
- Zur Frage der Bezeichnungsgenauigkeit von Staudammentstaltung mittels geodätischen Methoden
W. Staněk (Übersetzung — W. Kłopotniński)
- Elektronische und elektrooptische Längenmessung
E. Pusztai (Übersetzung — W. Chojnicki)
- Vertikales Projektieren vom Flugplatz- und Flughafengelände, sowie Bewässerungsterrains
L. Dimow (Übersetzung — W. Chojnicki)
- Triangulation und Polygonisierung der Stadt Ljubljana
F. Rudl (Übersetzung — W. Barański)
- Feldmesser- und Kartographenschulung in der Deutschen Demokratischen Republik
Br. Łącki
- Wissenschaftlich-technische Konferenz in Bulgarien
E. Nowosielski
- Die Frage der Grundewideuz

Miscellanea

- Berichterstattung ueber die Forschungen betr. Ursprung von Geodäsiegeschichte in England
H. Skolimowski
- Aus dem Organisationsleben
- Chronik der Polnischen Photogrammetriegesellschaft
- Bulletin des Institutes für Geodäsie und Kartographie
- Dokumentationsschau der Geodäsie

СОДЕРЖАНИЕ

- О возможности использования цветов линейных знаков для печати пространственных элементов карты
А. Д. Копылова
- Несколько соображений о точности определения деформаций плотин геодезическими методами
В. Станэк, перевел В. Клопоциньский
- Электронное и электрооптическое измерение расстояний
Ф. Пуштай, перевел В. Хойницкий
- Вертикальная планировка местности для аэродромов, аэропортов и водоёмов
Л. Димов, перевел В. Хойницкий
- Триангуляция и полигонометрия города Любляны
Ф. Рудль, перевел В. Вараньский
- Подготовка землемеров и картографов в ГДР
Б. Лонцкий
- Научно-техническая конференция в Болгарии
Э. Новосельский
- Об учёте земель
М. Шиманьский

Смесь

- Отчет о выполненных в Англии исследованиях источников по истории геодезии.
Х. Сколимовский
- Из жизни организации и с мест
- Хроника Польского Фотограмметрического Общества
- Бюллетень Института Геодезии и Картографии
- Документальный обзор геодезии

CONTENTS

- The Possibility of Use of Coloured Line Signs in Printing the Surface Elements of Maps
A. D. Kopyłowa
- Some Remarks on the Exactitude of Surveying Methods in Finding Out the Deformation of Dams
W. Staněk
- Electronical and Electrooptical Length Measure
F. Pusztai
- Vertical Projects of Land for Air Ports, Aerodromes and Irrigation
L. Dimow
- Triangulation and Polygonation of the Town Ljubljana
F. Rudl
- Surveyors' and Cartographers' Education in the German Democratic Republic
Br. Łącki
- Scientific-Technical Conference in Bulgaria
E. Nowosielski
- Land Inventory
M. Szymański

Miscellanea

- Report from the Research on the History of Surveying in England
H. Skolimowski
- General Notes
- Chronicle of the Polish Association of Photogrammetry
- Bulletin of the Institute of Geodesy
- Documentary Review of Geodesy

SOMMAIRE

- La possibilité d'exploitation des signes linéaires en couleur pour l'imprimerie des éléments de surface sur les cartes
A. D. Kopyłowa
- Quelques remarques sur l'exactitude des méthodes géodésiques pour définir la déformation des barrages
W. Staněk
- Electronique et electrooptique mesure de longueur
F. Pusztai
- Projection verticale des terrains pour les aerodromes, ports d'aviation et les surfaces a irriguer
L. Dimow
- Triangulation et polygonation de la ville Ljubljana
F. Rudl
- Education des géomètres et cartographes dans la République Démocratique Allemande
Br. Łącki
- Conférence scientifique-technique en Bulgarie
E. Nowosielski
- Inventaire des terres
M. Szymański

Miscellanea

- Compte-rendu des recherches sur l'histoire de géodesie en Angleterre
H. Skolimowski
- De l'organisation et du terrain
- Chronique de l'Association des Photogrammètres Polonais
- Bulletin de l'Institut de Géodesie et Cartographie
- Revue Documentaire de géodesie

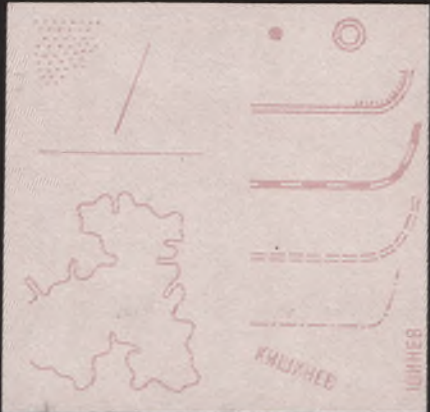
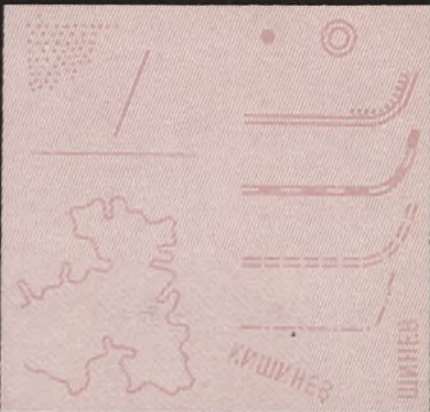
Wydawca: Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT. Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, Czackiego 3/5.
Komitet Redakcyjny: Redaktor naczelny: inż. Stanisław Janusz Tymowski. Redaktorzy działów: inż. Marian Frelek,
mgr Wiesław Królikowski, inż. Wacław Kłopotniński, inż. Bronisław Lipiński, inż. Kazimierz Rzewski.
Sekretarz redakcji: Natalia Wilczyńska. Redaktor techniczny: Wanda Doczkał

Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT, Warszawa 1959.

Nakład 2100 egz. Ark. wyd. 11,2. Ark. druk. 5. Format A4. Papier druk. sat., kl. IV, 80 g. 61 × 86.
Zaki. Graf. „Tarnka”, W-wa. Zam. 1225/59. W-31.

g-
n-
ur
de
e-
re
ur
et
la
o-
i-
n
-
-
t

Znaki kreskowe na tle siatek liniowych i punktowych w tym samym kolorze

rodzaj i procent siatki liniatura siatki	liniowa		punktowa		
	30%	50%	15%	30%	50%
$l=24$					
$l=34$					
$l=48$					



przegląd GEODEZYJNY

Czasopismo poświęcone geodezji, fotogrametrii i kartografii
Organ Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Geodetów Polskich
Nr 10 WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1959 ROK XV (XXXI)

A. D. Kopytowa

Możliwości wykorzystania kolorów znaków liniowych do druku powierzchniowych elementów map

W ostatnich latach w dziale poligrafii kartograficznej Centralnego Naukowo-Badawczego Instytutu Geodezji, Fotogrametrii i Kartografii (CNIIGAiK), pod kierownictwem C. F. Sadezikowa prowadzono badania zmierzające do opracowania skróconej skali barw, pozwalającej drukować niektóre mapy i atlasy jak najmniejszą ilością kolorów bez uszczerbku dla ich jakości. Rezultatem tych badań było wydanie albumu barwnych połączeń tonów, dla druku powierzchniowych elementów map i atlasów najmniejszą ilością kolorów. Zasada albumu została oparta na trzech zasadniczych kolorach: niebieskim, czerwonym i żółtym, które w rozmaitych połączeniach dają większą ilość różnorodnych barw. Dla niektórych map kombinacje z tych trzech zasadniczych kolorów nie są jednak wystarczające. W rozwiązaniu problemu pomogło tu wprowadzenie czwartego koloru — zielonego.

Dla map i atlasów, w których zastosowano kolorowe znaki liniowe, można rozszerzyć ilość barw skali powierzchniowej, właśnie przez wykorzystanie kolorów elementów liniowych do druku elementów powierzchniowych, bez zwiększenia ilości przelotów na maszynie drukarskiej.

Przy opracowywaniu druku map i atlasów najmniejszą ilością kolorów, powstała konieczność zbadania możliwości wykorzystania kolorów oznaczeń kreskowych do druku elementów powierzchniowych. Zagadnienie to nie jest nowe w kartografii. Przegląd dużej ilości radzieckich i innych zagranicznych map i atlasów wykazuje, że na niektórych z nich kolory elementów liniowych wykorzystano przy druku elementów powierzchniowych. Kolor czerwony, używany do oznaczenia dróg, bywa na przykład wykorzystywany niekiedy dla wyższych stopni hipsometrycznej skali barw; niebieski kolor hydrografii — dla największych głębokości mórz. Na niektórych mapach specjalnych spotyka się również oznaczenia liniowe i powierzchniowe w tych samych kolorach. Kolory znaków liniowych do druku tła stosuje się jednak dość rzadko, nieraz przypadkowo, gdyż próby te dają często negatywne wyniki.

Badania tego zagadnienia prowadzone były w CNIIGAiK, gdzie rozpatrzono dwa możliwe przypadki wykorzystania kolorów znaków kreskowych:

1. Kiedy znaki i drukowana tą samą barwą powierzchnia siatkowa pokrywają się;
2. Kiedy znaki i drukowana tą samą barwą powierzchnia (siatka, zalewka) znajdują się w różnych częściach mapy.

Przypadek pierwszy jest bardziej złożony, bowiem przy przecięciu się znaków kreskowych z liniami siatki tła może powstawać mora ujemnie wpływająca na dostrzeganie znaków. W tym wypadku należało określić:

- a) iloprocentowa siatka tworzy ze znakami kontrast dostateczny dla ich czytelności,
- b) jaki wpływ na czytelność znaków posiada kształt, grubość linii i wielkość punktów siatki,

c) jaki wpływ na czytelność znaków ma forma, ich wielkość oraz położenie względem linii i szeregów punktów siatki tła i przy jakiej minimalnej wielkości znaki te są czytelne.

W celach badawczych wydrukowano oznaczoną ilość wzorów, na których znaki kreskowe pokrywały się z tłem siatkowym w tym samym kolorze. Dobór oznaczeń kreskowych wykonano z uwzględnieniem różnorodności ich kształtów, wymiarów i różnego położenia względem linii i szeregów punktów tła. Badane znaki dane były na tle siatek w czterech gradacjach (15, 30, 50 i 70% pełnego tonu). Dla powierzchni przyjęto najczęściej używane przy druku map siatki liniowe, o gęstości 24 i 34 linie na 1 cm i siatki punktowe, o gęstości 24, 34 i 48. Wzory drukowane w kolorach: czarnym, niebieskim, brązowym i czerwonym. Analiza otrzymanych wzorów pozwoliła wyciągnąć wniosek, że znaki kreskowe są czytelne na tle siatek liniowych i punktowych o tej samej barwie, co i znaki, o ile siatki posiadają nie więcej niż 50% pełnego tonu. Siatki o większym procencie pełnego tonu tworzą ze znakami liniowymi tego samego koloru kontrast niedostateczny dla ich czytelności.

Czytelność znaków kreskowych na tle siatek liniowych o tym samym kolorze. (Analiza i wnioski dotyczą znaków na tle siatki liniowej 30% o gęstości 24 linie na cm. Grubość linii siatki wynosi 0,12 mm).

Obserwacje wykazały, że elementy znaku kreskowego (linia, kreska) posiadające grubość 0,20—0,60 mm nie tworzą mory, o ile przecinają się z liniami siatki tła pod kątem 60—90°. Przy pogrubieniu linii znaku od 0,60 mm do 1,50 mm sektor kątowy zwiększa się do 40—90°.

Gdy linie lub kreski znaku są równoległe do linii siatki tła, może zachodzić ich połączenie. Cienka linia znaku pokrywa się wówczas z linią siatki i przez to staje się nieczytelna. Czytelność linii i kreski znaku jest dobra wtedy, gdy ich grubość jest większa od grubości linii siatki. Linia znaku powinna występować po obu stronach linii siatki, nie mniej niż 0,10 mm. Znak będzie więc czytelny przy grubości linii około 0,30 mm ($0,12 + (2 \times 0,10)$). Gdy linia lub kreska znaku i siatki przylegają do siebie są wówczas widoczne, ale grubość ich zostaje zniekształcona przez stykającą się linię siatki tła. Im większa jest grubość linii znaku, tym deformacja ta jest mniej widoczna.

Widoczność prześwitu w znaku i pomiędzy znakami jest zależna od kąta, jaki tworzą między sobą linie znaku i linie siatki. Przy przecięciu tych linii pod kątem 60—90° zjawisko mory nie występuje. Jeżeli linie znaku i linie siatki są do siebie równoległe, wąski prześwit będzie czytelny wówczas, gdy nie trafi na niego linia siatki. Pomiedzy liniami siatki i liniami znaku powinna być jednak zachowana odległość 0,15 mm, spełniająca warunek czytelności. Szerokość prześwitu wobec tego nie powinna być mniejsza od 0,40 mm ($0,12 + (2 \times 0,15)$). Może zaistnieć także przypadek, że linia siatki ułoży się wewnątrz prze-

świtu w ten sposób, że będzie stykać się z jedną z kresek znaku. Prześwit będzie wówczas widoczny, ale widzialna grubość linii znaku ulegnie deformacji, przy czym stopień deformacji będzie zależny od grubości i kreski znaku.

Linia falista jest czytelna:

1. Gdy jej grubość nie jest mniejsza od 0,30 mm ($0,12 + (2 \times 0,10)$). Gdy linia jest cieńsza, poszczególne jej odcinki równoległe do linii siatki przy połączeniu z nimi stają się niewidoczne.

2. Gdy ilość i długość odcinków tej linii, przecinających się z liniami siatki pod kątem ostrym, jest niewielka.

3. Gdy szerokość prześwitu pomiędzy liniami falistymi jest nie mniejsza od 0,40 mm ($0,12 + (2 \times 0,15)$). Tylko w takim przypadku prześwit nie zostanie zakryty, gdy trafi w niego linia siatki.

Punkty są źle czytelne, gdy układają się na liniach siatki. W tym przypadku muszą one posiadać taką wielkość, aby występowały po obu stronach linii siatki nie mniej niż 0,15 mm. W celu spełnienia warunku czytelności punkty powinny posiadać średnicę 0,40 mm ($0,12 + (2 \times 0,15)$). Punkty o mniejszej średnicy są słabo czytelne, zwłaszcza gdy przypadają na liniach siatki.

Napisy są czytelne wówczas:

1. Gdy zasadnicze elementy liter przecinają się z liniami siatki pod kątem 60–90°.

2. Gdy elementy liter, równoległe do linii siatki posiadają grubość nie mniejszą od 0,30 mm ($0,12 + (2 \times 0,10)$).

3. Gdy prześwity w literach i między literami, równoległe do linii siatki, posiadają szerokość nie mniejszą od 0,40 mm ($0,12 + (2 \times 0,15)$). Wskazana grubość kresek i prześwitów określa wysokość liter, przy której są one ostre i dobrze czytelne na danym tle.

Po rozpatrzeniu czytelności znaków na tle siatki liniowej o jednej gęstości i gradacji, możemy nie rozpatrywać czytelności znaków na tle innych siatek liniowych, gdyż ustalono, że te same zasady właściwe są również pozostałym przypadkom. Zmienne będą tylko wskaźniki liczbowe. Wyniki badań, podane w tablicy I pozwoliły na ustalenie pewnych zasad decydujących o czytelności znaków na tle siatek liniowych w tym samym kolorze. Wyrażają się one:

a) kątem przecięcia linii znaków z liniami siatki,

b) grubością linii siatki,

c) zdolnością oka, polegającą na rozdzielnym widzeniu blisko siebie położonych kresek lub kropek tylko przy określonej odległości (tak zwana krytyczna zdolność oka).

Linie i kreski znaków przecinają się z liniami siatki bez tworzenia się mory w przedziale 60–90°. Zależność wymiarów znaków i ich elementów (dobrze czytelnych na tle siatek liniowych) od grubości linii siatki może być wyrażona następującymi wzorami:

$$A_1 = a + (0,07) \text{ mm}$$

gdzie:

A_1 — grubość linii znaków przecinających się z liniami siatki tła pod kątem 50–90°.

A_2 — grubość kresek i prostych linii znaku równoległych do linii siatki, a także i linii falistych

$$B_2 = (a + (2 \times 0,15) \text{ mm})$$

gdzie:

B — szerokość prześwitu w znakach, literach i między nimi,

$$D = (a + (2 \times 0,15) \text{ mm})$$

gdzie:

D — średnica punktów,

a — grubość linii siatki we wszystkich wzorach.

Wartości 0,10 i 0,15 mm w podanych wzorach są zależne od krytycznej zdolności oka. Powyższe zależności zaobserwowano przy druku znaków i siatki w kolorach: czarnym, niebieskim, brązowym i czerwonym, stąd wniosek, że kolor nie odgrywa tu roli.

Czytelność znaków kreskowych na tle siatek punktowych w tym samym kolorze. (Analiza i wnioski dotyczą znaków na tle sieci punktowej — 15%, o gęstości 24 szeregi punktów na 1 cm. Średnica punktów danej siatki wynosi 0,18 mm).

W tych przypadkach, kiedy rozkolorowanie powierzchni na mapie wykonane jest za pomocą siatki punktowej, linie proste i inne elementy znaków, przy przecięciu się z szeregami punktów, mogą tworzyć morę. Przy grubości linii znaku 0,50 mm i przecięciu się ich z szeregami punktów siatki pod kątem 30–60°, mora nie występuje. Pogrubienie znaków zwiększa nieco sektor kątowy. Czytelność prześwitu w znakach, literach i między nimi na

tle siatki punktowej słabnie, jeżeli w prześwicie trafia szereg kropek. Aby spełniony został warunek wyraźnej widzialności prześwitu, szerokość jego musi być większa od średnicy punktów siatki. Doświadczenia wykazały, że szerokość prześwitu nie powinna być mniejsza od 0,40 mm.

$$(0,18 + (2 \times 0,10))$$

gdzie:

0,18 — średnica punktów siatki

0,10 mm — szerokość minimalnego, dobrze widocznego gołym okiem, prześwitu między szeregiem punktów siatki i liniami znaku.

Linia falista na tle siatki punktowej jest lepiej czytelna przy mniejszej grubości (0,40 mm) niż linia prosta, ponieważ kąt przecięcia się z szeregiem kropek siatki tła dla linii falistej zmienia się, a zmiany kąta osłabiają morę. Odcinki linii falistej, równoległe do szeregów punktów są dobrze czytelne, gdy szerokość prześwitu wewnątrz nich wynosi 0,40 mm ($0,18 + (2 \times 0,10)$).

Czytelność linii falistej na tle siatki punktowej jest mniej zależna od charakteru falistości niż na tle siatki liniowej. Kształt znaków-kropek na tle siatki punktowej ulega silnemu zniekształceniu przy stykaniu się z punktami siatki. Kształt kropek jest dobrze widoczny przy średnicy 0,90 mm i większej.

Napisy czytelne są na tle siatki punktowej, o ile spełnione zostaną następujące warunki:

1. Zasadnicze elementy liter powinny przecinać się z szeregami punktów siatki pod kątem 30–60°.

2. Grubość elementów liter powinna być nie mniejsza od 0,40 mm, to znaczy równa grubości linii falistej, czytelnej na tym tle.

3. Prześwity w literach i między literami powinny posiadać szerokość nie mniejszą od 0,40 mm.

W przypadkach pokrycia się znaków z siatkami punktowymi o innych gradacjach i gęstościach otrzymujemy rezultaty analogiczne; zmieniają się tylko ich dane liczbowe, gdyż wraz ze zmianą gęstości i gradacji siatki zmienia się średnica punktów. Wyniki badań podane zostały w tablicy I. Na podstawie tych danych można postawić wniosek, że czytelność znaków liniowych na tle siatek punktowych określa się następującymi warunkami:

a) kątem przecięcia linii i kresek znaków z szeregami punktów siatki,

b) wymiarami punktów siatki,

c) krytyczną zdolnością oka.

Zależność czytelności znaków od średnicy punktów siatki tła polega na tym, że w miarę powiększania się średnicy punktów powiększa się także ich zniekształcające działanie na formę znaku.

Jak wynika z tablicy I, przy druku w jednym kolorze znaków i siatki punktowej, najlepsze wyniki otrzymuje się w przypadku siatki tła o gęstości 48 linii na 1 cm, najgorsze zaś dla siatek o gęstości 24 linii na 1 cm.

Rezultatem badań czytelności znaków kreskowych na tle siatek liniowych i punktowych w tym samym kolorze było sporządzenie zbiorczej tablicy II, gdzie na tle wszystkich rozpatrzonych siatek dano znaki o minimalnych wymiarach, przy których są one czytelne bez mory. Tablica ta daje poglądowe przedstawienie zależności między tłem i wymaganymi wymiarami znaków i może być dlatego pomocna przy wyborze rodzaju i gęstości siatki dla danych znaków kreskowych.

Przy porównaniu czytelności znaków na tle siatki liniowej i punktowej o gradacjach 30 i 50% widać, że na tle siatki liniowej znaki są czytelne przy mniejszej ich wielkości. Jednak w niektórych przypadkach bardziej celowe jest przyjęcie siatki punktowej, na przykład wtedy, gdy przy nakrywaniu się znaków kreskowych z siatką liniową tworzy się mora. Zastosowanie siatki punktowej może przeciwdziałać tworzeniu się mory.

W prawidłowym wyborze rodzaju i kierunku siatki, która ma przecinać się z linią falistą, pomaga wykorzystanie pozytywny siatki. Pozytywny składa się na dany wycinek pierwowysu mapy i drogą obracania ustala się najlepsze położenie siatki w stosunku do falistych linii znaków.

W dalszym ciągu artykułu omówiony zostanie przypadek, kiedy znaki kreskowe i tło w tym samym kolorze nie pokrywają się, to znaczy znajdują się w różnych częściach mapy, a na dane tło będą nałożone znaki w innym kolorze. Wobec tego, że linie siatki tła są silnie nasycone, a zatem są dobrze czytelne. Nie wykluczona jest jednak możliwość tworzenia się mory i w tym przypadku.

Przy badaniu tego zagadnienia konieczne było ujawnienie:

- czy tworzenie się mory jest zależne od kolorowego połączenia tła i znaków,
- czy kształt, gęstość, grubość linii i wielkości punktów siatki wpływają na czytelność znaków,
- czy kształt, wielkość znaków, ich położenie względem linii i szeregów punktów siatki tła wpływają na czytelność znaków oraz przy jakiej minimalnej ich wielkości są one czytelne.

Do zbadania tych zagadnień zostały również wydrukowane wzory, na których różne pod względem kolorów znaki liniowe i tło siatkowe nakrywały się na siebie w różnych połączeniach kolorowych (czerwonym, brązowym, niebieskim, czarnym). Znaki liniowe (rysunek, wymiary, położenie) i tło (rodzaj i gęstość siatki) wzięto te same co na wzorach w pierwszym przypadku. Gradacja siatek: 15, 30, 50, 70%.

Doświadczenia wykazały, że i w tym przypadku na barwny kontrast między znakami i tłem powstaje niekiedy mora. Ustalono, że:

- Linia prosta lub kreska znaku przecina się z liniami i szeregami punktów siatki tła bez mory (przy wszystkich połączeniach kolorów), o ile zostaną spełnione warunki podane w tablicy II.

Jeżeli grubość linii i kresek w znakach jest większa od wskazanych w powyższej tablicy, mora nie utworzy

Charakterystyka liczbową tych zależności podana jest w tablicy I i III. Przy wyborze kierunku siatki tła konieczne jest, pomimo rozłożenia znaków, wzięcie pod uwagę kierunku siatki drugiego koloru przypadającego na ten wycinek mapy, gdyż siatki o różnych kolorach, krzyżując się ze sobą, tworzą często mora.

Tablica III

Rodzaj siatki	Gęstość siatki	Grubość linii i kresek znaku (mm)	Kąt przecięcia się linii i kreski znaku z liniami i szeregami punktów siatki bez mory
Liniowa	24 34	0,5 0,2	30–90° 20–90°
Punktowa	24,34 48	0,3 dowolna	15–75° 0–90°

Przy badaniu zagadnienia wykorzystania kolorów znaków kreskowych do przedstawiania tła była sporządzona tablica IV — kierunków i sektorów kątowych, w których siatki, drukowane tym samym kolorem co znaki kreskowe, przecinają się z siatkami innych kolorów bez mory. Tablica ta została przystosowana dla siatek w trzech kolorach (triady), których kierunki na mapie pozostają zawsze te same, a mianowicie: poziomy kierunek dla koloru niebieskiego i kierunek skośny z lewej ku prawej pod kątem 45° do linii poziomej — dla koloru różowego.

Dane zawarte w tablicy można wykorzystać nie tylko przy stosowaniu skali triady, ale także i wtedy, kiedy kolor znaków kreskowych wykorzystuje się do rozrzedzania dowolnie wybranej skali, jeśli kierunki jej siatek są zgodne ze wskazanymi. Jeśli na mapie istnieją dwa oddzielne wycinki wymagające różnego kierunku jednej i tej samej siatki, która ma być drukowana łącznie ze znakami liniowymi, można tę siatkę dwukrotnie kolejno wkopiować, dając jej różne kierunki. Jeśli pozwala odległość, to w procesie jednego wkopiowywania można na poszczególne wycinki mapy położyć siatkę w różnych kierunkach.

W przypadku powstawania mory na niewielkim wycinku znaku liniowego można na blasze drukarskiej skasować kilka punktów tworzących morę lub oddzielić linię

siatki od znaku. Przeprowadzone doświadczenia pozwoliły wyjaśnić możliwości wykorzystania kolorów oznaczeń kreskowych na mapach do przedstawiania elementów powierzchniowych, ustalić minimalne wymiary znaków i ich elementów oraz kąt ich przecięcia się z liniami i szeregami punktów siatki tła, przy których dobrze się one czytają na tle każdej z rozpatrywanych siatek. Przy znajomości

Tablica IV

Kierunki i sektory, w których przy przecinaniu się siatek w kolorach triady z siatkami oznaczeń kreskowych nie tworzy się mora

Siatki koloru triady		Kierunki i sektory siatki koloru kresek (w stopniach)	
różowe	niebieskie	liniowa	punktowa
liniowa	liniowa punktowa liniowa punktowa liniowa punktowa	0-95, 165-180	0-25, 65-105, 155-180
punktowa		0-25, 65-105, 155-180	0-25, 65-105, 155-180
		40-140	25-70, 110-150
		25-70, 110-150	20-70, 110-160
liniowa	liniowa punktowa liniowa punktowa liniowa punktowa	30-45, 90-105	25 110
punktowa		25, 70, 110, 155	25, 70, 110, 155
liniowa		30, 45	25, 70, 110, 160
punktowa		30, 85-105	25, 65, 115, 155

Uwaga: Kierunki i sektory, w których nie tworzy się mora, odczytuje się od linii poziomej w kierunku przeciwnym do ruchu wskazówek zegara.

Tablica I

Minimalne wymiary znaków liniowych i ich elementów (mm) czytelnych bez mory na tle siatek tego samego koloru

Rodzaj siatki	Gęstość siatki	Gradacja siatki	Grubość linii, średnica punktów	Kąt przecięcia tej linii znaków z liniami siatki i szeregami punktów siatki bez mory	Grubość linii prostych, kresek przecinających się z siatką pod kątem nie dającym mory	Grubość linii falistej i liter	Szerokość prześwitu w znakach	Średnica kropek w znakach
Liniowa	24	30% 50	0,125	60–90°	0,20	0,30	0,40	0,40
			0,208	60–90°	0,25	0,40	0,50	0,50
	34	30 50	0,088	60–90°	0,15	0,30	0,40	0,40
			0,147	60–90°	0,20	0,35	0,45	0,45
Punktowa	24	15 30 50	0,182	30–60°	0,50	0,40	0,40	0,90
			0,257	30–60°	0,65	0,50	0,50	1,00
			0,332	30–60°	0,75	0,55	0,55	1,05
	34	15 30 50	0,129	30–60°	0,30	0,25	0,35	0,50
			0,182	30–60°	0,40	0,30	0,40	0,60
			0,235	30–60°	0,50	0,40	0,45	0,65
	15	30 50	0,091	0–90°	0,20	0,15	0,30	0,30
			0,129	18–72°	0,25	0,20	0,35	0,35
			0,166	18–72°	0,30	0,25	0,35	0,45

Uwaga: Linie proste, posiadające kierunki równoległe do linii siatek są czytelne przy tej samej grubości, co i linie faliste.

się przy dowolnym kącie ich przecięcia się z liniami i szeregami punktów siatki.

2. Linie faliste o dowolnej grubości są czytelne bez mory na tle wszystkich siatek o wymienionych kolorach.

3. Widoczność prześwitów w znakach, literach i między nimi określa się barwnym kontrastem między znakami i tłem, a także położeniem ich w stosunku do linii i szeregów punktów siatki. Niedostateczną widoczność prześwitów obserwuje się przy małym kontraście barwnym (na przykład czerwone znaki na brązowym tle) oraz wtedy, gdy prześwity są równoległe do linii czy szeregów punktów siatki. Linia lub szereg punktów może zakryć wąski prześwit, co przy małym kontraście barwnym spowoduje nieczytelność znaku. W powyższym przypadku prześwit jest dobrze widoczny przy szerokości, którą określa tablica I, podająca zasady łączenia znaków i tła w jednym kolorze.

4. Znaki punktowe są dobrze widoczne na tle siatek liniowych we wszystkich kolorach. Na tle siatek punktowych o gęstości 24 szeregów na 1 cm, punkty znaków są czytelne, gdy ich średnica wynosi 0,6–0,7 mm i więcej, a na tle siatek punktowych o gęstości 34 szeregów na 1 cm, gdy ich średnica wynosi 0,4 mm i więcej. Na tle siatki o gęstości 48 szeregów na 1 cm czytelne są punkty znaków o dowolnej średnicy. Wobec tego, rodzaj i gęstość siatki, która ma być drukowana w tym samym kolorze co znaki liniowe, należy wybierać, mając na uwadze, rysunek, wymiar i położenie znaków.

wymiarów, kształtu i położenia znaków na danym wycinku mapy, można określić na tle jakiejś siatki, drukowanej razem ze znakami kreskowymi, będą one dobrze czytelne. Wykorzystanie kolorów znaków kreskowych do druku powierzchni tła pozwoli znacznie wzbogacić rozkolorowanie map bez zwiększania ilości koloro-obrotów maszyny. Praktyczną pomocą w pracy jest wydany przez CNIIGA i K „Album izopolowania ciweta sztrichowych oboznaczeni dla

izobarzenia fonowych elementow". Prócz tego, jak wykazało doświadczenie, mapy konturowe można drukować jednym kolorem, jeśli dla przedstawienia przestrzeni wodnych wykorzysta się siatkę punktową o gęstości 48 linii na cm i gradacji 15% rozmieszczając ją tak, aby szeregi kropek tworzyły kąt 45° z największą ilością południków i równoleżników.

Tłumaczył: mgr Wiesław Królikowski

Dr inż. Wacław Staněk,
Praha

Kilka uwag o dokładności określenia odkształceń zapór przy stosowaniu metod geodezyjnych

Zapory projektuje się na podstawie określonych założeń, których słuszność potwierdza się w czasie budowy i w eksploatacji przez pomiar odkształceń. Pod to pojęcie podciągamy nie tylko pomiar odchylenia budowli i jej poszczególnych części, ale i określenie napięcia i temperatury betonów, przecieków itp. Metodami geodezyjnymi określa się absolutne i względne przesunięcia korpusu zapory w kierunku poziomym i pionowym. Znajomość tych przesunięć ma wielkie znaczenie dla projektowania, wznoszenia i eksploatacji budowli, gdyż umożliwia rozwiązanie powstałych teoretycznych problemów konstrukcyjnych. W licznych przypadkach idzie przecież o bardzo małe przesunięcia i dlatego można zastosować tylko takie metody, które zagwarantują żadaną dokładność. W artykule podany jest krótki przegląd możliwości metod geodezyjnych. Okazuje się, że przy zachowaniu określonych warunków ich dokładność jest wysoka i wystarczająca dla wszelkich celów.

Na naszych (czeskosłowackich) zaporach stosuje się następujące metody geodezyjne dla określenia przesunięć:

- w kierunku poziomym:
 - a) pomiar od stałej prostej,
 - b) wcięcie w przód,
 - c) poligonizację precyzyjną
- w kierunku pionowym:
 - a) niwelację precyzyjną
 - b) metody trygonometryczne.

Wszystkie powyższe metody są znane w literaturze (1), (2), (3), (4), (5) i inne są szczegółowo opisane, a ich dokładność scharakteryzowana średnimi błędami wyników. Wiadomo jednak, że te średnie błędy są stosownie do okoliczności dość różne oraz, że nie zawsze są właściwym obrazem dokładności. Najlepsze kryterium dokładności zyskamy przez porównanie wyników osiągniętych różnymi metodami lub przynajmniej powtórny niezależnym pomiarem. W ten sposób ocenimy dokładność przytoczonych metod.

Pomiar od stałej prostej

Przesunięcie punktów kontrolnych określa się jako przesunięcie względem stałej prostej, mierząc to przesunięcie na stałej lub przesuwanej podziałce umieszczanej kolejno na punktach kontrolnych lub też obliczając przesunięcie ze zmierzonych kątów paralaktycznych. Dokładność tych wszystkich sposobów prawie się nie różni. Na zaporze Slapy, przy odległości końcowych punktów stałej prostej około 400 m, mierzono kąt paralaktyczny na punkty kontrolne z przeciętnym błędem średnim (z trzech serii) $m_a = \pm 0,35''$. Temu odpowiada błąd określenia przesunięcia punktów kontrolnych (w odległości 100–200 m) rzędu $\pm 0,2$ – $\pm 0,35$ mm. Z podobnie równą dokładnością były mierzone również przesunięcia kontrolnych punktów świetlnych, umieszczonych w rurze, w zaporze w Koryczanach.

Z zastosowaniem przesuwanej podziałki określano przesunięcie punktów kontrolnych zapory w Slapach (z 10 obserwacji) z dokładnością $\pm 0,15$ – $\pm 0,25$ mm, a więc przy jednakowej ilości obserwacji prawie z jednakową dokładnością, jak w pierwszym przypadku. Należy podkreślić, że w obu przypadkach obliczono dokładność wprost z pomiaru, z odchyłek od prostej.

Jeżeli porównamy przesunięcia punktu kontrolnego obliczone z wcięciem w przód z obliczonym sposobem kąta paralaktycznego, dochodzimy do przeciętnego błędu $\pm 0,4$ mm. To kryterium jest już bliższe

rzeczywistości. Takie same wielkości błędów osiągnęły takie różnice przesunięć punktów kontrolnych określone z przesuwanej podziałki niezależnie z obu końców stałej prostej. Ponieważ w niektórych przypadkach różnice osiągnęły aż 2 mm, powstało podejrzenie, że pomierzone wielkości są obciążone krótkookresowymi przesunięciami zapory. Dlatego latem 1957 r. przeprowadzono kilka krótkich prób określenia wpływu temperatury na przesunięcie korony zapory.

Wyniki (tabl. I) wskazywały na dobowy ruch zapory w granicach około 0,5–1,0 mm, ale nie były dostatecznie przekonujące. Dlatego w rok później lepiej zorganizowano próbę obserwacji, mianowicie co godzinę, bezpośrednio po sobie, dokonywało obserwacji dwóch obserwatorów (tabl. II). Gwałtowne krótkookresowe skoki, których w żaden sposób nie możemy wytłumaczyć ruchem zapory, dają się wytłumaczyć tylko wpływem szybkich zmian refrakcji nad koroną zapory. Celowe przebiegają przez wielce niesprzyjające środowisko, które rozgrzewa się nierównomiernie, powietrze jest często zanieczyszczone kurzem podnoszonym przez samochody itp. Tym tłumaczy się nie tylko niektóre dawniejsze wielkie różnice, ale i różne sądy o dokładności tej metody, przytaczane w literaturze. Dokładność względna, scharakteryzowana błędem średnim jest wysoka, ale dokładność rzeczywista, zależna od okoliczności zewnętrznych, może być znacznie niższa. Wpływ refrakcji może się nie przejawiać na wszystkich zaporach, ani też we wszystkich przypadkach jednakowo, niekiedy może być mały, kiedy indziej — znaczny. Długie celowe idące nisko nad koroną są jednak zawsze niebezpieczne.

Wcięcie w przód

Jest to jedyna metoda, która daje możliwość określenia absolutnego przesunięcia punktów kontrolnych zapory. Zarzuca się tej metodzie kilka słabych stron: kosztowność urządzeń, pomiarów i obliczeń a niepewność

tablica I

Sieć trygonometryczna zapory w Zermanicach. Ruch punktów 6,7,9,10

Etap	Data pomiaru	Całkowity ruch od etapu wyjściowego w mm			
		P6	P7	P9	P10
I–II	lipiec–październik 1958	—	—	—	—
III	marzec 1957	$1,8 \pm 0,3$	$0,7 \pm 0,2$	$1,3 \pm 0,4$	—
IV	czerwiec 1957	$3,1 \pm 0,3$	$0,4 \pm 0,3$	$2,4 \pm 0,2$	—
V	wrzesień 1957	$5,0 \pm 0,3$	$1,0 \pm 0,2$	$2,7 \pm 0,2$	—
VI	listopad 1957	$6,1 \pm 0,3$	$1,5 \pm 0,2$	$3,9 \pm 0,4$	—
VII	marzec 1958	$6,4 \pm 0,1$	$1,2 \pm 0,3$	$4,9 \pm 0,3$	—
VIII ¹⁾	maj 1958	$8,1 \pm 1,2$	$1,3 \pm 0,4$	$5,4 \pm 1,0$	—
IX	sierpień 1958	$9,2 \pm 0,4$	$1,0 \pm 0,2$	$5,8 \pm 0,3$	—
X	listopad 1958	$12,0 \pm 0,2$	$1,2 \pm 0,2$	$7,2 \pm 0,3$	$1,3 \pm 0,1$

¹⁾ Obserwowano tylko z punktów obserwacyjnych i punktu 6

Tablica II

Przesunięcia punktów stałych

Etap	P6		P7		P9	
	Ruch w mm					
	y	x	y	x	y	x
I—II						
III	+1,0±0,2	-1,5±0,2	-0,5±0,2	+0,4±0,1	+0,1±0,3	-1,3±0,2
IV	+2,3±0,2	-2,2±0,2	-0,3±0,3	+0,3±0,1	+0,8±0,1	-2,3±0,2
V	+3,4±0,2	-3,7±0,2	+0,8±0,2	+6,7±0,1	+1,1±0,1	-2,4±0,2
VI	+3,3±1,2	-4,8±0,2	+0,5±0,2	+1,4±0,1	+1,3±0,3	-3,7±0,2
VII	+4,2±0,1	-4,8±0,1	+0,4±0,3	+1,2±0,1	+1,8±0,2	-4,5±0,2
VIII	+5,8±1,1	-5,8±0,4	-0,2±0,3	-1,3±0,2	+1,6±0,6	-5,2±0,8
IX	+6,1±0,3	-6,9±0,2	-0,0±0,2	+1,0±0,1	+2,0±0,2	-5,4±0,2
X	+8,0±0,0	-8,9±0,1	+0,1±0,1	+1,2±0,2	+1,5±0,2	-7,0±0,2

Etap	P10	
	Ruch w mm	
	Y	X
X	-0,3±0,1	+1,3±0,1

wyników. Niepewność wynika z niepewności określenia położenia stanowisk obserwacyjnych i z krótkotrwałych ruchów znaczków kontrolnych, umieszczonych na odpowiedniej ścianie zapory.

Jeżeli chodzi o koszt urządzeń, można stwierdzić, że nie są nieproporcjonalnie wielkie ze względu na to, że chodzi tu o jedyną metodę dającą przesunięcia bezwzględne, a więc są konieczne. Czas wykonywania pomiarów jest w przybliżeniu taki sam jak w niwelacji precyzyjnej — metodzie określającej absolutne przesunięcia w kierunku pionowym.

Celem określenia zmian położenia stanowisk obserwacyjnych, z których mierzy się przesunięcia punktów kontrolnych zapory, należy rozwinąć sieć kilku stałych punktów zabezpieczających, umieszczonych w większej odległości od zapory będącej przyczyną ciśnienia, a tym samym i przesunięć stanowisk obserwacyjnych.

Dotychczasowe metody obliczeniowe wspólnego wyrównania całej sieci mikrotriangulacji, włącznie z konieczną transformacją, wymagają dużego nakładu czasu, wprowadzono nowe metody (6) bardzo uproszczone i znacznie skrócono obliczenia. Nowa metoda umożliwiła zwiększenie dokładności wyników przy pewnych niezmiennie lekkich do spełnienia warunkach.

Jako przykład może służyć tablica określenia przesunięć punktu sieci mikrotriangulacji zapory Żermanice. Z rysunku 1 oraz tablic I i II widzimy, że chociaż z 10 punktów cztery ulegają przesunięciu, a kształt sieci nie jest, z różnych powodów, najwygodniejszy, przesunięcie punktu (kontrolnego) określono z przeciętnym średnim błędem $\pm 0,2$ mm w jednej współrzędnej.

Ze stanowisk obserwacyjnych określamy wcięciem w przód przesunięcie punktów kontrolnych. Dokładność określenia przesunięcia, określona średnim błędem zmiany kąta (3) nie jest bezpiecznym kryterium dokładności, lecz mamy

do dyspozycji o wiele lepszą skalę błędów. Celowe z trzech, a niekiedy z czterech stanowisk powinny się przeciąć w jednym punkcie. Z powodu błędu w określeniu położenia stanowiska, błędu zmiany kąta i z powodu wpływu krótkookresowych ruchów punktów kontrolnych, celowe przetną się — tworząc trójkąt błędów czy czworobok. Wielkość jego daje niezależną, a dość bezpieczną skalę porównań wyników wszystkich tych błędów. Na zaporze Żermanice uzyskano średnią wielkość promienia koła wpisanego w trójkąt błędów $m = 0,22$ mm.

To potwierdza, że punkty obserwacyjne są istotnie wyznaczone z dokładnością określoną średnimi błędami i że przez pomiar rozłożony w dłuższym okresie czasu wyłączymy lub co najmniej zmniejszymy wpływ zmiennych systematycznych błędów pomiaru i wpływ krótkookresowych ruchów punktów kontrolnych.

Większa niedokładność w VIII etapie wynika z tego, że z braku czasu obserwowano jedynie na stanowiskach obserwacyjnych. Jest to dokładność bardzo wysoka i zupełnie wystarczająca.

Na podstawie doświadczeń można stwierdzić, że w określonych okolicznościach (dobrze obrana sieć, dogodnie celowe na punkty kontrolne i in.), można tą metodą określić absolutne przesunięcia punktów kontrolnych z dokładnością $\pm 0,5$ mm. Gorsze wyniki osiągnięte na niektórych zaporach są z reguły wynikiem niewłaściwie założonej sieci, niedoświadczenia obserwatora, nie sprzyjających warunków refrakcji itp.

Poligonizacja precyzyjna

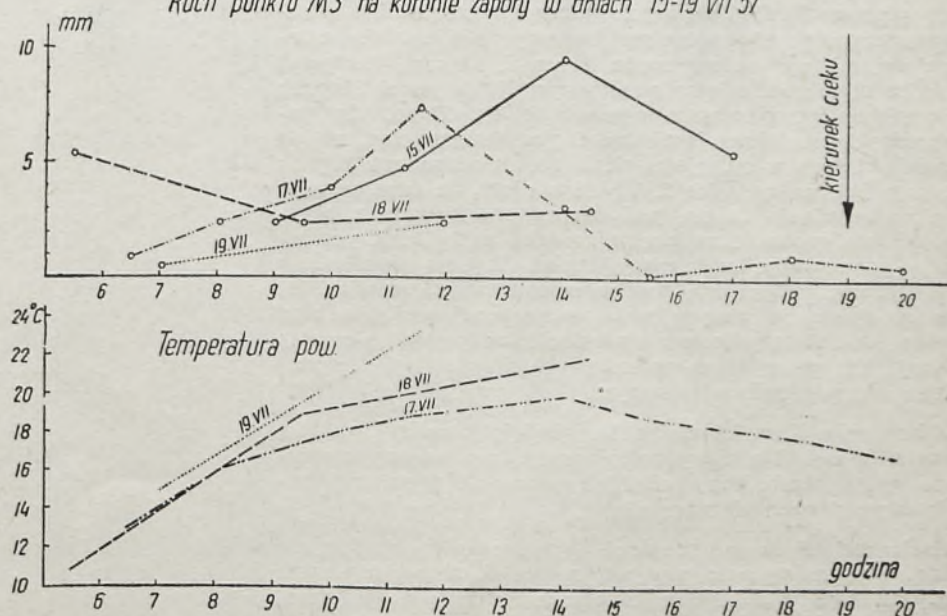
Zagadnienie ciągów poligonizacji precyzyjnej nie jest u nas dostatecznie rozwiązane. Dotychczasowe nasze doświadczenia nie są pomyślne (4), ale można oczekiwać, że i ta metoda znajdzie potwierdzenie, ponieważ daje możliwość pomiaru przesunięć wewnątrz korpusu zapory, a szczególnie w jej części fundamentowej.

Niwelacja precyzyjna

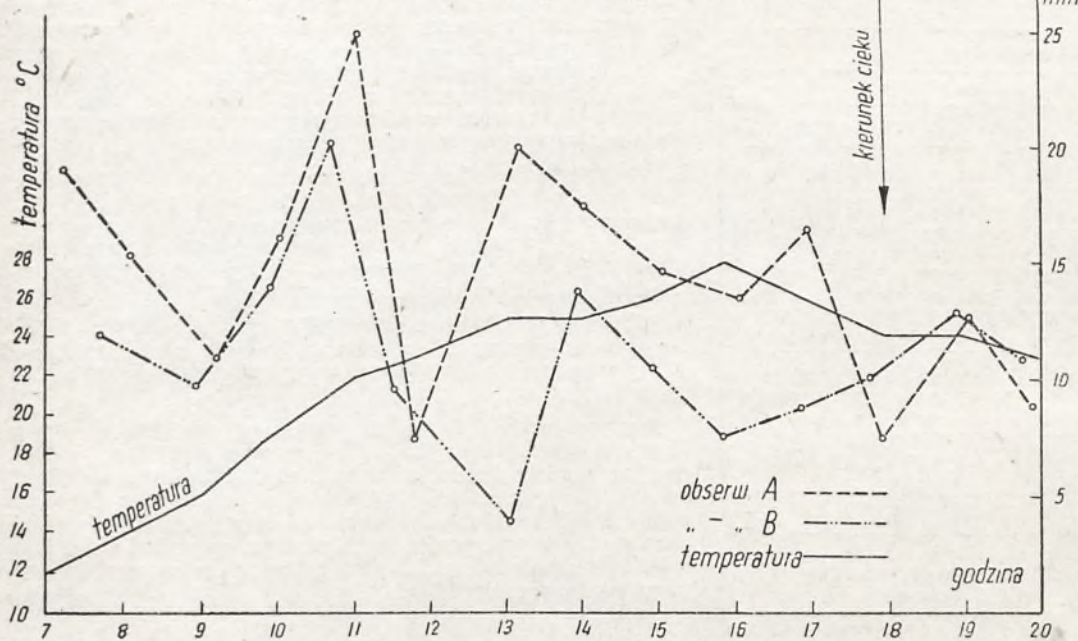
Jest to najpewniejsza metoda dla określenia wysokościowych przesunięć względnych — a jedyna dla przesunięć absolutnych. Jej dokładność przy pomiarze odkształceń charakteryzuje średni błąd kilometrowy rzędu 0,3—0,5 mm. Względna zmianę wysokości dwóch sąsiednich punktów można określić z dokładnością 0,1 mm i większą. Metodę niwelacji precyzyjnej stosuje się niemal na wszystkich naszych zaporach i wszędzie daje ona dobre wyniki.

Slapy - deformacja XIV etap

Ruch punktu M3 na koronie zapory w dniach 15-19 VII 57



Rys. 1



Rys. 2

Przy analizie wyników ujawniły się jednak także i niektóre jej wady mające wpływ na dokładność wyników. Pomierzona zmiana różnicy wysokości, podana jest w podziałce metra łaty; dla jej komparacji, zwykle na początku i końcu pomiarów używa się metra normalnego. Dokładność komparacji określona jest wielkością 10–20 μ na 1 m. Dalsze błędy wynikają ze zmiany długości metra łaty pod wpływem zmian temperatury, wstrząsów, zmian napięcia pasma inwarowego itp. Pasma inwarowe lat niwelacyjnych mają wprawdzie mały współczynnik rozszerzalności, ale doświadczenie wskazuje na występującą jego niezgodność ze stanem rzeczywistym.

Błąd określenia długości metra łaty wystąpi w mierzonej różnicy wysokości jako błąd rosnący proporcjonalnie do wielkości tej różnicy. Nieznaczne błędy mogą przy dużej różnicy wysokości bardzo wzrosnąć. Błąd 20 w długości metra łaty da przy przewyższeniu 50 m błąd 1 mm, co już jest znacznym błędem.

Na zaporze na Slapach mierzono ciąg idący po drodze od gromady Slapy do zapory, a po drugim brzegu z powrotem do Rabyni i stwierdzono osiadanie podłoża w miejscu zapory.

Z obserwacji niwelacyjnych (pierwszy pomiar był przeprowadzony przed zaczęciem budowy) stwierdzono osiadanie w miejscu zapory rzędu 2 mm $\pm$ 0,8 mm. Ponieważ różnica wysokości między punktem wyjściowym w Slapach a punktem przy zaporze wynosiła około 50 m, dla potwierdzenia zmierzonej wielkości przedłużono ciąg, aż do punktu stałego w odległości około 500 m od zapory. Wynik podany jest na rysunku 2. Widać z niego, że wbrew założeniom osiadanie terenu pod zaporą postępowało z przyrostem stałym na 1 m przewyższenia, aczkolwiek powinno — poczynając od zapory, maleć. Z tego wynika, że stwierdzona zmiana nie jest w rzeczywistości osiadaniem, ale, że chodzi tu, przynajmniej w znacznej części, o błąd metra łaty. Należy jeszcze nadmienić, że pomiar pierwszy i drugi był prowadzony przez innych obserwatorów i przy innym wyposażeniu sprzętowym.

Określeniu długości metra łaty należy poświęcić wielką uwagę, a w każdym wypadku uwzględnić zmiany wywołane temperaturą. Przy wielkich różnicach wysokości należy wyniki oceniać ostrożnie.

Dalszym minusem niwelacji są trudności powstające zimą. Dla uchwycenia wpływu zmian cieplnych na ruch korpusu zapory należy mierzyć odkształcenia także zimą, gdy niwelacja po błotnistym terenie lub przy grubej po-

krywie śniegu jest znacznie utrudniona albo wręcz niemożliwa.

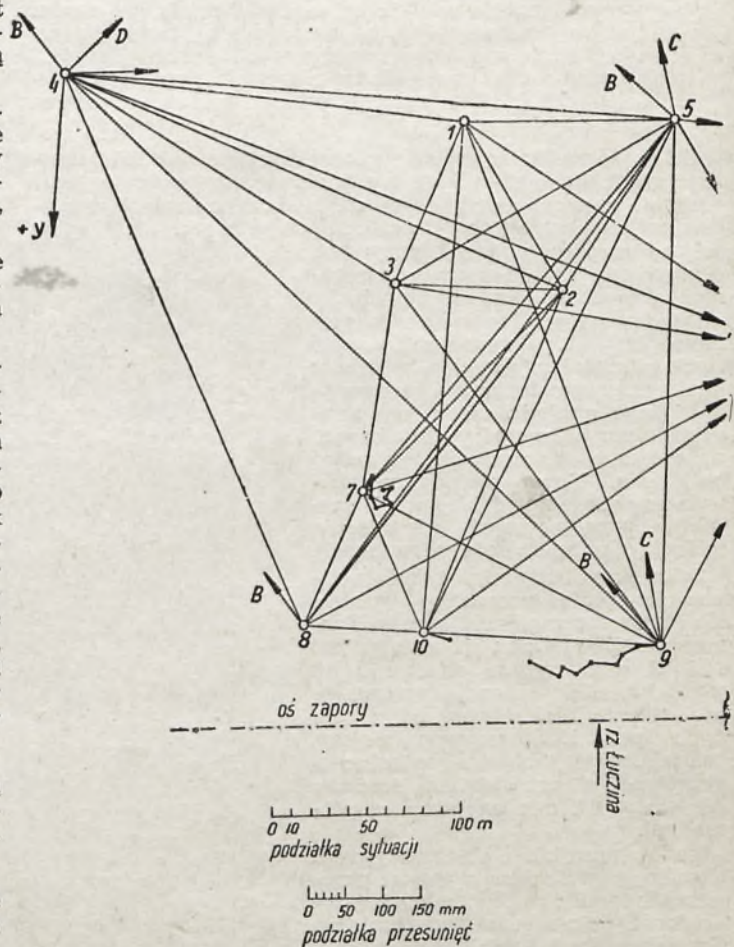
Trygonometryczny pomiar zmian wysokości

Dokładność odczytu kątów wierzchołkowych jest w tym samym teodolicie z reguły mniejsza od dokładności odczytu kątów poziomych. W teodolicie Wild T3 dokładność ta jest dwa razy mniejsza. Także i refrakcja pionowa obciąża kąt wierzchołkowy bardziej niż refrakcja boczna kąt poziomy. Z tych i z innych powodów trygonometryczny pomiar zmian wysokości został uznany w odkształceniach za metodę pomocniczą, gorszą. W rzeczywistości wyniki tej metody są lepsze od spodziewanych.

Na zaporze w Żerzanicach zastosowano dla wyznaczenia zmian wysokościowych obie metody: niwelacyjną i trygonometryczną. Dokładność po-

miarów trygonometrycznych była sprawdzona innym sposobem.

Średni błąd średniej z trzech serii (podwójne celowanie, podwójne czytanie) w różnych etapach pomiarów wahał się w granicach od $\pm 0,68^{\circ}$ do $\pm 1,88^{\circ}$, średnia ważona



Rys. 3

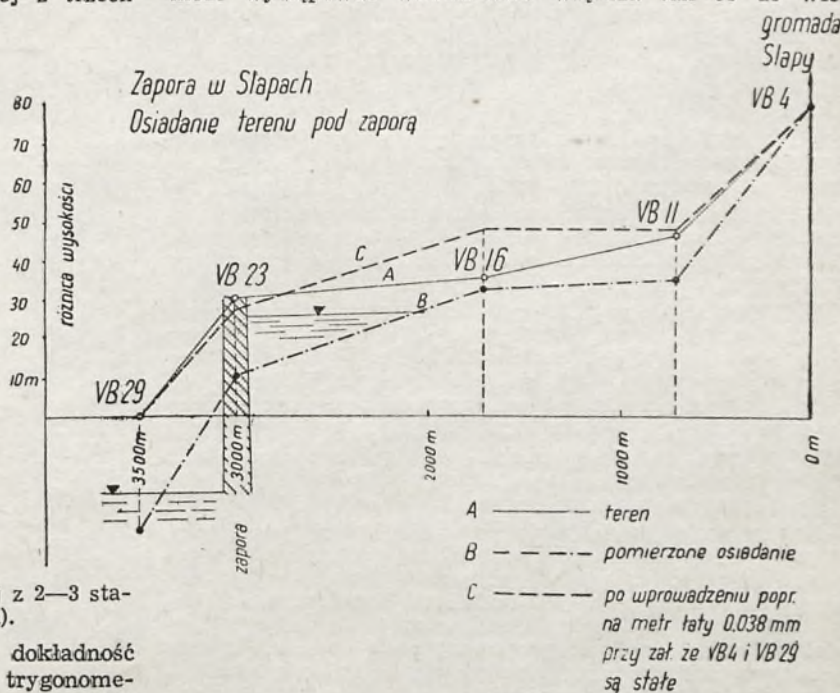
$\pm 1,48 \text{ mm}$). Temu odpowiada błąd różnicy pomiaru obu etapów $\pm 2,1 \text{ mm}$. Przy średniej długości celowej w sieci około 130 m, średni błąd określenia zmiany wysokości z jednego stanowiska wynosi $\pm 0,4 \text{ mm}$, a błąd średniej z dwóch stanowisk (pomiar tam i z powrotem) $\pm 0,28 \text{ mm}$. Dokładność ta nie charakteryzuje jednak dokładności absolutnego pomiaru, jest to dokładność „wewnętrzna”.

Obiektywnie ocenimy dokładność, gdy obliczymy średni błąd pojedynczego dowolnego pomiaru (średniej z trzech serii) z różnicy pomiaru tam i z powrotem. W różnych etapach błąd średni wahał się w granicach od 0,3 do 0,7 mm, średnio 0,5 mm.

Celem pomiarów jest określenie przesunięć punktów kontrolnych zapory. Przesunięcie mierzy się z 2—3 stanowisk. Różnica wyników z pojedynczych stanowisk, zawierająca w sobie także błąd w określeniu względnych przesunięć wysokościowych jest dobrą kontrolą dokładności pomiarów. Ta dokładność zmienia się w różnych etapach i różnych dniach pod wpływem różnej pogody. W V etapie pomiarów uzyskano w niesprzyjających okolicznościach przeciętny błąd średni określenia przesunięcia pionowego punktu z jednego stanowiska $m_p = \pm 0,6 \text{ mm}$ (max. 1,3 mm), a w VI etapie w okolicznościach dogodnych błąd spadł do $m_p = \pm 0,3 \text{ mm}$ (max. 0,7 mm). Przeciętny średni błąd pomiaru z jednego stanowiska obliczony ze wszystkich etapów, wynosi $\pm 0,5 \text{ mm}$ (max. 1,3 mm), przeciętny średni błąd wyniku (średniej z 2—3 stanowisk) wynosi $m_x = \pm 0,3 \text{ mm}$ (max. 0,7 mm).

Bezpośrednio niezależnie możemy ocenić dokładność z porównania wyników uzyskanych metodą trygonometryczną i z niwelacji precyzyjnej. Średnia różnica między wynikami obu metod wynosi w Żermanicach 0,9 mm (max. 2,3 mm), przy czym wyniki z niwelacji są systematycznie niższe, średnio 0,5 mm. Jeżeli znieśmy różnicę obu płaszczyzn, średnia różnica niwelacja — trygonometria spadnie do 0,4 mm (max. 1,9 mm). Jeżeli zwrócimy uwagę, że kontrolne punkty wysokościowe i sytuacyjne nie są identyczne i że absolutne przesunięcie pionowe wysokościowych punktów kontrolnych jest określone z niwelacji z dokładnością około $\pm 0,5 \text{ mm}$ (według błędów średnich), możemy z porównania ocenić dokładność trygonometrycznej metody jako w przybliżeniu jednakową z niwelacją, to jest około $\pm 0,5 \text{ mm}$. Wobec tego w danych okolicznościach dokładność obu metod byłaby prawie jednakowa, ale metoda trygonometryczna jest znacznie szybsza

i umożliwia pomiar w okolicznościach niedogodnych dla niwelacji. Metoda trygonometryczna jest bez wątpienia, z ekonomicznego punktu widzenia wygodna jedynie tam, gdzie jest założona sieć mikrotriangulacji dla obserwacji przesunięć poziomych. Wreszcie musimy przyjąć, że wielkość $\pm 0,5 \text{ mm}$ nie ma w metodzie trygonometrycznej rzeczywistego charakteru średniego błędu, ponieważ pod wpływem błędów systematycznych (refrakcja) wielkość ta może występować wielokrotnie większa tak co do wiel-



Rys. 4

kości, jak i ilości, niż by to odpowiadało średniemu błędowi. Celem zmniejszenia wpływu refrakcji należy pomiar rozciągnąć tak samo, jak przy kątach poziomych, na dłuższy okres czasu.

Źródło: mgr inż. Wacław Kłopotniński

LITERATURA

1. T. Lazzarini — Wyznaczenie odkształceń metodami geodezyjnymi. Rocznik geodezyjny 1954. PPWK, Warszawa.
2. T. Lazzarini. Geodezyjne pomiary odkształceń. GINB. Warszawa 1952.
3. W. Lang. Deformationsmessungen am Staumauern nach dem Methoden der Geodäsie. Verlag d. Abt. f. Landestopographie, Bern 1929.
4. V. B. Staňek. Geodetické merení deformací přehrady u Slap. Geod. a Kart. Sborník 1957. SNTL Praha.
5. P. Marčák. Nivelacné meranie vertikálnych deformácií vodných stavieb. Zpráva 1958/1, Vyzkumny Ústav Stavebníctva, Bratislava.
6. V. B. Staňek. Determination of the motion of an observation point by microtriangulation when measuring the deformation of dams. Studia geophysica et geodetica 3/1959, Praha.

¹⁾ Odnosi się to do kątów mierzonych w krótkim okresie czasu. W okolicznościach niesprzyjających (duże zmiany temperatury powietrza) różnica między pojedynczymi seriami osiąga w ciągu 14 godzin aż 20^{oo}, a średni błąd znacznie rośnie.

KAŻDY CZŁONEK STOWARZYSZENIA GEODETÓW
POLSKICH CZYTELNIKIEM I PRENUMERATOREM
„PRZEGLĄDU GEODEZYJNEGO”

Elektronowy i elektrooptyczny pomiar długości

(Referat wygłoszony na konferencji naukowo-technicznej ZGW w Budapeszcie w r. 1958).

Stosowane w geodezji fizyczne odległownice można w pewnym stopniu dowolnie podzielić na cztery grupy.

1. Czysto optyczny (interferencyjno-światlny) system skonstruowany przez Väisälä. Przyrząd ten może być używany tylko do ścisłych pomiarów krótkich odległości.

2. Systemy elektrooptyczne (geodimetr, SWW-1 — terrametr).

3. Przyrządy oparte na radarowych systemach wywołujących impuls (Shoran, Hiran, Decca), pracujące za pomocą fal elektromagnetycznych.

4. Odległownice oparte na falach elektromagnetycznych i pracujące na zasadach modulacji. Do nich należą rozmaite altimetry i tellurometry. (Praca niniejsza nie obejmuje grupy pierwszej).

Elektrooptyczny pomiar odległości wprowadzony został do geodezyjnych metod pomiarowych w r. 1942; pierwsze próby podjął radziecki uczoney Dietz. Przy pomiarach długości 50-100 km uzyskał on błąd średni $\pm 0,75$ m. Mniej więcej równocześnie z Dietzem rozpoczął swoje próby o podobnym kierunku — Bergstrand.

Podstawowa zasada pomiaru nie jest nowa, analogie dzisiejszych rozwiązań znajdujemy już w połowie ubiegłego stulecia przy wyznaczaniu prędkości światła.

Fizeau periodycznie przerywał (modulował) stały promień świetlny za pomocą obracającej się tarczy z otworem. Mierzył on czas między impulsem świetlnym, wychodzącym i wracającym jako odbity od zwierciadła ustawionego na znacznej odległości. Na podstawie znanej odległości obliczano prędkość przenoszenia się światła. Mechaniczne przyrządy były jednak niedokładne i pierwsze pomiary prędkości światła dawały błąd średni $= \pm 500$ km/sek.

Pierwsze poważne wyniki prób uzyskano w latach 1924-25, kiedy Karolus użył już do modulacji światła komórki Kerra, wypełnionej nitrobenzenem. Bezwładność tego modulatora światła jest znacznie mniejsza, aniżeli poprzednio używanych przyrządów mechanicznych; wynosiła ona praktycznie 25-30 Mc/sek, co przy prędkości światła 300 000 km/sek, odpowiadało odstępom impulsu = 10-12 m. Karolus był również pierwszym, który do tych pomiarów użył tak zwanych fotokomórek z powielaczem. Zresztą jego pomiary służyły tylko do wyznaczania prędkości światła.

W kilka lat później w r. 1927, Michelson i Bowie zwrócili uwagę w końcowych sprawozdaniach swoich dzienników pomiaru prędkości światła na to, że przy względnie dokładnej znajomości prędkości światła, można także mierzyć odległość. Stawiali oni wniosek wprowadzenia tej metody także do pomiaru dużych odległości. O opatentowanie tego pomysłu zabiegał Irving Wolff dopiero w 10 lat później. Zaakcentował on w podaniu o patent możliwość bezpośredniego wyznaczenia odległości za pomocą pomiaru fazy między sygnałem wyjściowym i powrotnym.

Dzisiejszy kształt odległownicy znajdujemy po raz pierwszy u Hittela, który mierzył już odległości skonstruowanym przez siebie przyrządem w r. 1940 i sterował komórką Kerra oraz fotokomórką z powielaczem. W tym samym roku, radziecki konstruktor Dietz rozpoczyna także stosować tę zasadę, ale już do celów pomiarów geodezyjnych.

Bergstrand rozpoczyna w latach 1942-43 próby z pierwszym egzemplarzem swego geodimetru. Próby te mają znaczenie jako pomiary bazowe.

Hansen uruchamia w r. 1947 przyrząd z lampami błyskowymi (Flasha), gdzie zamiast komórki Kerra samo źródło światła obejmuje rolę modulatora światła.

Po nim ukazuje się przyrząd „EM₀”, wykonany przez Instytut Geodezji Stosowanej we Frankfurcie n.M. W zasadzie jest on prawie podobny do swych poprzedników z komórką Kerra; różnica polega jedynie na tym, że częstotliwość sterowania może być zmieniana.

W r. 1952 skonstruowany został przyrząd nazwany terrametrem Bjerhammera. Wywołuje on modulację światła za pomocą kryształu kwarcowego; odpada tu duża część potrzebna do sterowania komórką Kerra i ciężar przyrządu znacznie się zmniejsza.

Widać już z tego krótkiego przeglądu historycznego, jak szybko postępuje rozwój techniki w ostatnich 10-15 latach.

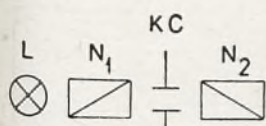
Tablica I

Data	A u t o r	Metoda	Odległość m.	Częstotł. Mc/sek.	Szybkość km/sek	μ
1676	Roemer	A	3·10 ¹¹		214 300	
1725	Bradley	A			295 000	± 5000
1849	Fizeau	T	8633	0,01	315 300	± 500
1856	Kohlrausch, Weber	g _s g _m			310 800	
1862	Foucault	WZ	20	0,001	298 600	± 500
1868	Maxwell	e _s e _m			284 300	
1874	Cornu	T	23 000	0,15	300 030	± 200
1879	Michelson	WZ	700		299 910	± 50
1881	Young, Forbes	T			301 400	
1882	Newcomb	WZ	3720		299 860	± 30
1882	Michelson	WZ			299 853	± 60
1891	Blendlot	LV		10	295-305 000	
1891	Trowbridge, Duane	LV		5	292-303 600	
1902	Perrotin	T	4600	0	299 880	± 84
1906	Rosa, Dorsey	C _s C _m			299 784	± 30
1923	Mercier	LV	11	75	299 782	± 30
1926	Michelson	WZ	35 000	0,004	299 798	± 4
1929	Karolus, Mittelstaedt	KK	300	3-7	299 786	± 20
1932	(Michelson), Pease, Pearson	WZ	15 000	0,02	299 774	± 11
1940	Dietz	KK	5-10·10 ⁴			$\pm 0,75$ m
1940	Anderson	KK	85	19	299 776	± 14
1940	Hüttel	KK	40	10	299 771	± 10
1947	Essen, Gordon-Smith	RP	0,1	3000	299 792	± 9
1947	Jones		70 000	3000	299 782	± 25
1948	Bergstrand	KK	9 000	8	299 793	± 2
1949	Hansen	RS				
1949	Houstoun	DK	40	100	299 775	± 9
1949	Aslakson	Shoran	300 000	300	299 792,3	± 24
1950	Essen	RP	0,1	10 000	299 792,5	± 1
1950	Bergstrand	KK	6000	8	299 793,1	$\pm 0,3$
1950	Hansen, Bal	RP	0,1	3000	299 789,3	$\pm 0,4$
1950	Mc Kinley	DK	9	8	299 780	± 7
1951	Rank, Ruth, Vander Sluis	WP		44 000	299 776	± 6
1952	Aslakton	Shoran	300 000	300	299 794,2	$\pm 1,9$
1952	Froome	IM	2	24 000	299 792,6	$\pm 0,7$
1953	Froome	IM	1	24 000	299 793	$\pm 0,3$
1953	Rank, Shearer, Wiggins	WP		44 000	299 789,8	± 3
1954	Velickso, Vasziliev	BKK			299 793,9	± 1
1955	Wadley	IM	48 000	3000	299 792,8	$\pm 0,9$
1955	Plyler, Blaine, Connor	WP			299 792	± 4
1955	Florman	RI	1500	173	299 795,1	$\pm 3,1$
1955	Bjerhammer	MK	5000	10		
1957	Bergstrand	KK		8	299 792,85	$\pm 0,16$

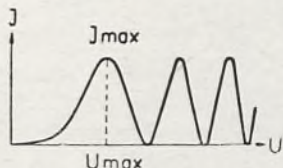
W rubryce — „METODA”: A — astronomiczna, WZ — wirujące zwierciadło, KK — komórka Kerra, DK — drgający kwarc, T — tarcza z otworami, RP — rezonator próżniowy, WP — wirujący pryzmat, RS — radar świetlny, MK — modulator krystaliczny, IM — interferencja mikrofal, BKK — barwoczuła kom. Kerra g_s g_m; e_s e_m; C_s C_m — iloczyny jednostek elektrostatycznych i magnetycznych

Tablica I wskazuje szczegóły wzrostu dokładności pomiaru od początku rozwoju do dnia dzisiejszego.

Jeżeli elektrodę wstawi się w czysty nitrobenzen ($C_6H_5NO_2$) i przepuści się przez nią prąd, nitrobenzen w tym polu elektrycznym zmieni się na podwójny załamujący promieni. Tę właściwość nitrobenzenu wykorzystuje się do modulacji przechodzącego światła.



Rys. 1



Rys. 2

Źródło światła L (rys. 1) świeci stale, a pryzmat Nicola N_1 polaryzuje światło liniowo. Po przejściu przez komórkę Kerra, światło spolaryzowane liniowo — polaryzuje się eliptycznie, podczas gdy poza pryzmatem Nicola N_2 — jego intensywność zmienia się w zależności od każdorazowego napięcia elektrycznego pola. Nadmienić trzeba, że ta właściwość nitrobenzenu istnieje także przy innych, optycznie izotropowych materiałach. Materiały te mogą mieć strukturę gazową lub mogą być ciałami stałymi (na przykład kryształ kwarcowy). Oprócz nitrobenzenu jako materiał do napełnienia komórki Kerra nadaje się także bardzo dobrze nitrotoluol. Optycznie materiały izotropowe stają się w polu elektrycznym anizotropowe, wobec czego płaszczyzna polaryzacji światła obraca się w zależności od mocy pola. Zjawisko to można objaśnić w ten sposób, że działanie pola elektrycznego porządkuje molekuly materii. Porządkowanie to dokonuje się w krótkim czasie — przy nitrobenzenie w mniej niż 10^{-8} sekundy. Praktyczną granicą częstotliwości jest zatem 10^8 Hz i przy niej przyjęcie prądu komórki jest duże, a w ogólności stosowane tylko do $4 \cdot 10^7$ Hz.

Płaszczyzna polaryzacji światła przechodzącego przez komórkę Kerra, leżącą poza pierwszym pryzmatem Nicola, pozostaje tak długo nie zmieniona, dopóki elektrody komórki nie są pod napięciem. Pod działaniem napięcia elektrycznego obraca się płaszczyzna polaryzacji.

Światło nie może wyjść z przyrządu przy komórcie bez napięcia, ponieważ płaszczyzna polaryzacji pryzmatów N_2 i N_1 są do siebie prostopadłe. Płaszczyzna polaryzacji wychodzi ze swego położenia zasadniczego w zależności od napięcia w komórcie Kerra, a kiedy przy powiększeniu napięcia skręt płaszczyzny polaryzacji osiągnie 90° , pryzmat Nicola N_2 przepuszcza całą ilość światła. Rys. 2 wskazuje zmianę intensywności światła jako funkcję napięcia elektrod dla pryzmatów Nicola, których płaszczyzna polaryzacji skrecona jest o 90° .

Krzywa ta (rys. 2) może być również wyrażona następującym równaniem:

$$I = r^2 \sin^2 \frac{\pi \cdot B \cdot L}{9 \cdot 10^4 \cdot a^2} U^2$$

gdzie:

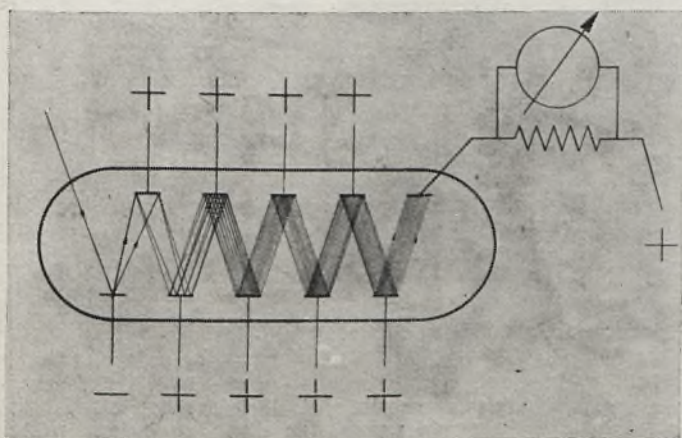
B = stała Kerra

L = długość drogi światła w komórcie Kerra

a = odległość elektrod

U = napięcie między elektrodami.

Położenie U_{max} znajduje się ogólnie przy 1—2 kV.



Rys. 3

Z charakterystycznych cech komórki można w ogólności użytkować tylko pierwszą rosnącą część, bo wyniki prób wykazały, że zmiany, powstające przez temperaturę i zależność częstotliwości B , wpływają najmniej na pierwszą część charakterystyki. W ogólności zaleca się pracę na pierwszej części charakterystyki, bo przy napięciu około 400—500 V rozpoczyna się obrót płaszczyzny polaryzacji. Oczywiście — widać to także z równania — wielkość potrzebnego, wstępnego napięcia zależy od odległości elektrod i wzrasta z jej kwadratem.

Innym elementem budowy elektrooptycznej odległownicy jest fotokomórka z powielaczem (rys. 3). Właściwie jest ona fotokomórką z kilkoma elektrodami, jednak wydawnie czulsza, aniżeli, często dziś używane, komórki próżniowe lub komórki wypełnione gazem. Czulość na światło używanych dziś komórek z powielaczem zbliża się już do czulości ludzkiego oka.

Promień świetlny, padający na fotokatodę, wywołuje z warstwy emitującej elektrony, które przez ssące działanie naprzeciwległej anody działają na nią. Wpadające elektrony wywołują elektrony wtórne, które trafiają na pozostałe płyty anodowe, a z tych wybuchają nowe elektrony wtórne. Na ostatniej anodzie powstaje, wielokrotnie powiększony, strumień elektronów z wiązki elektronów wywołanych przez mały prąd światła. Wielkość zwielokrotnienia elektronów zależy od wielkości napięć doprowadzonych do płyt anodowych. Ponieważ łączne wzmocnienie lampy jest iloczynem wzmocnień poszczególnych etapów, możemy napisać:

$$V_{całości} = \omega_1 \delta_1 \cdot \omega_2 \delta_2 \cdot \dots \omega_n \delta_n$$

gdzie:

δ_n = współczynnik emisji wtórnej

ω_n = stopień działania n -tego etapu

Współczynnik wtórnej emisji zależy od napięcia etapu, z tego wynika, że jeżeli zmieni się napięcie którejkolwiek płyty anodowej, zmieni się także łączne wzmocnienie. Jeżeli zmiana odbywa się w cyklu wysokiej częstotliwości (na przykład 10 MHz), ma to znaczenie także dla łącznego wzmocnienia.

Po tej uzasadnionej dygresji wróćmy do opisu odległownicy, należy jednak zaznaczyć, że przyrządy — ogólnie biorąc — zostały skonstruowane według tych samych zasad, dlatego też pominiemy opis ich poszczególnych funkcji. Zasadnicza myśl elektrooptycznego pomiaru odległości polega — na podstawie związku $d = ct$ — na pomiarze czasu, w którym impuls świetlny przebiega mierzoną drogą

d = długość drogi światła,

c = prędkość światła,

t = czas.

Prędkość światła wynosi okragło 3×10^8 m/sek; wyznaczenie na przykład odległości 30 km wymaga zatem pomiaru 10^{-4} sekund. Jeżeli odległość ma być mierzona z dokładnością $\pm 10^{-5}$, to musi istnieć możliwość mierzenia czasu 10^{-9} sekund. Taki pomiar trafia przy użyciu dzisiejszych przyrządów na bardzo poważne trudności i aby go przeprowadzić, trzeba poszukać innych rozwiązań.

Jednym z rozwiązań byłoby, aby właściwie zmierzyć nie czas, lecz inną fizycznie dostępną wartość, która cechowałaby odbyta w tym czasie drogę (na przykład przesunięcie fazy).

Pierwsza odległownica, wyprodukowana seryjnie, została skonstruowana przez szwedzkiego badacza E. Bergstranda. W jego przyrządzie działa komórka Kerra i fotokomórka z powielaczem.

Rys. 4 wyjaśnia podstawową zasadę przyrządu.

Lampa L wysyła ciągle światło rzucane przez elementy optyczne 1 i 2 i pryzmat Nicola N_1 . Pryzmat ten polaryzuje przechodzące światło. Komórka Kerra skręca płaszczyznę polaryzacji spolaryzowanego światła. Płaszczyzna polaryzacji pryzmatu N_2 jest prostopadła do pryzmatu N_1 ; jeżeli elektrody komórki Kerra, pozostaje bez napięcia, to pryzmat N_2 zamyka światło. Jeżeli w komórcie Kerra włączy się napięcie, skręca się w niej płaszczyzna polaryzacji i promienie świetlne ruszają w kierunku N_2 . Do wysoko częstotliwego sterowania komórką Kerra użył Bergstrand krystalicznego generatora o częstotliwości stałej. Sam kryształ jest umieszczony w szklanym termostacie o podwójnych ścianach, a temperatura w nim jest stała w granicach $\pm 0,1^\circ C$. Jeżeli komórka Kerra sterowana jest napięciem sinusowym, to wychodzącą wiązkę I światła można wyrazić wzorem:

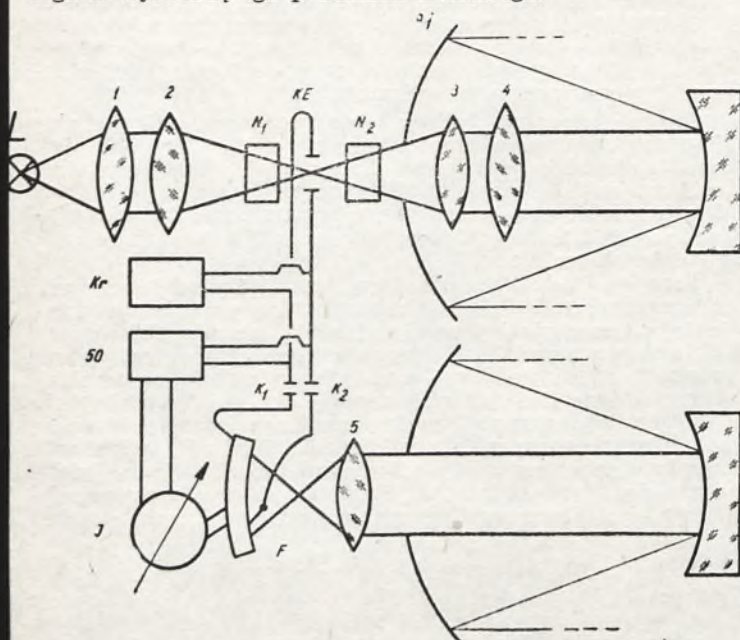
$$I = I_0 \sin^2 kV^2$$

gdzie:

V — jest różnicą napięcia między obiema elektrodami komórki Kerra.

I_0 i k — są jednak stałe.

Zwierciadło i soczewki $S_1, 3, 4, LS_1$ — wywołują równoległość wychodzącego promienia świetlnego.



Rys. 4

Na punkcie mierzonym, ustawione jest zwierciadło płaskie S_2 — odbija ono promień świetlny, przychodzący z przyrządu z powrotem na jego stanowisko.

System zwierciadeł S_2, LS_2 rzuca wracający sygnał świetlny na katodę lampy fotokomórki z powielaczem F . Ostatnia płyta anodowa tej fotokomórki przyjmuje taki sam sygnał wysokiej częstotliwości, jak komórka Kerra, jej czułość zmienia się zatem w cyklu wysokiej częstotliwości.

Jeżeli intensywność wychodzącego promienia świetlnego

$$I = I_0 \sin \omega t$$

to napięcie sterowania fotokomórki z powielaczem

$$V = V_0 \sin \omega t$$

Miedzy krzywą intensywności wychodzącego promienia i krzywą napięcia sterującego fotokomórki przesunięcie fazowe jest stałe i niezależne od mierzonej odległości.

Intensywność promienia świetlnego, padającego na fotokatodę komórki z powielaczem jest:

$$I_B = I_{0B} \sin (\omega t - \varphi)$$

gdzie:

$$= 2 \pi f,$$

f = użyta częstotliwość,

t = czas

I_0, I_{0B}, V_0 = stałe, a

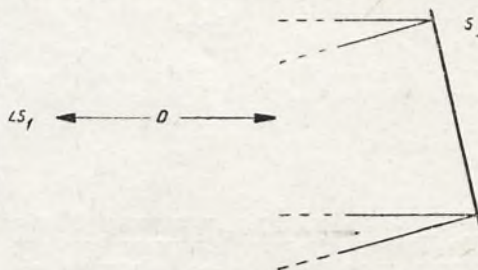
φ = jest kątem fazowym, zależnym od odległości.

Zakładając, że mierzona odległość jest nieparzystą wielokrotnością jednej czwartej długości fali $\lambda/4$ użytej częstotliwości, wtedy $\varphi = 0$. Intensywność promienia świetlnego, padającego na katodę lampy z powielaczem, jest zatem w określonym momencie = 0. W tej samej chwili napięcie wysokiej częstotliwości na płycie anodowej ma swoje minimum. Miedzy sygnałem wyjścia i powrotu nie ma wtedy żadnej różnicy faz. Ponieważ urządzenie wskaźnikowe sumuje oba sygnały, wskazuje ono maksimum.

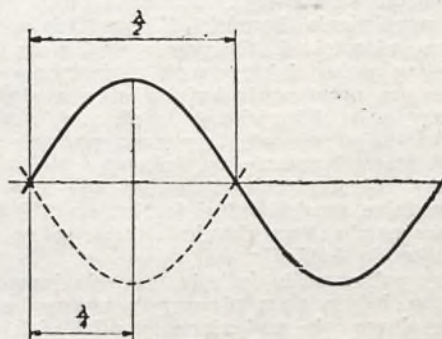
Jeżeli zwierciadło ustawione na mierzonym punkcie zbliży się lub oddali tak, że zmiana długości wyniesie właśnie $\lambda/4$, wtedy opóźnienie fazowe wynosi 180° — stwierdza się zatem maksimum sygnału (rys. 5). Jeżeli użyta częstotliwość wynosi 8,3 MHz, to $\lambda = 36$ m, zatem $\lambda/4 = 9$ m. Jeżeli zatem odległość zmniejsza się lub powiększa w sposób ciągły, to urządzenie wskaźnikowe podaje co 9 m minimum lub maksimum, to tylko te punkty odległownica może wskazywać.

Oczywiście zdarza się bardzo rzadko, że przy stałej częstotliwości, mierzona odległość jest całą wielokrotnością jednej czwartej długości fali użytej częstotliwości.

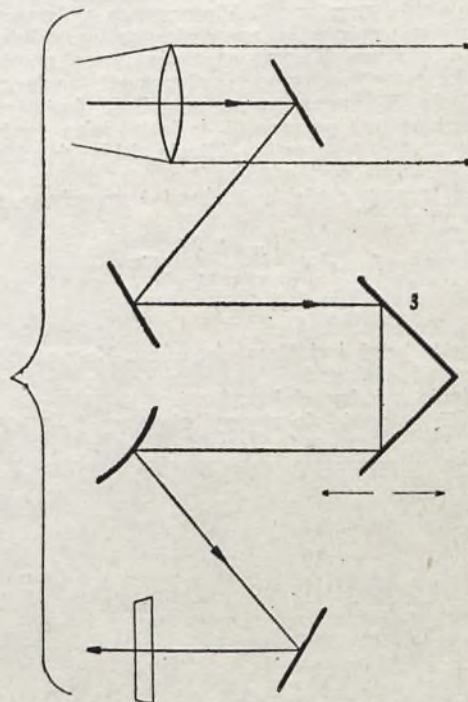
W większości przypadków powstaje, różniące się o 180° względnie 0° , przesunięcie faz φ między wychodzącym światłem względnie między amplitudą wysokiej częstotliwości na anodzie lampy z powielaczem a amplitudą światła trafiającego na fotokatodę lampy. Ponieważ φ jest funkcją mierzonej długości, wystarczy określić odpowiednio dokładnie wartość przesunięcia faz.



Przy geodimetryce stosuje się dwa rozwiązania do wyznaczenia φ . Według pierwszego rozwiązania — przedłuża się drogę wchodzącego światła w sposób przedstawiony na rys. 6a. Zwierciadło 3 może być tak długo tu i tam poruszane, dopóki mierzona odległość nie stanie się całą



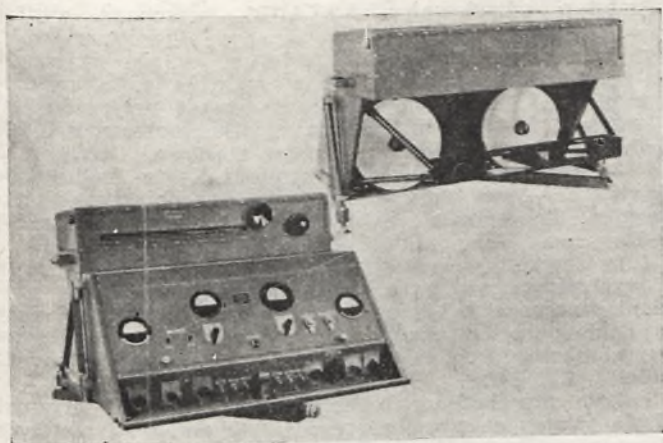
Rys. 5



Rys. 6a

wielokrotnością ćwiartki długości fali. Wartość przesunięcia może być wtedy odczytana w milimetrach.

Według drugiego rozwiązania — może być kąt fazowy φ_1 sygnału wysokiej częstotliwości, dochodzącego z komórki do fotokomórki z powielaczem, tak długo zmieniany przez przesuwacz fazy jako poprawka, dopóki $\varphi_1 = \varphi$, więc



zrówna się z opóźnieniem fazy, powstającym w zależności od odległości. Wielkość poprawki może być odczytana na skali centymetrowej.

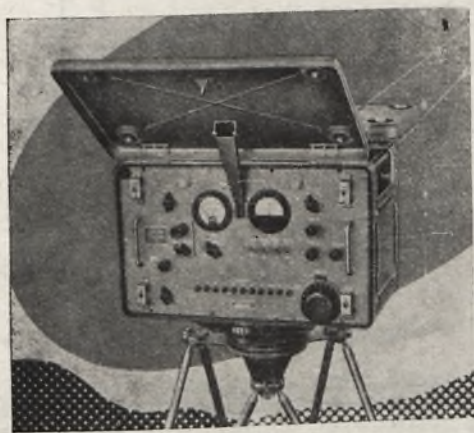
Przy nowszych przyrządach stosuje się powszechnie elektronowy przesuwacz faz.

Szwedzka fabryka AGA, wytwarza seryjnie 2 typy geodimetrów. Pierwszy model NASM 3 jest mniej dokładny i tańszy, drugi typ NASM 2 — służy natomiast do pomiarów dokładniejszych. Dokładność pomiaru i cena NASM 2 nie są mi znane, przeciętny błąd pomiaru modelu NASM 3 wynosi $\pm 0,05$ m przy odległości 30—40 km.

W roku 1948 wyznaczono geodimetrem prędkość światła na 299 796 $\pm$ 2 km/sek, w r. 1957 — na 299 792,85 $\pm$ 0,16 km/sek. Oba modele geodimetrów przedstawione są na rys. 6b i 6c, rysunek 6c przedstawia refleksowy system przyrządów.

Szwedzki profesor — Bjerhammer udoskonalili inną odległownicę elektrooptyczną. Prototyp tego przyrządu, zwany terrametrem wykonała również fabryka AGA.

Zasada tego przyrządu jest w gruncie rzeczy identyczna z zasadą geodimetru, do skrótu jednak płaszczyzny polaryzacji stosuje się kryształ kwarcowy zamiast komórki Kerra. Wykorzystana jest tu właściwość kryształu kwarcowego w ten sposób, że płaszczyzna polaryzacji światła przechodzącego przez kryształ, przy włączeniu napięcia na obie przeciwległe powierzchnie, skręca się tak samo, jak w komórce Kerra.



Rys. 6c

Wyższość terrametru nad geodimetrem polega na:

1. Do skrętu płaszczyzny polaryzacji o 90° wystarczy przy kryształach kwarcowym sterujące napięcie wysokiej częstotliwości około 30–40 V, podczas gdy komórka Kerr'a potrzebuje do takiego samego skrętu 1200–1500 V napięcia (rys. 7a).

2. Taki sam kryształ może być użyty jako oscylator i modulator światła.

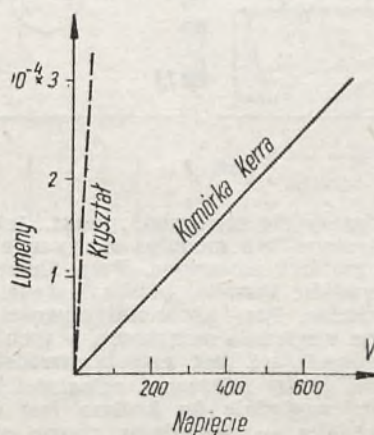
3. Waga i wymiary przyrządu wynoszą tylko trzecią część wagi i wymiarów geodimetru.

Przyrząd ten ma jednak i wadę — bo może działać tylko przy określonej częstotliwości, a mianowicie w tym przypadku przy 8 ± 10^{-6} MHz. Kryształ bowiem może drgać tylko przy swojej własnej częstotliwości rezonansowej,

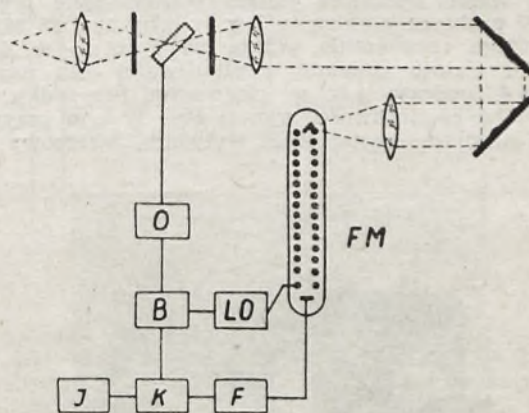
przy wszystkich innych częstotliwościach pogarsza się wydatnie stopień jego aktywności.

Na rysunku 7b przedstawiony jest schemat przyrządu. Główny oscylator O kieruje wiązkę światła, oscylator pomocniczy LO dostarcza drgań pomocniczych. Mieszacz F przekazuje znowu różnicę częstotliwości głównego i pomocniczego oscylatora. Tę samą różnicę częstotliwości przekazuje również ostatnia płyta anodowa fotokomórki FM, ponieważ wchodzące światło jest modulowane za pomocą kryształu przez główny oscylator, podczas gdy płyta anodowa fotokomórki sycona jest częstotliwością oscylatora pomocniczego. Wypromieniowane przez fotokomórkę drgania wzmacniane są przez wzmacniacz F. Drgania wychodzące z elementów B i F odchylają się od siebie w kącie fazowym w zależności od odległości. Odchyłka ta może być przez kompensator K tak wyrównana, że powstaje interferencja. Urządzenie wskaźnikowe I podaje interferencję. Stałość częstotliwości = 10^{-6} .

Błąd średni jednej serii o 6 spostrzeżeniach wynosi ± 13 pikosekund, to znaczy $\pm 16,9$ mm (1 pikosekunda = 1,3 mm).



Rys. 7a

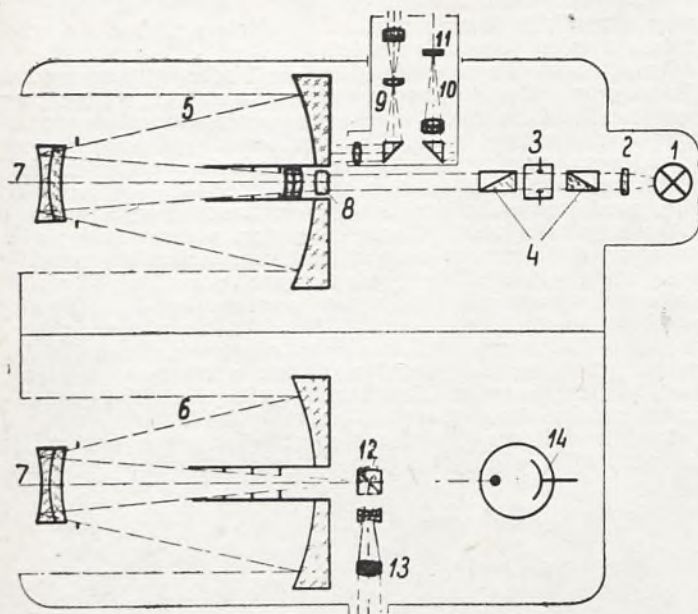


Rys. 7b

Prototyp próbny bez baterii i statywu waży 9 kg. Średnica obiektywu do pomiaru krótkich odległości ma 85 mm, do pomiaru większych odległości — 250 mm.

Instytut Geodezji Stosowanej we Frankfurcie n.M. udoskonalił inny wariant odległownicy elektrooptycznej. Jej rozwiązanie zasadnicze podobne jest do opisywanych poprzednio przyrządów. Istotna zmiana polega na częstotliwości modulacji światła. Modulacja światła powstaje bowiem ze zmienną częstotliwością. Dr E. Gigas opisał szczegółowo ten przyrząd w nr 3 z 1957 r. czasopisma Géodésia és Kartográfia.

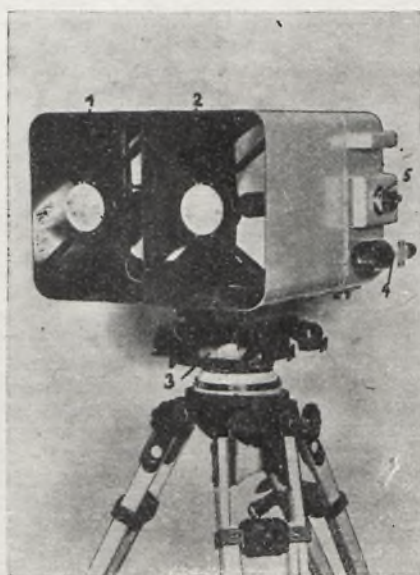
Zmienna częstotliwość modulacji ma pewne zalety w stosunku do częstotliwości stałych. Przy przyrządach o stałej częstotliwości trzeba co najmniej w przybliżeniu znać długość mierzoną; przy zmiennej częstotliwości nie jest to potrzebne. Jeżeli częstotliwość modulacji światła może być zmieniona i przy rozpoczęciu pomiaru wychodzi się z nieskończonej długości fali, dochodzi się przy jej zmianie do takiej długości, przy której $\lambda d =$ mierzonej odległości, która ma zatem wartość d . Urządzenie wskaźnikowe podaje wtedy maksimum. Jeżeli jednak $\lambda/2 = d$, otrzymuje się minimum, jak to wynika z opisu geodimetru.



Rys. 8

To pierwszy dający się stwierdzić punkt. Jeżeli się zna długość fali, która ma być modulowana, znana jest także odległość, która ma być zmierzona. Przy dłuższych falach krzywa jest oczywiście bardziej płaska i stwierdzenie jest także mniej dokładne. Przy skróceniu długości fal otrzymuje się minimum względnie maksimum w tych wszystkich miejscach, w których $\lambda/4$ jest częścią przedstawioną za pomocą całkowitej liczby mierzonej odległości. Im wyższa jest częstotliwość, względnie im krótsza jest długość fal modulowanego światła — zakładając równą stałość częstotliwości — tym więcej podnosi się dokładność pomiaru. Jak już wspomniano, wewnętrzny opór prądu zmiennego komórki Kerra ogranicza jednak podwyższenie częstotliwości. W praktyce granica ta leży między 30 i 35 MHz.

Wada tego rozwiązania polega na tym, że w drugim przypadku stałość zmiennej częstotliwości jest najwyższej rzędu 10^{-4} , podczas gdy w pierwszym przypadku, przy użyciu stałej częstotliwości wynosi 10^{-6} . W tym przypadku bowiem sterującą częstotliwość wytwarza kwarcowy oscy-



Rys. 9

lator umieszczony w termostacie. Oznacza to, że powstający z dokładności stałości częstotliwości błąd teoretyczny na 1 km mieści się w pierwszym przypadku w granicach 10 m, w drugim przypadku w granicach 10 cm. W ten sposób można zrozumieć, że zakłady ASKANIA skonstruowały przyrząd, który później będzie opisany, do pomiaru długości tylko w granicach 200—3500 m.

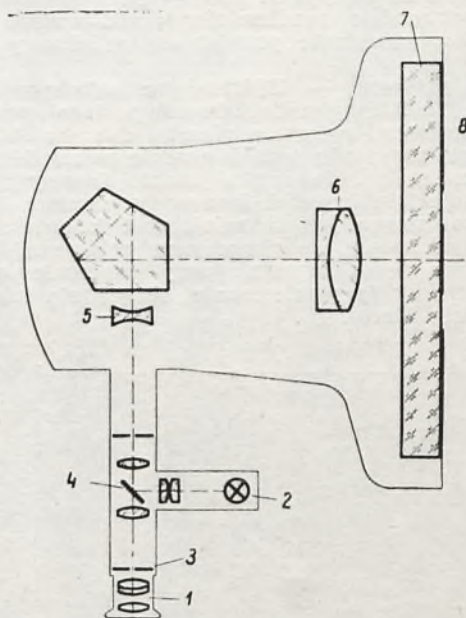
Prototyp odległownicy ASKANIA wykonano według wzoru Instytutu Geodezji Stosowanej we Frankfurcie n.M. Jego zasadnicze rozwiązanie podobne jest do przyrządu Instytutu, z praktycznych jednak względów został on nieznacznie zmieniony, rys. 8 objaśnia zasadę przyrządu.

Lampa 1 jest stałym źródłem światła, może to być tak żarówka, jak i wyladowca lampa rtęciowa. Części 2, 3 i 4 — to znane już elementy komórki Kerra, modulujące światło; 5 — jest nadajnikiem; 6 — jest obiektywem odbiornika. Zwierciadła z elementami 7 — tworzą lunetę według zasad Cassagraina.

Rura zawierająca części 9, 10 i 11 może być wsunięta w wychodzącą wiązkę promieni świetlnych. Wiązka promieni oznaczona 9 tworzy lunetę pomocniczą, która służy do dokładnego celowania przyrządem. Jej kąt widzenia wynosi około $1,5^\circ$. System soczewek 10 służy do kontroli części 1, 2, 3 i 4.

Światło przechodzące przez komórkę Kerra i pryzmat Nicola tworzy za pomocą soczewki 10 obraz na matówce 11, przez co można kontrolować właściwe ustawienie czystości modulacji za pomocą wsuniętej lunety pomocniczej. Przy pomiarze otwiera się drogę dla wychodzącego światła przez wysunięcie lunety pomocniczej, a równoległość wychodzących promieni świetlnych osiąga się negatywnym członem 8.

Na stronie odbiorczej przyrządu 12 przeciwprostokątna podwójnego, sklejonego pryzmatu nachylona jest pod kątem 45° do osi optycznej. Powierzchnia tej przeciwprostokątnej pryzmatu jest w półprzezroczysty sposób pokryta emulsją lustrzaną. W ten sposób obserwując promień świetlny wychodzący z przyrządu można w czasie pomiaru, okularom 13 kontrolować właściwe ustawienie zwierciadła na drugim końcu mierzonej odległości. Fotokomórka z powielaczem oznaczona jest liczbą 14.



Rys. 10

Średnica odbiorczego i nadawczego zwierciadła wynosi 240 cm.

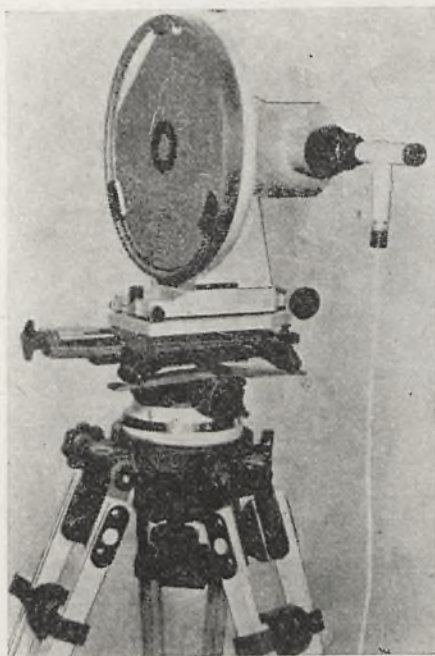
Ponieważ częstotliwość modulacji jest zmienna, dokładność jej jest o dwa rzędy wielkości mniejsza, aniżeli przy generatorze kwarcowym, umieszczonym w termostacie. Nie ma wprawdzie jeszcze praktycznych wyników pomiaru, jednak rezultaty wykonanych tym przyrządem pomiarów przez frankfurcki instytut, mogą być uznane za decydujące pod względem dokładności. Rys. 9 daje widok przyrządu.

1 — jest nadajnikiem, 2 — jest obiektywem odbiornika, 3 — to śruba mikrometryczna do nastawiania kierunkowego, 4 — jest celownikiem, 5 — jest lunetą kontrolną odbiornika.

Rys. 10 i 11 przedstawiają konstrukcję zwierciadła refleksowego.

1, 3, 5 i 6 — są elementami lunety geodezyjnej. powierzchnia zewnętrzna płasko równoległej płyty 7 ma emulsję lustrzaną, która w swym środku ma przezroczysty pierścień. Lampa 2 wysyła światło za pomocą przezroczystego lustra przez płasko równoległą płytę szklaną.

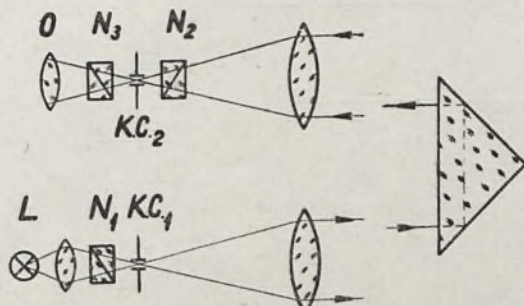
Przyrząd ustawia się w sposób następujący: patrząc w okular 1, celuje się na początkowe stanowisko mierzonej długości. Ponieważ obie powierzchnie zwierciadła płaskiego są prostopadłe do optycznej osi lunety, promień świetlny, przechodzący ze stanowiska pomiaru, odbija się znowu w jego kierunku. Po wycelowaniu włącza się za-



Rys. 11

rówkę przyrządu i ta oświetla pierścień oraz ukazuje w kierunku stanowiska pomiaru dobrze widoczny i nadający się do celowania punkt. Krzyż nitkowy umieszczony jest w otworze 3.

Jak już w szkicu historycznym powiedziano, Związek Radziecki zajmuje się od r. 1940 odległownicami elektro-optycznymi. Po Dietzu, Wieliczko i Wasiljew w r. 1954 przeprowadzili próbné pomiary prędkości światła swoim przyrządem SWW-1. Zasada przyrządu objaśniona jest na rys. 12 i 13. Przyrząd ten różni się od swych poprzedników tym, że działa on ze zmienną częstotliwością i syn-



Rys. 12

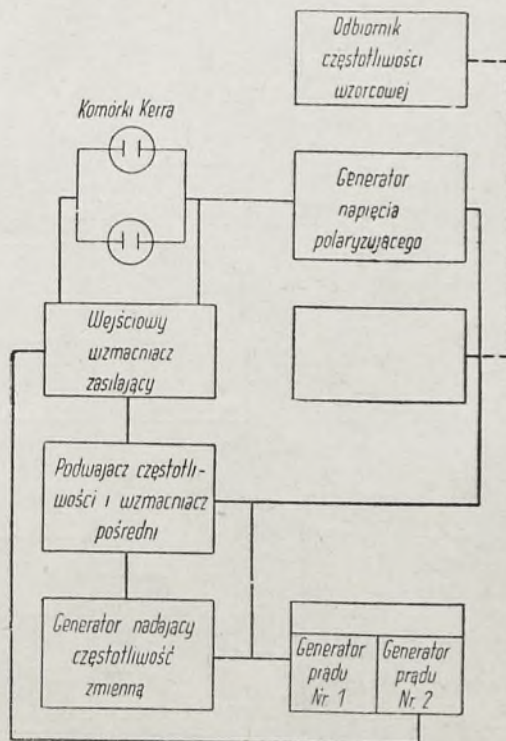
chronicznie pracującymi komórkami Kerr'a, to znaczy nie tylko wychodzące, ale i wracające światło przechodzi przez komórkę Kerr'a. Kąt fazowy między sterującymi napięciami obu komórek Kerr'a wynosi 90°.

Przesuwacz faz odbiornika komórki Kerr'a pracuje elektronowo, umożliwiając przesunięcie faz o 180°, co przy każdej odległości pozwala znaleźć względnie wyznaczyć punkty minimum i maksimum, a zatem i wówczas, kiedy mierzona odległość nie jest całkowito-cyfrową wielokrotnością zastosowanej częstotliwości modulacji. Przyrząd nie ma fotokomórki z powielaczem, a minimum i maksimum siły światła można uzyskać wizualnie. Aczkolwiek wizualne wyznaczenie także w zasadzie nie może dać wielkiej dokładności pomiaru długości, jak poprzednie rozwiązanie. Radzieccy badacze wyznaczyli prędkość światła przy wielokrotnych pomiarach, jednak w dobrej zgodności na $299\,793,9 \pm 1$ km. Wyniki pomiarów wykonanych w terenie podaje tablica II.

Zasadnicze rozwiązanie przyrządu, wykonanego już serijnie przez Państwowy Instytut Optyczny, widoczne jest na rys. 14 i 15.

Część sterująca światło jest znowu rozwiązana przez kombinację komórki Kerr'a względnie pryzmatu Nicola, do porównania sygnałów użyte jest specjalne urządzenie przesuwające fazy. Z części nadajnika przyrządu dociera światło prostą drogą do elektronowego powielacza odbiornika. Równocześnie do innego powielacza elektronowego odbiornika dochodzi to światło, które przebyło podwójną odległość. Amplitudy napięć wysokiej częstotliwości obu fotokomórek z powielaczami mają wzajemne przesunięcie faz, odpowiadające przebytej odległości.

W odbiorniku przyrządu urządzony jest przesuwacz faz, poruszany motorem elektrycznym i przełącznik wyłączający. Zharmonizowania obu sygnałów dokonuje motor przesuwacza fazy przez automatyczne włączenie przełącznika. Przesuwacz faz wyposażony jest w skalę kalibrowaną na odległość. Do wyznaczenia większych odległości można użyć 3-krotnie po sobie promienia świetlnego, modulowanego trzema różnymi częstotliwościami. W wysokim stop-



Rys. 13

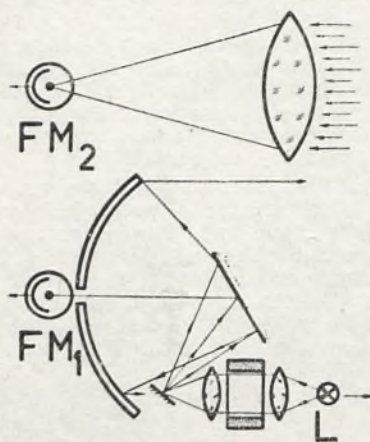
niu podnosi to dokładność odczytu odległości. Przyrząd może być użyty z modulatorem dyfrakcyjnym i interferencyjnym, różnica między nimi polega na różnej wielkości zastosowanej częstotliwości modulacyjnej. W nocy przyrząd może być stosowany na odległość do 17 km, w dzień do 4 km.

Tablica II

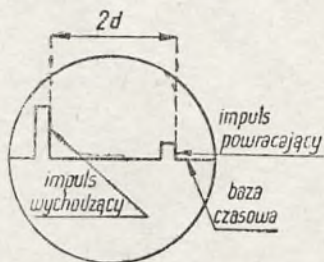
Długość zmierzona odległownią światłą D_{sz}	Długość z triangulacji D_g	$v = D_{sz} - D_g$	Błąd względny $\frac{v}{D}$
metry			
4 789,71	4 789,81	- 0,10	1: 48 000
6 514,56	6 514,41	+ 0,15	1: 44 000
7 910,78	7 910,79	- 0,01	1: 790 000
10 882,98	10 882,82	+ 0,16	1: 68 000
7 839,30	7 839,37	- 0,07	1: 110 000
5 473 37	5 473,29	+ 0,08	1: 68 000
11 149,93	11 150,12	- 0,19	1: 59 000
9 375,41	9 375,30	+ 0,11	1: 85 000
7 235,04	7 235,01	+ 0,03	1: 240 000
6 909,86	6 910,10	- 0,24	1: 29 000
7 939,84	7 939,85	- 0,01	1: 794 000
10 364,62	10 364,54	+ 0,08	1: 130 000
7 553,11	7 553,24	- 0,13	1: 58 000
5 240,25	5 240,33	- 0,08	1: 65 000
5 240,27	5 240,33	- 0,06	1: 87 000
5 240,28	5 240,33	- 0,05	1: 105 000
5 240,30	5 240,33	- 0,03	1: 175 000

Przy 17 km — przeciętny błąd pomiaru sięga ± 8 cm i pomiar trwa 15–20 minut.

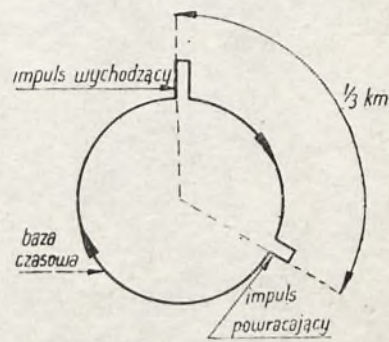
Częstotliwości modulatora mają 20 względnie 5 MHz. Przyrząd waży około 100 kg, praktycznych wyników pomiaru jeszcze nie ma.



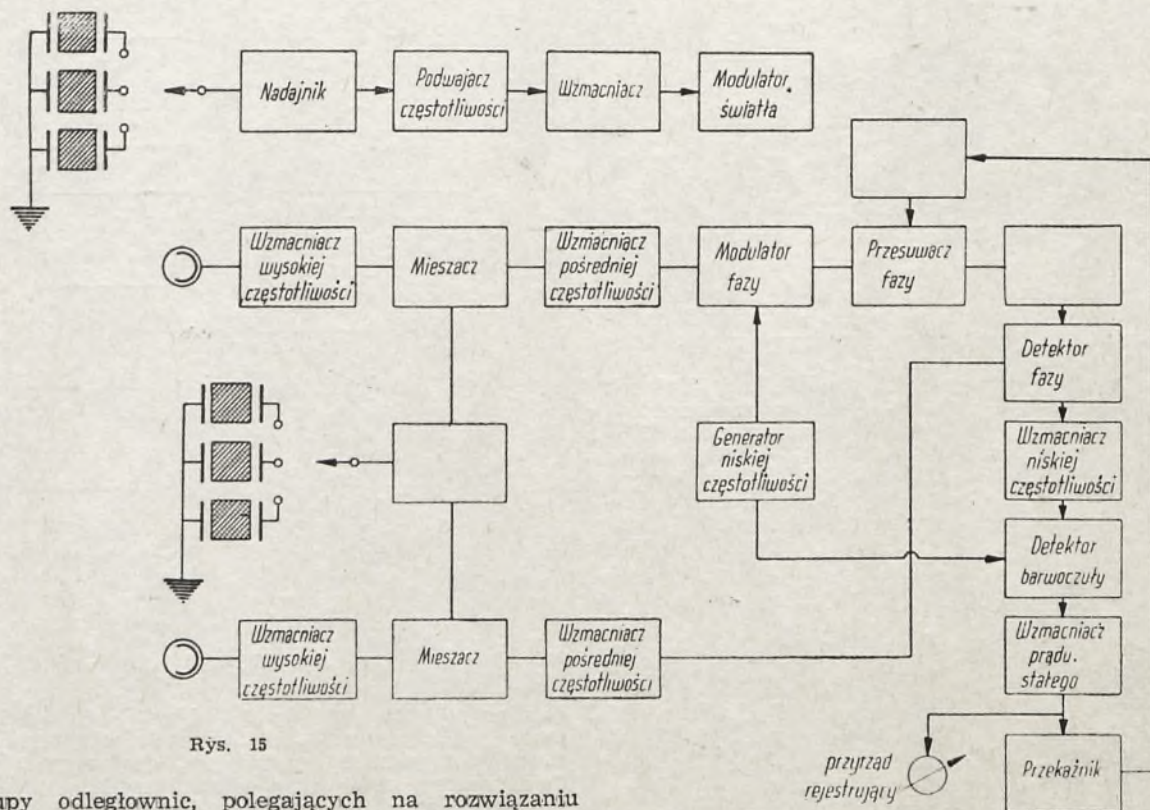
Rys. 14



Rys. 16



Rys. 17



Rys. 15

Do grupy odległownic, polegających na rozwiązaniu czysto elektronowym, należą rozmaite systemy radarowe. Dla małej ich dokładności nie nadają się one do zadań geodezyjnych. Ponieważ jednak metody: Shoran, Hiran, Decca rozwinęły się na wykorzystaniu tych metod radarowych, poczynam swój opis od najprostszej formy systemu radarowego.

Antena kierująca stacji nadawczej, o większej ilości megawatów, nadaje impulsy wysokiej częstotliwości w kierunku mierzonego celu, a odbity od celu impuls wraca po pewnym czasie do nadajnika. Jeżeli równocześnie z sygnałem wyjścia zostanie wysłany w położeniu poziomym strumień elektronowy (baza czasowa) i jeżeli baza czasowa zostanie prostopadle odchylna od sygnału wyjściowego oraz odbitego impulsu, można wtedy z odległości między sygnałami wyjścia i powrotu wyznaczyć drogę odbytą przez wysłany impuls, to znaczy — przy znanej prędkości światła podwójną odległość. Zakłada się oczywiście, że znany jest czas biegu strumienia elektronowego, to jest bazy czasu (rys. 16).

Jeżeli na przykład, nadanie impulsu powtórzy się po 1/200 sekundy, następujące po sobie powtórzenia tworzą jeden sygnał dla oka dobrze uchwytty. Czas powtarzania określa równocześnie maksymalną odległość, przy której

system może być stosowany. Na przykład 1/200 sekundy wynosi maksymalna długość $300\,000/200 = 1500$ km, co oznacza najwyżej 750 km jako efektywnie dająca się zmierzyć odległość. Jeżeli mierzona odległość jest większa, zbiega się odbity impuls z następnym wysyłanym impulsem, co uniemożliwia odczytanie odległości.

W ogólności, dokładność pomiaru systemami radarowymi zależy od szybkości poruszania się bazy czasowej względnie od jej długości.

Przy nowszych systemach, baza czasowa dla wydłużenia jej toru, biegnie po obwodzie koła, wychodzący i wracający sygnał odchyła jednak w tym przypadku bazę czasową w kierunku radialnym (rys. 17).

Jeżeli częstotliwość powtarzania obiegu wynosi 150 KHz, wysłany impuls przy obiegu bazy czasowej wraca właśnie z odległości 1 km. Jeżeli przy odbitym przedmiocie znajduje się inny przyrząd radarowy, który może przyjąć oryginalny impuls i natychmiast będzie w stanie wysłać z powrotem inny silny impuls, otrzymuje się wtedy tak zwany system odbiorczo-nadawczy. Shoran może być właściwie uznany za podwójny system odbiorczo-nadawczy. Za pomocą elektronowych łączników jeden przyrząd może równocześnie obsługiwać 2 systemy odbiorczo-nadawcze. Jeżeli ten przyrząd umieści się w samolocie, można wyznaczyć odległość samolotu od dwóch punktów na ziemi dwoma różnymi sposobami.

1. Jeżeli znane jest geodezyjne położenie obu przyrządów odbiorczo-nadawczych, można tych danych użyć do wyznaczenia położenia samolotu.

2. Przy przelocie linii łączącej oba przyrządy odbiorczo-nadawcze, można wyznaczyć najkrótszą ukośną odległość między obu przyrządami względnie ten punkt, przy którym samolot znajduje się bezpośrednio nad prostą łączącą obie stacje.

Ta druga metoda jest podstawą triangulacji z pomiarem boków systemem Shoran.

System Shoran składa się z głównego lub kontrolnego przyrządu na samolocie i z przyrządów odbiorczo-nadawczych ustawionych na ziemi. Nadajnik na samolocie nadaje na przemian sygnały do stacji ziemskich. Na ekranie oscyloskopu z kołową bazą czasową, obserwator widzi równocześnie oba sygnały, które oddzielnie do obu stacji zostały wysłane i stamtąd odbite z powrotem. Za pomocą goniometru umieszczonego na oscyloskopie obserwator doprowadza do koincydencji oba sygnały odbite od stacji ziemskich. W ten sposób mogą być odczytane bezpośrednio na wskaźniku odległości samolotu od stacji ziemskich.

Nadajnik z samolotu wysyła w kierunku obu stacji ziemskich sygnał o 250 MHz, stacje ziemskie jednak wysyłają w kierunku samolotu sygnały o 300 MHz.

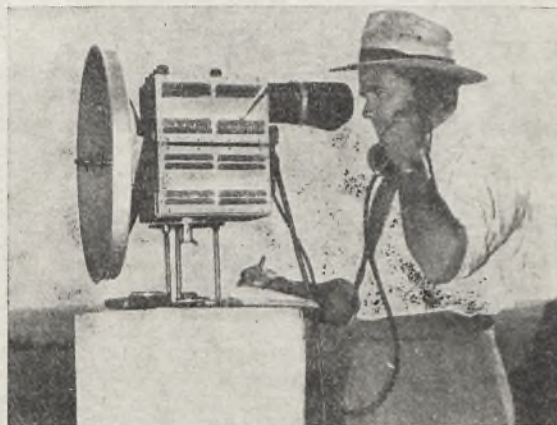
Nadajnik z samolotu daje na mikrosekundę 1074 impulsy modulowane na częstotliwość nośną o 250 MHz i wysyła promienie na przemian raz w kierunku jednej i raz w kierunku drugiej stacji ziemskiej. Odpowiedzi na te zawołania przyjmuje na samolocie odbiornik o 300 MHz. Odbite impulsy przyrząd oddziela i rejestruje na ekranie oscyloskopu. Obserwator widzi na tym ekranie biegnącą po kole bazę czasu, którą odchylają w kierunku radialnym impulsy wychodzące i odbite. Szybkość bazy czasowej może być zmieniana za pomocą łącznika w ramach granic odczytu 100, 10 i 0,2 mili. Przy wszystkich tych granicach pomiaru na ekranie lampy katodowej ukazuje się obraz wysłanego i wracającego impulsu sygnałowego. Celem dokładnego odczytu względnie uzyskania koincydencji obserwator przesuwając obraz impulsu wyjściowego odpowiednim przesuwaczem faz tak daleko, dopóki obraz ten nie pokryje się z impulsem przyjmowanym. Wymiar przesunięcia na skali daje odległość.

Opisana tu metoda nadaje się już do stosunkowo dokładnego pomiaru większych odległości, starano się jednak w dalszym ciągu o powiększenie dokładności koincydencji sygnałów. Te dokładności pomiarów zwiększyły się ze wzrostem mierzonej odległości głównie dlatego, że wracające impulsy były zbyt małe dla otrzymania dobrej koincydencji. Poza tym trzeba zauważyć, że posługiwano się tu do koincydencji tylko wierzchołkami słabych sygnałów wejściowych, a kształt tych wierzchołków wcale nie był podobny do kształtu sygnałów wyjściowych. Dla rozwiązania tego problemu konstruktorzy rozwinęli tak zwaną metodą Gain-Riddinga na przyrządzie Hiran. Zasada tej metody jest doprowadzenie wszystkich przyjmowanych impulsów do znormalizowanego kształtu, przez co, zawsze ten sam odcinek impulsu zostaje zużyty do koincydencji. Ta metoda jest korzystniejsza. Ośmiem razy powtarzane pomiary pierwszą metodą dały wyniki zgodne w granicach 19,2 m. Wynik końcowy dwóch serii pomiarów po 8 spostrzeżeń dawał ten sam rezultat. Ośmiokrotnie powtarzane metodą Gain-Riddinga pomiary, dały wyniki zgodne, w granicach 11,2 m, podczas gdy końcowe wyniki dwóch serii pomiarów po 8 spostrzeżeń zgadzały się w granicach 8 m.



Rys. 18

Drugim rozwiązaniem, to jest metodą Gain-Riddinga pomierzono kanadyjską sieć arktyczną. Wyników nie można jeszcze uważać za ostateczne, należy jednak oczekiwać, że wynik końcowy będzie miał błąd ostateczny 4,8 m, co odpowiada dokładności względnej 1:75 000. W kilku korzystnych przypadkach osiągnięto błąd względny 1:100 000.



Rys. 19

Z kombinacji radarowych systemów wojskowych przyrządów do pomiaru wysokości, tak zwanych altimetrów i systemu Shoran rozwinęto tellurometr — nadający się do pomiarów geodezyjnych. Pierwszy raz pokazano go publicznie w Londynie w kwietniu 1957 r.

Rys. 18 i 19 przedstawiają przyrząd ten w czasie pomiaru. Ma on wymiary $50 \times 40 \times 20$ cm i jego urządzenie nadawczo-odbiorcze zbudowane jest jako jedna całość. Na stronie frontowej zbiornika zainstalowany jest paraboliczny reflektor o średnicy 450 mm; w reflektorze umieszczona jest także krótkofalowa antena.

Nadajnik wysyła stały sygnał o wysokiej częstotliwości (fala nośna), o częstotliwości 3000 MHz (10 cm). Modulator przyrządu moduluje tę falę nośną. Częstotliwość modulująca może być zmieniana na 10 KHz, 100 KHz, 1000 KHz lub 10 MHz. Wysyłane sygnały przyjmuje i odbija stacja ustawiona na drugim końcu mierzonej odległości. Główny nadajnik przyjmuje odbity sygnał i wskazuje opóźnienie fazy między modulacją wysłanego i przyjętego sygnału na ekranie lampy katodowej. Wskazanie odbywa się na biegnącej po kole bazy czasowej, przy której wielkość opóźnienia faz podana jest na skali kołowej za pomocą przerywanych miejsc tej bazy. Skala koła podzielona jest na 1000 części. Użycie częstotliwości modulacji 10 MHz oznacza wartość jednej kreski podziału = 10^{-9} sek, co odnosi się do drogi tam i z powrotem i oznacza przy bezpośredniej odległości dokładność odczytu 15 cm na kreskę podziału.

Każdy z obu przyrządów ma po jednym precyzyjnym aneroidzie, który wskazuje różnice wysokości z dokładnością 25 — 30 cm. Redukcję wyników pomiaru na poziom przeprowadza się na podstawie różnicy wysokości mierzonej barometrycznie. Oba przyrządy muszą mieć połączenie telefoniczne, aby obserwacje wilgotności, wysokości i temperatury mogły być wykonywane równocześnie względnie porównywane ze sobą na obu stanowiskach. Do połączenia telefonicznego używa się nośnej fali częstotliwości pomiarowej.

Kryształy kwarcowe dostarczają 4 częstotliwości pomiarowych. Dokładność utrzymania częstotliwości kryształów wynosi $1,10^{-6}/^{\circ}\text{C}$.

Ponieważ kryształy nie są wbudowane w termostatach, poprawki między $+15^{\circ}\text{C}$ i $+40^{\circ}\text{C}$ dołączone są do przyrządów pod postacią wykonanego przez produkującą je firmę diagramu, jako funkcje mierzonej temperatury. Poprawka odnosi się do każdorazowej częstotliwości kryształów. Czas potrzebny do całkowitego pomiaru, łącznie z ustawieniem przyrządu, wynosi 20—35 minut. W czasie zorganizowanego w Monachium III Międzynarodowego Kursu Pomiaru Odległości pomierzono także tellurometrem odległości znanych punktów triangulacyjnych. Tablica III podaje różnice długości otrzymane 2 sposobami.

Konstruktorzy przeprowadzili wielkie pomiary w Afryce Południowej. Dokładność tych wyników podają tablice IV i V.

Tablica III

Odległość mm	Błąd triangulacja — tel- lurometr cm
1 227	— 06
40 877	— 15
	— 12

Tablica IV

Odległość m	Błąd triangulacja — tel- lurometr cm
40 520	— 2,43
22 440	+ 7,00
33 576	+ 21,6
19 960	— 6,9
19 844	+ 8,53
26 140	+ 17,16

Tablica V

Km	Dokładność względna
16,20	1 : 450 000
19,65	1 : 531 000
19,66	1 : 842 000
24,43	1 : 1018 000
25,63	1 : 1068 000
25,80	1 : 391 000
48,85	1 : 1628 000
63,40	1 : 616 000
73,40	1 : 230 000 (maks.)

Wyniki pomiarów południowoafrykańskich wykazują, że fale elektromagnetyczne zachowują się podobnie jak światło przy działaniu zmiany temperatury, nasycenia wilgotnością i ciśnienia powietrza.

W trakcie licznych pomiarów i badań dokładności okazało się, że względna dokładność przyrządu znacznie zmniejsza się poza określoną granicę pomiarów z powodu zmiany wilgotności większych mas powietrza i zmian temperatury na stanowiskach, częściowo jednak wskutek szkodliwych odbłasków poszczególnych obiektów i kształtów terenowych. Dlatego konstruktorzy ustalają maksymalną granicę pomiaru na 30—35 km. Ponieważ dokładność wyników przyrządu jest stała poniżej tej górnej granicy, dolna granica pomiaru wynosi około 150—200 m (dla zabezpieczenia osiągalnej dokładności względnej).

Dokładność wszystkich przyrządów odległownicznych zależy w pierwszym rzędzie od stałości, częstotliwości i dokładności odczytów. Ponieważ te dwa czynniki nie zależą od mierzonej odległości, wzrasta ich względna dokładność ze wzrostem odległości, istnieje jednak pewna najwyższa granica zależna od warunków atmosferycznych.

Jeżeli dokładność stałości częstotliwości mieści się w granicach rzędu 10^{-6} i pomiar nie jest obciążony błędami systematycznymi, a prócz tego pomiar można wielokrotnie powtarzać, to dokładność wyniku może być powiększona

przez zwiększenie ilości pomiarów. Jeżeli na przykład błąd jednego pomiaru wynosi ± 1000 cm, a pomiar powtórzy się milion razy, wtedy teoretycznie zmniejsza się średni błąd pomiaru do ± 1 cm.

Ta ilość powtarzania okazuje się może przesadzona, jeżeli się jednak zważy, że koincydencja każdego wychodzącego

i wracającego sygnału uzewnętrznia się w wyniku pomiaru, to łatwo uznać, że ilość pomiarów na sekundę wynosi 8—10 milionów przy modulującej częstotliwości 8—10 MHz. Jeżeli się scali te wyniki pomiarów na drodze elektronowej, końcowy wynik może być uznany za wolny od błędów przypadkowych. Możliwości te wykorzystali konstruktorzy odległowni i temu faktowi należy zawdzięczać, że krótkie 15—20 minut trwające pomiary dają już stosunkowo dobre wyniki.

Wszystkie jednak dotychczasowe odległownice — z wyjątkiem tellurometru — mają tę wadę, że są zbyt ciężkie do transportu. Mogą być zatem ekonomicznie stosowane w takich miejscowościach, gdzie komunikacja jest nalezycie rozbudowana. Mamy nadzieję, że dalszy rozwój przyniesie zmniejszenie ciężaru przyrządów.

Także w Węgierskich Zakładach Optycznych (MOM) konstruuje się dwa typy elektrooptycznych odległowni. Za wcześniej byłoby je opisywać, zapowiedzieć jedynie można, że jeden typ przeznaczony ma być do pomiaru dłuższych, drugi zaś do krótszych odległości.

Tłumaczył z niemieckiego: mgr inż. W. Chojnicki

Ljubomir Dimov
Sofia

Pionowe projektowanie terenu pod lotniska, porty lotnicze i powierzchnie pod nawodnienie

Teren przeznaczony pod budowę lotniska ma zwykle miejsce o rzeźbie nie odpowiadającej wymaganiom technicznym, przewidzianym na powierzchnię lotnisk dla zapewnienia bezpieczeństwa startu, lądowania i rolowania samolotu.

Na terenach przewidzianych pod nawodnienie przewidziana są również miejsca, które nie zawsze zadowalają wszystkie wymagania techniki nawodniania lub warunków racjonalnej eksploatacji terenu nawodnianego. Trzeba zatem przeprowadzać roboty ziemne dla splantowania takiego terenu, aby jego powierzchnia odpowiadała odpowiednim wymaganiom technicznym.

Roboty ziemne przeprowadzane w celu usunięcia defektów rzeźby terenu są bardzo mozolne. Właściwe i racjonalne projektowanie może wydatnie zmniejszyć ilość robót ziemnych, a równocześnie ułatwić je i zmniejszyć koszt odwodnienia i innych robót tak na lotniskach, jak i na powierzchniach przeznaczonych pod nawodnienie.

Zadaniem projektowania pionowego jest stworzenie nowych, wygodnych form terenu do budowy, komunikacji, odwodnienia i wyznaczonego celu — lotniska (powierzchni pod nawodnienie). Podstawowym zadaniem projektowania rzeźby jest uzyskanie na obszarze przeznaczonym pod lotnisko punktów wysokościowych, odpowiadających wymaganiom technicznym dla lotnisk (powierzchni pod nawodnienie).

Przy projektowaniu rzeźby stosuje się zwykle następujące zasady:

- istniejący stan powierzchni przedstawia się za pomocą czarnych warstw i czarnych kot poszczególnych punktów,
- powierzchnię projektowaną przedstawia się za pomocą czerwonych kot i czerwonych warstw,
- różnica między czarną i czerwonym kotą punktu, nazwaną kotą roboczą, jest dodatnia przy nasypie i ujemna przy wykopie,

d) punkty mające tę samą kotę czarną i czerwoną nazywa się punktami zerowymi; linię łączącą punkty zerowe każdego nasypu lub wykopu nazywa się linią zerową i jest ona granicą między nasypem i wykopem.

Projekt techniczny planowania pionowego opracowuje się na planie warstwicowym. Na tym planie rysuje się siatkę kwadratów (o bokach 10 lub 20 m) i oblicza się wysokości n.p.m. wierzchołków kwadratów. Najlepiej jest jednak bezpośrednio w terenie wytyczyć siatkę kwadratów, po czym mierzy się wysokości ich wierzchołków, a następnie na planie konstruuje się warstwice, aby uzyskać obraz rzeźby terenu. Wysokość wierzchołków kwadratów mogą być bezpośrednio w terenie pomierzone, jeżeli zastosuje się niwelację przy użyciu odwróconej łaty, to jest łaty, na której zero umieszczone jest na jej szczycie i której podział wzrasta z góry w dół nie tak, jak przy łacie zwykłej z dołu do góry.

Plan sporządza się w skali 1:2000. Skok warstwic stosuje się zwykle dla powierzchni pod nawodnienie 0,1 lub 0,2 m, a dla lotnisk 0,25 m.

Projekt pionowego planowania charakteryzują następujące cechy techniczno-naukowe:

- zasięg robót ziemnych,
- powierzchnia, na której roboty ziemne mają być wykonane,
- zasięg transportu ziemi,
- ilość kot roboczych (rachunkowa część pracy), które nie przekraczają 10—15 cm,
- bilans robót ziemnych (wyrównanie wykopu i nasypu).

Na podstawie analizy danych techniczno-naukowych wybiera się kilka wariantów projektów najbardziej ekonomicznych. Trzeba tu zaakcentować, że wyrównanie robót ziemnych może spowodować wyniki nieekonomiczne:

- przy znacznej odległości nasypów i wykopów,

b) przy dobrym stanie istniejącej murawy i wywołanych przez nią zakłócenia na znacznej powierzchni.

W tych przypadkach lepiej jest używać do nasypów ziemi z zewnątrz, a ziemię z wykopów odtransportować na zewnątrz granicy robót.

Przy rozstrzygnięciu kwestii bilansu robót ziemnych trzeba uwzględnić rodzaj gleby, bo może się zdarzyć, że gleb torfowych gliniastych i innych nie będzie można zbilansować i że gorsze gleby będą musiały być zastąpione glebami o lepszej jakości.

Na mapie topograficznej 1:2000 nanosi się wadliwe miejsca terenu, których powierzchnia nie odpowiada wymaganiom technicznym — niedopuszczalne spadki i niedopuszczalne krzywizny powierzchni, a także partie terenu, z których gleba przy robotach ziemnych wymaga wymiany lub ulepszenia.

Niedopuszczalne spadki określa się za pomocą formuły:

$$\frac{h}{i_{\min}} \frac{1000}{M} \leq a_z \leq \frac{h}{i_{\max}} \frac{1000}{M} \quad (1)$$

gdzie:

a_z — dopuszczalna odległość między warstwicami,
 h — wysokość skoku warstw w metrach,
 $i_{\min}, i_{\max}$ — minimalny i maksymalny dopuszczalny spadek,
 M — mianownik skali mapy.

Odległość między warstwicami odpowiednio do dopuszczalnych spadków podaje tablica I.

Wyznaczenie spadku w zależności od odległości warstw można ustalić, szybko i łatwo, za pomocą specjalnego diagramu skonstruowanego dla odpowiedniej skali.

Krzywiznę powierzchni kontroluje się na podstawie minimalnego dopuszczalnego promienia krzywizny — $R_{\min}$ lub na podstawie minimalnych dopuszczalnych różnic spadków, odpowiadających temu promieniowi.

Zależność między promieniem krzywizny i różnicą spadków sąsiednich części terenu, określa się wzorem:

$$R = \frac{a}{i_1 \pm i_2} = \frac{a}{m} \quad (2)$$

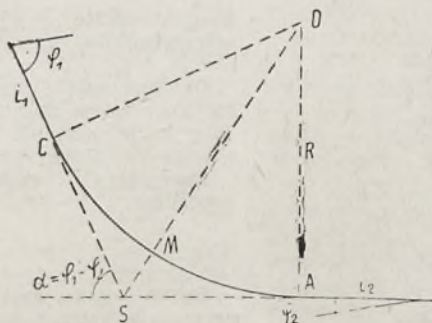
gdzie:

R — jest promieniem krzywizny w metrach,
 $m = i_1 + i_2$ — jest sumą lub różnicą spadków w sąsiednich częściach terenu (sumą przy spadkach o różnych kierunkach lub różnicą przy spadkach o tym samym kierunku),
 a — jest długością części terenu, dla którego bada się krzywiznę w metrach.

Tablica I

Spadek	Odległość między warstwicami w mm		
	Skala 1:2000		
	Skok warstw		
	0,25 m	0,5 m	1,0 m
0,005	25,00	50,00	100,00
0,010	12,50	25,00	50,00
0,015	8,32	16,64	33,28
0,020	6,25	12,50	25,00
0,025	5,00	10,00	20,00
0,030	4,17	8,43	16,68

Rys. 2



Wzór (2) wyprowadza się jak następuje: z rysunku 1 mamy

$$t = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = R \operatorname{tg} \frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2} = \frac{R \operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2}{2 - \operatorname{tg} \varphi_1 \operatorname{tg} \varphi_2}$$

Ponieważ kąty φ_1 i φ_2 są zwykle mniejsze od 10° , iloczyn $\operatorname{tg} \varphi_1, \operatorname{tg} \varphi_2$ jest wielkością małą i może być zaniedbany. Mamy zatem:

$$t = \frac{R}{2} (\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2) = \frac{R}{2} (i_1 + i_2)$$

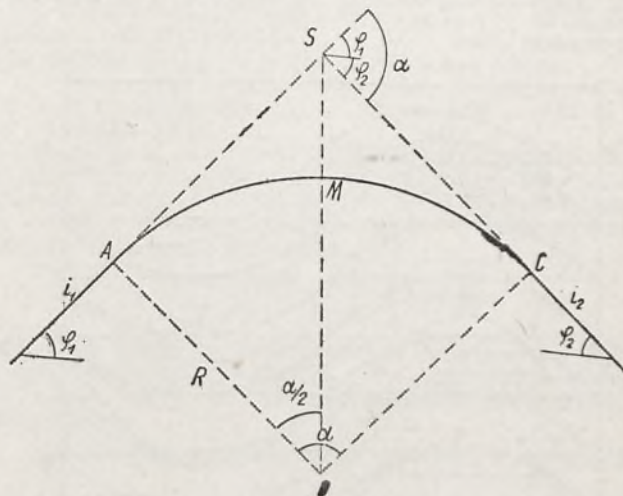
gdzie $i_1 = \operatorname{tg} \varphi_1, i_2 = \operatorname{tg} \varphi_2$

Przy małych spadkach i_1 i i_2 i wielkich promieniach krzywizny R , różnica między $2t$ i długością krzywej $AMC = a$ jest bardzo mała. Na przykład przy $\alpha = 10^\circ; R = 20\,000\text{ m}; 2t = 314,8\text{ m}; a = 314,16\text{ m}$.

Można więc założyć, że $a = 2t$, mamy wtedy $a = R$

$(i_1 + i_2)$ lub $R = \frac{a}{i_1 + i_2}$ przy spadkach o różnych kierunkach. Przy spadkach o tym samym kierunku (według rys. 2), będziemy mieć:

$$t = R \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} \approx \frac{R}{2} (\operatorname{tg} \varphi_1 - \operatorname{tg} \varphi_2) = \frac{R}{2} (i_1 - i_2)$$



Rys. 1

lub

$$R = \frac{a}{i_1 - i_2}$$

Jeżeli oznaczymy $\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg} \varphi_2 = i_1 + i_2 = m$ będziemy

mieć: $t = \frac{R}{2} m; a = R m$, albo $R = \frac{a}{m}$

W tablicy 2 podane są wartości różnicy spadków dla odpowiednich promieni.

Przy wyznaczeniu promienia krzywizny wzorem (2) przyjmuje się wielkość a jako średnią dwóch sąsiednich odległości warstw, ponieważ zwykle nie są one równe.

Projektowanie nowych powierzchni można przeprowadzać różnymi metodami: analityczną, graficzną i grafo-

Tablica II

Promień krzywizny powierzchni R	$m = i_1 + i_2$ Suma spadków o różnych kierunkach lub różnica przy tych samych kierunkach dwóch sąsiednich części terenu przy długości tych części	
	$a = 40\text{ m}$	$a = 50\text{ m}$
10 000 m	0,004	0,005
8000	0,005	0,0062
6000	0,006	0,0075
5000	0,008	0,01
4000	0,01	0,0125
3000	0,013	0,0165
2000	0,02	0,025

analityczną, uwzględnimy jednak tylko dwie następujące metody, które stosuje się w zależności od charakteru terenu:

a) przy dostatecznie wyraźnych spadkach powierzchni wskazane i celowe jest przeprowadzenie poprawki rzeźby metodą czerwonych warstw,

b) przy małych spadkach powierzchni bardziej odpowiada celowi stosowanie metody wyznaczenia projektowanych wysokości wierzchołków siatki kwadratów.

Ta druga droga jest bardziej skomplikowana i trudniejsza aniżeli pierwsza i dlatego stosuje się ją na pojedynczych częściach terenu o małych spadkach równocześnie z metodą pierwszą.

Projektowanie rzeźby metodą (czerwonych) warstw

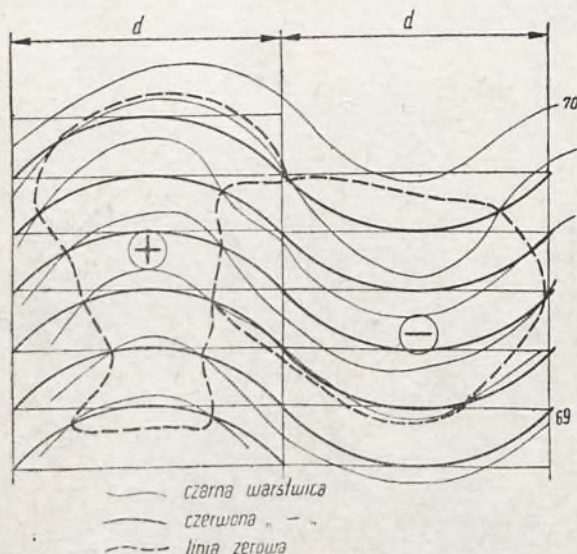
Projektowanie rzeźby metodą warstw polega na poprawieniu lub przeniesieniu warstw tak, aby spadki powierzchni odpowiadały wymaganiom technicznym. Dla

zmniejszenia spadków oddala się warstwice od siebie, podczas gdy dla powiększenia spadków należy je do siebie zbliżyć.

Dla usunięcia niedopuszczalnej falistości terenu zmniejsza się krzywiznę warstwicy.

Przy projektowaniu trzeba starać się o jak najmniejsze poprawianie lub przenoszenie warstwicy, aby uzyskać minimum robót ziemnych.

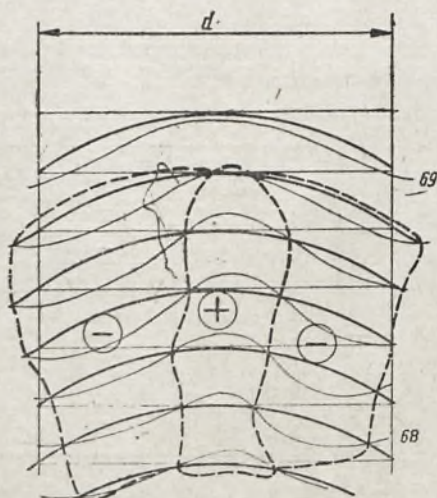
Przy projektowaniu nowej powierzchni dla poszczególnych części terenu, wybiera się najpierw warstwice wyjściowe,



Rys. 3

ciową, od której rozpoczyna się przenoszenie warstwicy następnych. Wybór warstwicy wyjściowej należy uzależnić od wnikliwego przestudiowania istniejącej rzeźby terenu. Jeżeli warstwica wyjściowa okazuje się falista w sposób niedopuszczalny, należy ją najpierw poprawić.

Przeniesienie warstwicy może nastąpić: w jednym kierunku od warstwicy wyjściowej lub końcowej, w obu kie-



Rys. 4

runkach od średniej warstwicy wyjściowej lub w obu kierunkach od dwóch średnich warstwicy wyjściowych.

Jeżeli przesuwana się warstwica w kierunku następnej, wyższej — otrzymuje się wykop, jeżeli przesuwana się ją w kierunku niższej — otrzymuje się nasyp (rys. 3).

Przy przesuwaniu warstwicy dla usunięcia niedopuszczalnych spadków albo jej falistości na linii grzbietowej (dział wodnym) i na linii dna (spływie wód) wielkością kontrolną jest cięciwa, którą w całości należy narysować między ramionami warstwicy, przy równoczesnym styku (w środku cięciwy) z sąsiednią wypukłą warstwicy (rys. 3 i 4).

Długość cięciwy wyznacza się wzorem:

$$d = \sqrt{8 R_{min} h_m} \quad (3)$$

Wzór ten wyprowadza się, jak następuje: z rys. 5 mamy

$$h : s = s : (2 R - h)$$

albo

$$s^2 = (2 R - h) h = 2 R \left(1 - \frac{h}{2 R}\right) h$$

wyraz $\frac{h}{2 R}$ jest wielkością bardzo małą i może być zanedbany, mamy zatem:

$$s^2 = 2 R h$$

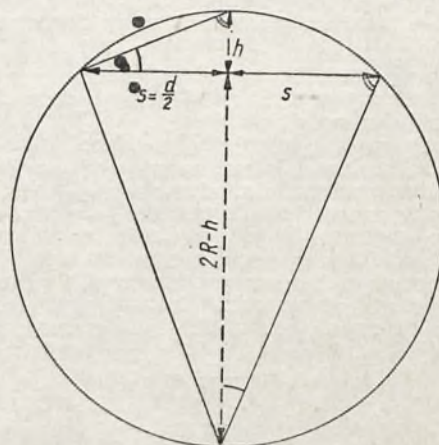
ponieważ jednak

$$s = \frac{d}{2} \text{ zatem } d^2 = 8 R h$$

albo

$$d = \sqrt{8 R h}$$

Falistość warstwicy łagodzi się przez przesunięcie jej ramienia — przy równoczesnym spłaszczeniu jej wypuk-



Rys. 5

łości tak, jak to jest potrzebne, aby cięciwę d można było wpisać. W ten sposób otrzymuje się tak wykop, jak i nasyp, to jest uzyskuje się lokalne wyrównanie mas ziemi. Spłaszczenie lub rozciągnięcie warstwicy usuwa niedopuszczalną falistość (rys. 4).

Projektowanie rzeźby metodą wyznaczenia wysokości wierzchołków siatki kwadratów

Projektowanie rzeźby metodą wyznaczania wysokości jest możliwe przy danych (czarnych) wysokościach wierzchołków kwadratów. Z czarnych kot oblicza się spadki boków kwadratów i ich przekątnych.

Dopuszczalne spadki boków kwadratów sprawdza się wzorem:

$$i_{min} \leq \frac{\Delta h}{a} \leq i_{max} \quad (4)$$

Sprawdzanie spadków na przekątnych kwadratów odbywa się według wzoru:

$$i_{min} \leq \frac{h}{a \sqrt{2}} \leq i_{max} \quad (5)$$

D	67,71	E	68,48	F	68,86
A	68,36	B	68,86	C	69,74
					69,64

Rys. 6

Badanie dopuszczalnych spadków na dwóch sąsiednich bokach kwadratów AB i BC (rys. 6) odbywa się według

wzoru:

$$\Delta h_1 - \Delta h_2 \leq \frac{a}{R_s} \quad (6)$$

albo

$$\Delta h_1 - \Delta h_2 \leq \pm a (i_1 = i_2) \quad (7)$$

gdzie:

- Δh_1 — jest różnicą między wysokościami punktów A i B
- Δh_2 — jest różnicą między wysokościami punktów B i C
- a — jest bokiem kwadratu w metrach
- R_s — jest dopuszczalnym promieniem krzywizny w metrach
- $i_{\min}, i_{\max}$ — jest minimalnym, maksymalnym dopuszczalnym spadkiem
- i_1 — jest spadkiem linii AB
- i_2 — jest spadkiem linii BC

Wzór (5) otrzymuje się w następujący sposób: ze wzoru (2) mamy

$$R = \frac{a}{i_1 - i_2} \quad \text{jednak} \quad i_1 = \frac{\Delta h_1}{a} \quad i_2 = \frac{\Delta h_2}{a}$$

zatem

$$R = \frac{a^2}{\Delta h_1 - \Delta h_2} \quad \text{lub} \quad \Delta h_1 - \Delta h_2 = \frac{a^2}{R}$$

Inż. Franjo Rudl
Ljubljana

i jeżeli w ostatnim wzorze wstawi się $R = \frac{a}{i_1 - i_2}$ otrzymamy:

$$\Delta h_1 - \Delta h_2 = a (i_1 - i_2)$$

Przykład. Dane $H_A = 68,36$; $H_B = 36,86$; $H_C = 69,74$;
 $H_E = 68,48$; $h_1 = 68,36 - 68,86 = -0,50$ m
 $\Delta h_2 = 68,86 - 69,74 = -0,88$ m;
 $\Delta h_1 - h_2 = -0,50 - (-0,88) = 0,38$ m

Przy boku kwadratu siatki niwelacyjnej $a = 40$ m, z dopuszczalną różnicą spadków $i_1 - i_2 = 0,007$, maksymalna dopuszczalna różnica $h_1 - h_2$ powinna być równa

$$a(i_1 - i_2) = 40 \cdot 0,007 = 0,28 \text{ m}$$

W naszym przypadku $\Delta h_1 - \Delta h_2 = 0,38$ 0,28 m co jest niedopuszczalne.

Dla uzyskania potrzebnej wartości różnicy powinno się zmienić wysokość jednego albo trzech punktów. Jeżeli wysokość punktu C zmieni się z 69,74 na 69,64 otrzymamy: $\Delta h_1 - \Delta h_2 = (68,36 - 68,86) - (68,86 - 68,64) = 0,28$ m

Spadek przekątnej EC będzie:

$$\frac{69,64 - 68,48}{40 \sqrt{2}} = \frac{1,16}{56} = 0,02 \text{ m}$$

Powyższe kontrole spadków należy wykonać na wszystkich bokach siatki kwadratów, a na przekątnych kwadratów wtedy, kiedy warstwyce przebiegają prostopadle do przekątnej.

Tłumaczył z niemieckiego: mgr inż. W. Chojnicki

Triangulacja i poligonizacja miasta Ljubljany

Zagadnienie osnowy i uzupełnienia sieci triangulacyjnej Ljubljany było zdecydowane w roku 1953, z przyczyn zasadniczych. Dotychczasowa bowiem sieć nie była całkowita i nie odpowiadała obecnym potrzebom tak ze względu na rozłożenie punktów, jak również ze względu na powiększoną dokładność, jakiej się w dobie dzisiejszej wymaga od sieci trygonometrycznej miasta.

Ljublańska sieć trygonometryczna dzieli się na dwie części, na starą zabudowaną w wewnętrznej strefie miast i na nową, która obejmuje przedmieścia. Stara część sieci pochodzi z roku 1897. Była ona uzupełniona w latach 1912 i 1927, współrzędne są obliczone w tak zwanym „Krymskim układzie”. Nowa część była założona w roku 1938 przez b. Oddział Katastralny i Dochodów Państwowych w Belgradzie, przy czym współrzędne są obliczone w państwowym układzie współrzędnych Gaussa-Krügera.

Znaki punktów starej części sieci są w większej części zniszczone, te punkty których znaki ocalały w zabudowywanym rejonie miasta zostały wprowadzone do sieci założonej w roku 1938.

Nie można więc było mówić o jednolitości i zwartości miejskiej sieci trygonometrycznej, dlatego transformacja współrzędnych z jednego układu na drugi nie mogła dać zadowalających rezultatów ze względu na małą względną dokładność określenia punktów starej części sieci oraz z powodu metod i sposobów przyjętych do obliczeń w tak zwanym „Krymskim układzie” współrzędnych.

Stara sieć poligonowa w zasadzie nie istnieje, a w związku z tym narastały problemy wynikające z potrzeby opracowania planu przestrzennego zagospodarowania miasta, prowadzenia katastru w oparciu o zdjęcia poligonowe itd. Tak więc powstał problem konieczności przystąpienia do zbudowania jednolitej sieci trygonometrycznej miasta Ljubljany, a w oparciu o tę sieć, założenia z kolei sieci poligonów.

Pierwszy projekt sieci trygonometrycznej został opracowany przez sekcję triangulacji Zakładu Geodezji w Ljubljanie, przewidywał on wpasowaną sieć w formie układu centralnego z pomiarem bazy na ljublańskim polu, a wewnątrz układu centralnego — rozwinięcie sieci podstawowej i dopełniające III rzędu oraz sieci IV rzędu.

Nawiązanie punktów układu centralnego do okolicznych danych punktów sieci triangulacyjnej I i II rzędu i wy-

równanie całości miało nastąpić przy warunku najmniejszej sumy kwadratów błędów obserwacji. Nastąpiły wówczas skręt i przesunięcie układu centralnego przy założeniu stałości i położenia obranego punktu środkowego II rzędu „34c Grad”.

Fachowa komisja, jaka została powołana w roku 1954 na dorocznym Zjeździe Stowarzyszenia Geodetów Ludowej Republiki Słowenii — członkami której byli: prof. inż. Vodusek Rasza, prof. inż. Czuczek Ivan i inż. Rudl Franjo — przeanalizowała zagadnienie sieci trygonometrycznej, jak również pierwszy projekt tej sieci opracowany w r. 1953 i w następstwie przyjęła następujące założenia:

1. Należy odnowić i uzupełnić miejską sieć trygonometryczną, powiększając dokładność w założeniach projektu.
2. Należy pomierzyć bazę, która była założona w pierwszym projekcie w celu kontroli liniowych zniekształceń, jakie istnieją w tej części państwowej sieci triangulacyjnej.

W międzyczasie, przed rozpoczęciem prac w roku 1955, przyjęty został projekt nowej instrukcji o sieciach triangulacyjnych miast, a także częściowo przyjęto projekt instrukcji o poligonizacji precyzyjnej w miastach.

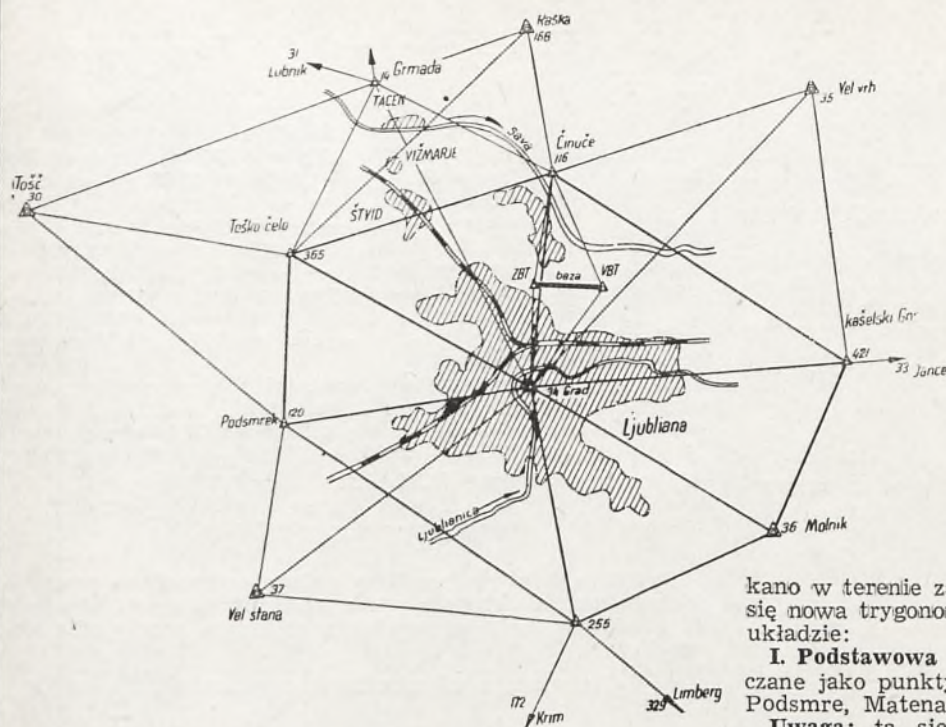
Wiedząc, że prace nad nową osnową geodezyjną miasta potrwały 2 do 3 lat, należało pracę tę dostosować do zasad, mających się ukazać w tym czasie, nowych instrukcji. Z tych powodów doszło do zmiany pierwotnego projektu przy następujących założeniach:

- będzie założona podstawowa —zwarta sieć centralna wpasowana do istniejących punktów sieci państwowej I i II rzędu z tym, że nowe punkty będą jednocześnie wyrównane metodą spóstrzeżeń pośredniczących,

- niezależnie od tego wyrównania należy dokonać wyrównania sieci centralnej przy wykorzystaniu pomiarzonej bazy na „Ljublańskim Polu” i uprzednim wyrównaniu siatki bazowej,

- z różnic długości boków obliczonych w sieci centralnej oraz długości określonych ze współrzędnych otrzymanych w wyniku wyrównania, (jak w p.1) obliczona zostanie średnia wielkość liniowego zniekształcenia, która w szczególnym przypadku zostanie uwzględniona w obliczeniach precyzyjnej poligonometrii,

- ze względu na dokładność, jaka jest wymagana od sieci trygonometrycznej w miastach, jak również z uwagi na rząd dokładności wymaganej w takim mieście, jakim



jest Ljubljana, maksymalne poprawki kierunku, które otrzymamy przy wyrównaniu współrzędnych, nie mogą być większe od 5".

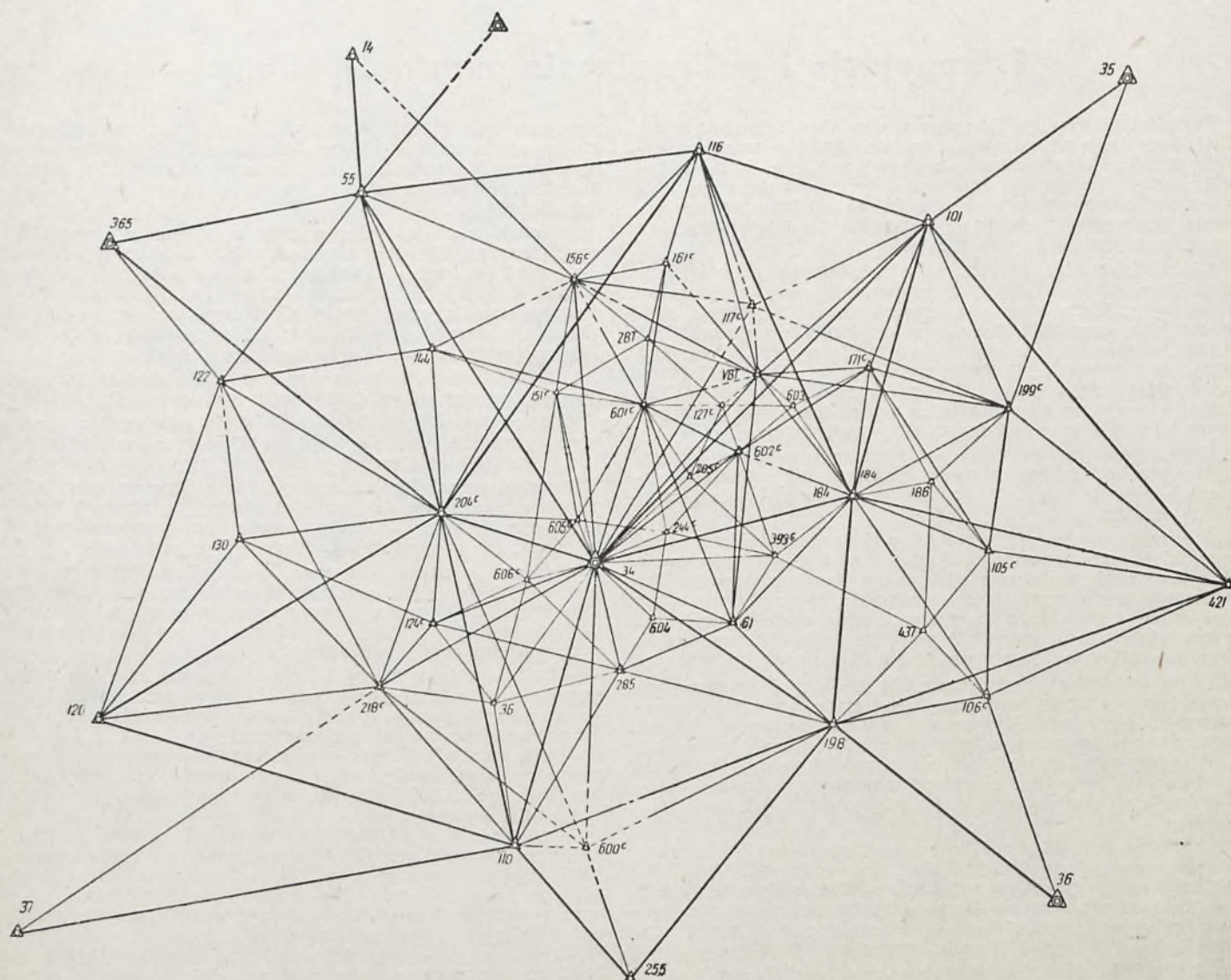
Z uwagi na te wymagania i mając na względzie fakt założenia w następstwie sieci poligonizacji precyzyjnej, projektowana pierwotna sieć trygonometryczna IV rzędu nie będzie wykonana.

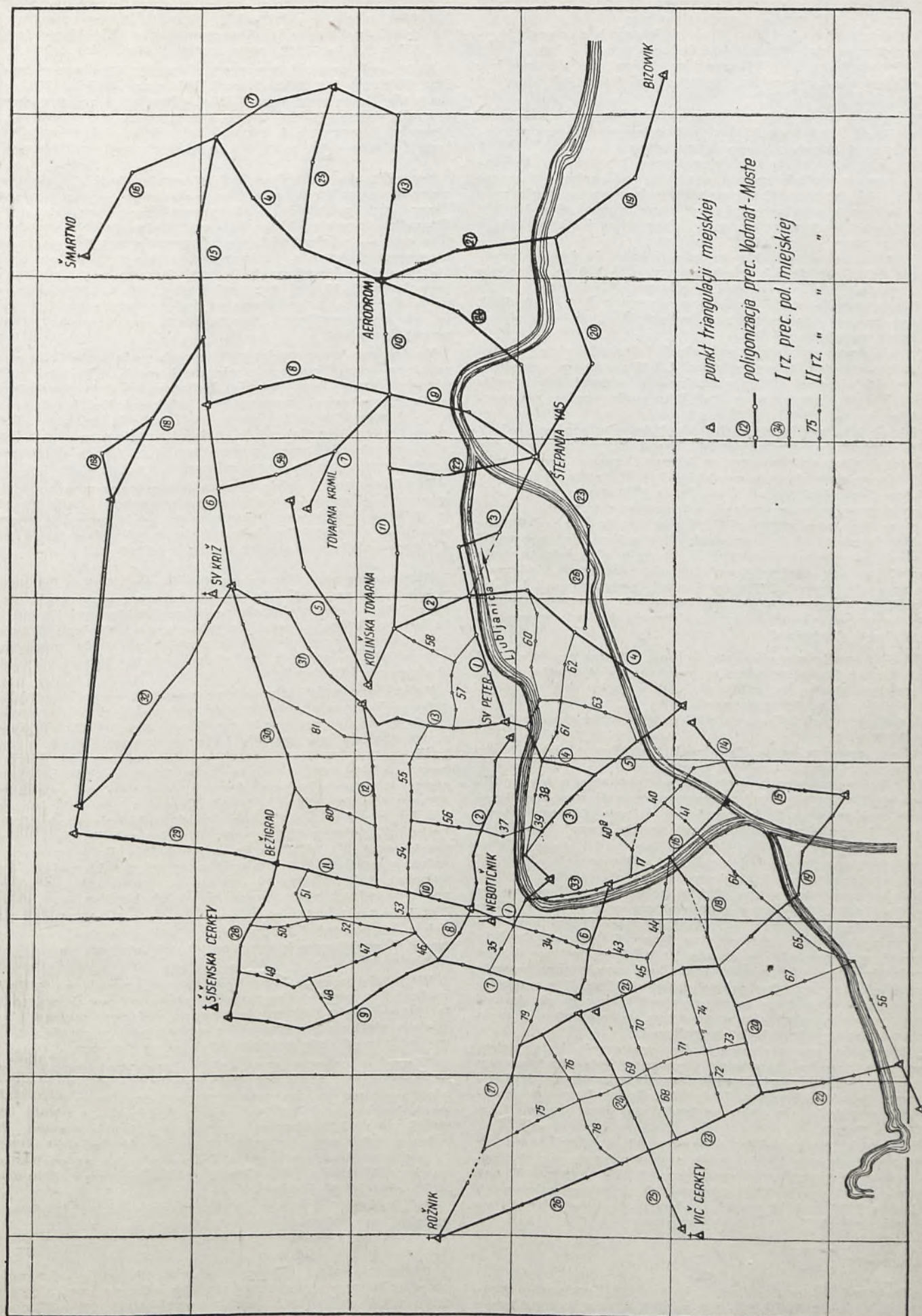
5. W pierwszym projekcie przewidziane obserwacje kierunkowe z powiększeniem ilości spostrzeżeń zastąpić należy na istniejących punktach I i II rzędu, na punktach podstawowej sieci oraz na wciętych punktach wewnątrz podstawowej sieci metodą obserwacji poszczególnych kątów z warunkiem zamknięć horyzontu, zgodnie z założeniem projektu nowej instrukcji.

Drugi projekt został dodatkowo uzupełniony w pierwszym roku pracy w następstwie trudności, na jakie napotkano w terenie zalesionym i w rezultacie wykryła się nowa trygonometryczna sieć Ljubljany w następującym układzie:

I. Podstawowa sieć trygonometryczna. Punkty są obliczane jako punkty II rzędu: są to punkty: Grad, Czrmicze, Podsmre, Matena, Teszko czelo, Kaszeljski gircz, Grmada.

Uwaga: ta sieć odpowiada sieci „strefa przejściowa” jaka jest wymieniona w instrukcji.





II. Miejska sieć trygonometryczna. Punkty są obliczane jako punkty III rzędu z podziałem na:

- a) główną sieć — 6 punktów obliczanych z uwzględnieniem wpływu krzywizny ziemi (wizury ponad 5 km),
- b) dopełniającą sieć 31 punktów, które są obliczane bez uwzględnienia wpływu krzywizny ziemi (wizury krótsze od 5 km).

W całości więc sieć miejska składa się z 44 punktów triangulacji, z których 35 jest odnowionych lub uzupełnionych oraz 9 zupełnie nowych punktów.

Kierunki w sieci są tak uzupełnione i rozłożone, że stanowi ona jednolicie powiązaną sieć na całym obszarze miasta. Na załączonych rysunkach pokazane są kopie map przeglądowych podstawowej trygonometrycznej sieci i miejskiej sieci trygonometrycznej, obrazujących konstrukcję nowej osnowy geodezyjnej Ljubljany.

W strefie miasta punkty są tak ułożone, że średnia wzajemna odległość dwóch punktów wynosi 1610 m. (Średnia obliczona z 87 boków o ogólnej długości 139,7 km).

W ten sposób został spełniony warunek § 7 instrukcji, który stanowi, że wzajemna odległość dwóch punktów nie może przekroczyć 4 km.

Co się tyczy podstawowej sieci triangulacyjnej, która stanowi wież pomiędzy punktami I i II rzędu oraz punktami miejskiej sieci triangulacyjnej i odpowiada „strefie przejściowej” dopuszczalna jest jako maksymalna poprawka kierunku — dla I i II rzędu dokładności 8" (w sieci miejskiej 5"), w ljublańskiej sieci triangulacyjnej osiągnięto odchyłki v średnio = 0",93 od kierunku pomiędzy punktami sieci podstawowej a kierunkiem na dany punkt i od kierunku z danych punktów I i II rzędu na punkty podstawowej sieci $V_1 = v + \Delta z = 1"81$ (w tym już wliczono poprawkę za orientację na danym punkcie).

Jak w tym przypadku praktyka wykazała nie należy zakładać bardziej tolerancyjnych kryteriów na poprawki w sieci „strefy przejściowej” i wydać się, jak to było dowiedzione, że postąpiliśmy słusznie podnosząc sieć podstawowa do stopnia II rzędu sieci podstawowej i jako taka sieć tę wyrównuwać, ponieważ nie stawiając wysokich wymagań nie możemy oczekiwać od sieci wewnętrznej dużych dokładności.

III. Sieć poligonizacji precyzyjnej. Wewnątrz miejskiej sieci triangulacyjnej została założona sieć poligonizacji precyzyjnej, która w zależności od sposobu jej wykonania dzieli się na dwie grupy:

- a) sieć precyzyjną bazową poligonometrii w rejonie Vodmat-Moste,

- b) sieć precyzyjną poligonizacji „strefy miejskiej” (to znaczy zabudowanego rejonu miasta).

Różnice w sposobach wykonania sieci precyzyjnej poligonometrii powstały stąd, żeśmy zakończyli prace obliczeniowe poligonometrii bazowej w rejonie Vodmat-Moste w r. 1955, zanim poznaliśmy wymagania nowej instrukcji, dotyczącej precyzyjnej miejskiej poligonizacji i stosowaliśmy w tym czasie wymagania instrukcji o poligonometrii III i IV rzędu wydanej przez Związkowy Urząd Geodezji.

Różnica pomiędzy grupą a) i b) poligonometrii polega na tym, że długości boków w grupie a) wynoszą średnio 465 m (26 poligonów o 66 bokach i ogólnej długości 3078 m), ponadto w grupie a) zastosowano pomiar długości przy użyciu łąty bazowej, podczas gdy w grupie b) boki są krótsze i stosownie do przepisów nowej instrukcji pomierzone zostały bezpośrednio precyzyjną taśmą długości 50 m. Dla uniknięcia łańcuchowych zwisów precyzyjnej taśmy w czasie pomiaru należało użyć dynamometrów, termometru i podrecznych, pomocniczych łąt z bolcami.

Komparacja precyzyjnych taśm roboczych była dokonana ze szczególną starannością na specjalnie zbudowanym komparatorze, którego długość została określona drutami inwarowymi Wojskowego Instytutu Geograficznego (komparator znajduje się obok zachodniego słupa bazy „Ljublańskie Pole”).

W rejonie Vodmat-Moste mamy 42 punkty, w które zostało włączonych 14 dawnych oraz ponownie zastabilizowanych punktów trygonometrycznych IV rzędu. W tak zwanej „strefie miejskiej” mamy 239 punktów założonych do końca 1956 r. i 32 punkty założone w tym roku, które należało uzupełnić dla zakończenia prac.

Instrumenty

1. Do prac triangulacyjnych były użyte wyłącznie precyzyjne teodolity Wild T3, dwa z nich były użyzione przez Wojskowy Instytut Geograficzny, a właściwie przez Przed-

siębiorstwo Fotogrametrii w Belgradzie (teodolity nr 18647 i 18689), stary podział 360°, odczyt 0",2) oraz pożyczony od Instytutu Geodezji i Fotogrametrii w Ljublanie teodolit Wilda T3 (nr 1112, nowy podział 400g, odczyt 1c).

2. Do poligonizacji precyzyjnej użyto: dwa nowe teodolity Wild T2 (nr 35543 i nr 35548, stary podział 360°, odczyt 1"); inwarowe łąty Wilda, długości 2 m, urządzenia sygnalizacyjne Wilda (dwa komplety z urządzeniem do obserwacji nocnych i odpowiednia ilość statywów). Prócz tego dwie precyzyjne taśmy, o których wspomniano wyżej.

Sygnalizacja punktów sieci triangulacyjnej. Co się tyczy sposobu sygnalizacji punktów trygonometrycznych, musieliśmy się pogodzić z kompromisowym rozwiązaniem. Wszystkie punkty, które nie posiadały stałych przedmiotów celu — wieże kościelne, piorunochrony itd. — zostały oznaczone statecznie zbudowanymi sygnałami. W tym czasie nie mogliśmy liczyć na heliotropy lub na specjalne tarcze sygnałowe (§ 15 pkt 2 nowej instrukcji) i musieliśmy się zadowolić tym, że celowano na świecę (górną część) sygnału, co w szczególnych przypadkach dopuszczają przepisy nowej instrukcji.

Do takiego kompromisowego rozwiązania zostaliśmy zmuszeni ze względów czysto ekonomicznych, ponieważ organizacja pracy przy użyciu heliotropów lub specjalnych tablic sygnałowych wymagałaby większej ilości zatrudnionych i powodowałaby konieczność użycia większej ilości czasu, a na powiększenie nakładów finansowych, jakie taka organizacja pracy spowodowałaby, nie mieliśmy pokrycia w umowie ze zleceniodawcą.

Rezultaty pracy, jakie otrzymano w wyrównaniu podstawowej i miejskiej sieci trygonometrycznej, jak również w obliczeniach i wyrównaniu sieci poligonometrii precyzyjnej — potwierdziły, że przyjęty sposób obserwacji celu dał zadowalające, a nawet dobre rezultaty.

Obserwacja punktów triangulacyjnych. Okolice Ljubljany położone są w strefie, która nawiedzają często mgły, podczas dnia, o zdawałoby się najlepszej widoczności, powstają opary, które utrudniają obserwacje. Wpłynęło to na przedłużenie prac obserwacyjnych i nie był rzadkością przypadek, że należało na niektórych punktach ponawiać obserwacje kilkakrotnie.

Prócz tego zaistniały i inne przyczyny czysto osobistej natury. Triangulatorzy, którzy przywykli do dotychczasowych sposobów pracy nie mogli od razu przestawić się na nową metodę obserwacji, która wymaga skontrolowania każdego pojedynczego nacechowania z obaw, że obliczona ocena dokładności pomiaru kąta (błąd średni) już przez samo rozpowszechnienie danych z obserwacji spowoduje otrzymanie innych wielkości. Dedykując oddziaływała różnica $r = 2\text{ cd} - 2\text{ cl}$ (różnica dwukierunkowych błędów kolimacji, jaka według przepisów instrukcji nie powinna przekraczać 3"), dlatego że odpowiednią ilość spostrzeżeń należało anulować i zamienić nowymi pomiarami „z” (zaśpęczy), tak, ażeby tak zwane „zerowanie wyników” pomiaru odpowiadało prawu średnich błędów.

Były chwile, że obserwatorzy, znani skądinąd jako dobrzy i pojeźni triangulatorzy, byli zachwiani w ocenie prawdziwości swych prac na skutek otrzymywanych niedokładności.

W czasie prac polowych zostały wprowadzone niektóre zmiany w planie obserwacji katów, z uwagi na to, że najpierw miała być wyrównywana sieć podstawowa (dawniejsza siatka centralna) jako wpasowana w punkty I i II rzędu, a następnie miejska sieć triangulacyjna.

Niemniej przestrzegano, ażeby zachować prawidłowość w pomiarach, ponieważ kąty niezbędne do wyrównania sieci podstawowej były zestawiane z pomiarem poszczególnych katów — 3,5 albo i więcej katów — o różnej długości wizur i mierzonych często w różnych czasach. Tak więc w toku prac uzupełniano pomiar katów sieci podstawowej, co okazało się szczególnie niezbędne na centralnym punkcie II rzędu „34c Grad”, gdzie faktycznie pomierzonych zostało 30 katów.

Zamknięcia horyzontu dokonano najpierw z bezpośrednio pomierzonych katów sieci podstawowej, a wewnątrz tych wyrównanych — dokonano wyrównania pozostałych katów.

Obliczenie sieci triangulacyjnych. Przed wyrównaniem sieci dokonano obowiązującego sprawdzenia zamknięć trójkątów. W trójkątach podstawowej sieci triangulacyjnej otrzymano następujące wyniki (tablica D):

Tablica I

Trójkąt	Odczyłka	Trójkąt	Odczyłka
120 - 30 - 365	+ 1",15	172 - 255 - 36	- 0",26
365 - 30 - 168	- 1",56	172 - 255 - 329	- 0",72
168 - 116 - 365	- 3",47	255 - 36 - 329	+ 0",26
365 - 116 - 34c	+ 3",38	172 - 36 - 329	- 0",20
34c - 120 - 365	- 1",35	329 - 36 - 173	+ 0",79
37c - 120 - 34c	+ 2",41	34c - 36 - 255	+ 3",39
34c - 255 - 120	+ 1",82	34c - 421 - 36	+ 1",06
120 - 255 - 37	+ 1",83	34c - 116 - 421	- 2",95
37 - 34c - 255	+ 1",25	421 - 116 - 35	- 1",38
255 - 172 - 37	- 0",60	34c - 116 - 35	- 2",21
421 - 34c - 35	- 2",12	Uwaga: przewyższenie sferyczne wynosi w tych trójkątach od 0"10 do 1"16	
116 - 168 - 35	+ 2",89		
421 - 35 - 33	- 1",88		
36 - 421 - 33	- 1",09		
36 - 33 - 173	- 2",72		

Rezultaty zamknięć trójkątów w sieci miejskiej są jeszcze dokładniejsze. Wyrównanie sieci dokonano w następującym porządku:

1. Podstawa sieć — 6 punktów jednocześnie
1 punkt oddzielnie (Grmada)
2. Miejska sieć grupa A — 3 punkty jednocześnie
grupa B — 3 punkty jednocześnie
grupa C — 4 punkty jednocześnie
grupa D — 3 punkty jednocześnie

7 grup punktów po 2 jednocześnie i pozostałe punkty wyrównane zostały pojedynczo.

Ze względu na dużą ilość punktów (razem 44) odstąpiono od tego, ażeby dokonać wyrównania jednorazowego, ponieważ wymagało to rozwiązania 88 równań normalnych, a taka organizacja pracy powodowała potrzebę dokonania specjalnych przygotowań, których we względnie małej Sekcji Triangulacji Zakładu Geodezyjnego nie można było dokonać, a sytuacyjna dokładność określenia punktu nie zmieniłaby się na tyle, ażeby ekonomicznie takie przedsięwzięcie było słuszne i uzasadnione.

Dodatkowe próbne wyrównanie — układane w zupełnie innych grupach od 5 do 6 punktów — zadane jako prace programowe studentom Geodezyjnego Oddziału Technicznego Wydziału w Ljublanie wykazało, że nowe współrzędne różniły się minimalnie około 1 cm (w jednym tylko przypadku różnica wyniosła 2 cm). Średnie błędy współrzędnych M_x i M_y , wyrównanych współrzędnych punktów triangulacyjnych zawierają się w granicach od 0,0 do 1,6 cm, jednak przeważnie poniżej 1 cm.

Niżej podane zestawienie podaje różnicę współrzędnych identycznych punktów — określonych na nowo (1956/57 rok) i danych współrzędnych (tablica II).

Maksymalna różnica współrzędnych otrzymana na byłych punktach III rzędu.

119 Rakova Jelsza $y = -0,13$ m $x = -0,24$ m
120 Podsmreha $y = -0,30$ m $x = -0,18$ m

Różnice wymienione w tym wykazie pokazują, że odpowiednio dokładności dawnych punktów były względnie słabe, a więc nie odnowiona i nie uzupełniona sieć nie dałaby zadowalających rezultatów do oparcia na niej poligonizacji precyzyjnej, gdzie jest wymagana względna dokładność 1:10 000 dla ciągów I rzędu oraz 1:6000 dla ciągów II rzędu.

W odnowionej i uzupełnionej sieci triangulacyjnej obserwujemy dużą precyzyjną pewność wyznaczonych punktów, a w stosunku do sieci państwowej zagwarantowana jest sąsiadująca dokładność punktów.

Rezultaty obliczeń i wyrównania sieci poligonizacji precyzyjnej I i II rzędu. Jako dozwolone błędy przyjęte zostały:

1. W kątach — połowa błędu dopuszczalnego instrukcją dla poligonizacji IV rzędu, to jest

$$m \leq \pm 5 \sqrt{n+3}$$

2. W długościach —

$$f_d \leq \frac{1}{10\,000} \cdot [d] \text{ w poligonach I rzędu}$$

$$f_d \leq \frac{1}{6\,000} \cdot [d] \text{ w poligonach II rzędu}$$

według przepisów nowej instrukcji o pomiarach miast.

Uzyskano następujące rezultaty: nadmienić należy, że w żadnym z ciągów błędy nie przekroczyły granic dopuszczalnego błędu więcej jak o 50%, a mianowicie:

— średnią dokładność sieci poligonowej obliczono ze wzoru

$$\text{śr. dokł.} = \frac{[fa]}{[d]}$$

i wynosi:

1) dla bazowej poligonizacji sieci Vodmat-Moste 1:21 830 (najniższa względna dokładność 1:10 670, najwyższa 1:58 000), przy ilości 26 ciągów I rzędu,

2) dla precyzyjnej poligonizacji sieci „miasto” odpowiednio jest względna dokładność (średnia) w sieci I rzędu 1:397 000 (najniższa 1:15 100, najwyższa 1:134 600), ogólna ilość ciągów 32, a w sieci II rzędu średnia względna dokładność wyniosła 1:29 000 (najniższa 1:11 100, najwyższa 1:138 000), ogólna ilość ciągów 49. Tak więc widzimy, że osiągnięto pierwszorzędne rezultaty.

Z obliczeń sieci poligonowej wyliczono średnie liniowe zniekształcenie odrzutowania, jakie istnieje w rejonie sieci ljubljanskij z 12 boków podstawowej sieci triangulacyjnej.

Wyliczony moduł wynosi: $m = 1 - 0,0000074 = 0,9999926$. Tak więc z powodu deformacji pomiarów sieci triangulacyjnej powstaje systematyczny błąd przy pomiarze długości w rejonie miasta Ljubljany, który wynosi 7,4 mm na 1 km. Jeżeli więc chcemy ten błąd usunąć, to dla pomierzonych prawidłowo długości, należy wprowadzić poprawkę — $0,0000074 D$ (poprawka jest ujemna). W obliczeniach poligonizacji precyzyjnej poprawka została uwzględniona.

Większość długości boków mierzona była pośrednio, to jest przy zastosowaniu pomiaru kąta paralaktycznego. Dobre rezultaty obliczeń tych ciągów poligonowych, na które składały się boki o długościach mierzonych para-

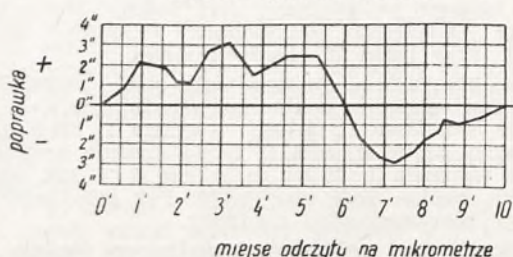
Tablica II

Lp.	Nr punktu	Nazwa punktu	Różnice współrzędnych nowych i starych	
			y	x
1	34c	Grad	+ 0,00	- 0,04 m
2	365	Toszo czelo	- 0,00	+ 0,01
3	14	Grmada	- 0,02	+ 0,08
4	36	Sibirja	+ 0,02	- 0,16
5	61	Golovec	+ 0,02	+ 0,08
6	101	Pljaka gora	- 0,09	- 0,14
7	105c	Dolje	- 0,16	- 0,09
8	106c	Sv. Urh	- 0,07	+ 0,14
9	116	Czrmuce	+ 0,00	- 0,05
10	115	Nad. St. Vid	- 0,05	- 0,06
11	117c	Tomaczevo	+ 0,00	- 0,17
12	119	Rakova Jelsza	- 0,13	- 0,24
13	120	Podsmreha	- 0,30	- 0,18
14	122	Podutik	- 0,01	- 0,11
15	124c	Vocz	- 0,04	- 0,04
16	127c	Sv. Križ	+ 0,04	- 0,13
17	130	Bokalce — centr przekopany, nie znajduje się na dawnym miejscu		
18	151c	Sziszka	+ 0,02	- 0,11
19	156c	Vodovod	+ 0,05	- 0,02
20	161c	Stožice	- 0,05	- 0,11
21	171c	Szmarčno	- 0,16	- 0,17
22	184	Aerodrom	- 0,06	- 0,08
23	186	Pri aerodr.	- 0,14	- 0,11
24	193c	Sztepanja vas	+ 0,06	- 0,04
25	199c	Zadobrava	- 0,13	- 0,08
26	204c	Różnik	+ 0,04	- 0,11
27	255	Matena	+ 0,08	- 0,16
28	285	Ižanska	+ 0,04	- 0,20
29	421	Kaszeljski g.	- 0,06	- 0,09
30	437	Bizovik	- 0,01	+ 0,05
Dawne punkty IV rzędu, które są wprowadzone do sieci poligonizacji precyzyjnej:				
31	168		- 0,05	- 0,11 m
32	169		+ 0,01	- 0,10
33	170		- 0,09	- 0,06
34	185		- 0,08	- 0,07
35	187		- 0,10	- 0,07
36	188		- 0,06	- 0,11
37	190		+ 0,04	- 0,08
38	191		+ 0,08	+ 0,11
39	192		+ 0,08	- 0,06
40	194		+ 0,02	- 0,03
41	195		+ 0,03	+ 0,07
42	200		- 0,13	- 0,08
43	213		- 0,02	- 0,03

Jak widzimy różnice wahają się ze względu na znak, jak również na wielkość różnicy.

laktycznie, nie byłyby osiągnięte, gdyby nie została dokonana — prawdopodobnie do tego czasu nie badana — ocena błędów mikrometru optycznego w obu teodolitach Wild T2. Ze błędów te zostały odnalezione i zbadane jest to zasługa inż. Mariana Jenka, który wykonał większą część prac przy poligonizacji Ljubljany i tym sposobem

Wykres poprawki mikrometru optycznego teodolitu Wild T-2 Nr. 35548



otrzymano szczegółową ocenę średniego błędów rzeczonych kątów.

Zmienność średnich błędów, jakie otrzymano pomimo najstaranniejszych warunków obserwacji, doprowadziła do wniosku, że mikrometr optyczny teodolitu posiada niejaki błąd stały. Badanie przeprowadzono drogą dokonania dokładnych pomiarów komparacyjnych. Celowano na poziomie ustawioną łatę inwarową z podziałem 0,5 cm, przy długości celowej 51,60 m (wówczas kąt paralaktyczny wynosił ca 20''), przechodząc przez wszystkie interwały mikrometru optycznego.

Analiza rezultatów komparacyjnych pomiarów jasno wykazała, że stały błąd mikrometru i poprawki na odczyt mikrometru są funkcją samych odczytów (to jest liczb jednej minuty i sekundy).

Poprawki otrzymano rzędu $\pm 3,0$ i przy użyciu wyżej pokazanych diagramów (oryginały zostały opracowane przy wielkości interwału 10'') nanoszone były poprawki do odczytów pomiaru kąta, przy czym sumowano poprawki 2 odczytów.

Krzywe diagramu poprawek optycznego mikrometru obu teodolitów mają kształt zbliżony do sinusoidy.

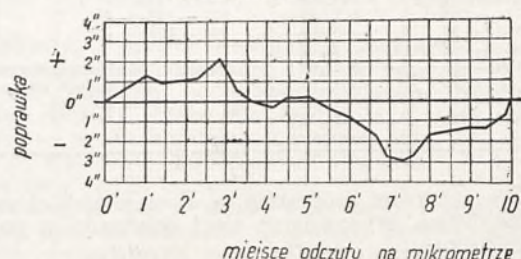
Błędy mają zapewne związek z niedokładnością oszlifowania płytek mikrometru optycznego.

Stwierdzenie istnienia de facto takiego błędu w mikrometrze, może nam objaśnić — do pewnego stopnia — tak zwane „zgrupowanie wyników” i należałoby rozpocząć badania w tym kierunku.

W nowej instrukcji o miejskiej sieci triangulacyjnej (patrz § 23 str. 22) objaśnia się zjawisko „zgrupowania wyników” jako „zbieg różnych przyczyn przy pomiarze poszczególnego kąta, które powodują przypadkowe odchylenie celowej”.

Wydaje się, że ze względu na stwierdzenie stałego błędu

Wykres poprawki mikrometru optycznego teodolitu Wild T-2 Nr. 35543



w teodolitach Wild T2 nr 35543 i 35548, można wnioskować, iż stałe błędy istnieją również w mikrometrach precyzyjnego teodolitu Wild T3, który jest używany do obserwacji miejskiej sieci triangulacyjnej.

Prawdopodobnie było to przyczyną, w większości przypadków, powstawania błędów $r = 2cd - 2dl$ większych od 3'', jak również dokonywania spostrzeżeń „zastępczych” w przypadkach ponowienia pomiarów ze względu na tak zwane „zgrupowanie wyników”. Dlatego też byłoby wskazane ustalić potrzebę przeprowadzania badań mikrometrów optycznych teodolitów Wild T3 przed przystąpieniem do obserwacji miejskich sieci triangulacyjnych, jak to już czyni się obowiązkowo z badaniem przesuwu limbusa.

Na zakończenie jeszcze niektóre wiadomości o bazie „Ljublańskie Pole”. Długość bazy wynosi 1920.201107 m $\pm \pm 2,242$ mm, względna dokładność 1:860 000. Pomiaru dokonano dwoma drutami inwarowymi Wojskowego Instytutu Geograficznego.

Objętość tego artykułu byłaby zbyt wielka, gdyby chciał podać całość materiału, jaka się nagromadziła w ciągu trzyletniej pracy (na przykład: prace przygotowania i pomiaru bazy, opis stabilizacji punktów i ich zabezpieczenia, szczegółowe badania współczynnika rozszerzalności tańm precyzyjnych, różne komparacje, przyjęte metody obliczeń redukcji i poprawek itd.). Podane więc zostały najważniejsze dane, ażeby w pierwszym rzędzie dać ogólne wiadomości o tej pierwszej pracy, jaka została wykonana według nowych instrukcji w Ludowej Republice Słowenii.

Tłumaczył: mgr inż. Władysław Barański

Mgr inż. Bronisław Łacki

Kształcenie mierniczych i kartografów w NRD

Na zaproszenie Izby Technicznej (Kammer der Technik) w Berlinie wziąłem udział w konferencji w Dreźnie, w dniach 13 i 14 marca 1959 r. na temat kształcenia i doksztalcenia w miernictwie i kartografii.

Na konferencji miałem możliwość zaznajomić się, przynajmniej w głównych zarysach, z układem kształcenia młodzieży w Niemieckiej Republice Demokratycznej w zawodzie geodezyjnym. Tymi wiadomościami podzielię się obecnie z czytelnikami, przy czym szczegółowiej omówię tu tylko zasady kształcenia na poziomie średnim.

W NRD kształci się mierniczych i kartografów według trzech stopni kwalifikacyjnych, to jest:

1. Na poziomie technika, którego w NRD nazywają obecnie „facharbeiter”.

2. Na poziomie inżyniera i

3. Na poziomie inżyniera dyplomowanego.

Odpowiednio do tego podziału są trzy rodzaje szkół:

— zakładowa szkoła zawodowa, przy czym szkół takich dla zawodu geodezyjnego w NRD — jest pięć,

— szkoła inżynierska — jedyna taka szkoła jest w Dreźnie,

— Instytut Geodezyjny Wyższej Szkoły Technicznej. Istnieje w NRD tylko jeden instytut — w Dreźnie, o charakterze

placówki naukowej i nauczania. Drugi Instytut Geodezyjny w Poczdamie jest placówką wyłącznie naukową.

Zawodowe wykształcenie rozpoczyna się po ukończeniu szkoły podstawowej ogólnokształcącej 8-letniej i średniej szkoły 2-letniej, zakończonej świadectwem średniej dojrzałości w wieku lat 16, lub średniej szkoły 4-letniej ze świadectwem maturalnym w wieku lat osiemnastu.

Po osiągnięciu takiego wykształcenia można wstąpić do jednej z pięciu zakładowych szkół zawodowych o kierunku mierniczym lub kartograficznym. Szkoły te prowadzone są wprost przez poszczególne przedsiębiorstwa państwowe: miernicze lub kartograficzne w ten sposób, że korzystają one z lokalu, sprzętu i personelu fachowego przedsiębiorstwa, które nie tylko że posiada środki materialne na prowadzenie szkoły, ale prowadzi również internat skupiający większość uczniów, a także wypłaca uczniom (rodzicom uczniów) stałe jakby stypendium do 100 marek miesięcznie, co stanowi poważną pomoc dla rodziców, zważywszy niskie ceny rynkowe w tym kraju.

Nauka dla przyszłych geodetów trwa 3 lata, przy czym maturzyści, przy dobrych postępach w nauce mogą skończyć szkołę w dwa lata (przeciętnie w wieku lat 19—20). Po egz-

minie ostatecznym w średniej szkole o kierunku mierniczym, otrzymuje się tytuł podobny do naszego technika mierniczego (Vermessungsfacharbeiter). Charakterystyczne jest to, że Niemcy nie używają obecnie słowa technik. Po jednorocznej praktyce w zakładzie pracy i jednorocznym studium w szkole inżynierskiej oraz po złożeniu egzaminu państwowego — otrzymuje się, odpowiednio do kierunku praktyki, tytuł i uprawnienia topografa, fotogrametry lub mierniczego (Landmesser). Takie kwalifikacje osiąga się przeciętnie w wieku 21 lat.

Nauka dla przyszłych kartografów-kreślarzy trwa 2 lata. Po egzaminie ostatecznym otrzymuje się tytuł kreślarza-kartografa. Zaś po rocznej praktyce i jednorocznym studium w szkole inżynierskiej oraz po zdaniu państwowego egzaminu, otrzymuje się tytuł i uprawnienia kartografa.

W szkole inżynierskiej można studiować również zaocznie, a wtedy nauka trwa 2 lata. Po skończeniu zakładowej szkoły zawodowej i jednorocznej praktyce istnieje także możliwość wstąpienia na 3 lata do szkoły inżynierskiej, i po egzaminie państwowym — uzyskania stopnia inżyniera-geodety (Vermessungs-Ingenieur), co następuje przeciętnie w wieku 24 lat. Jest tu również możliwość studiowania zaocznie.

W podobny sposób dojść można do wykształcenia i stopnia inżyniera kartografa.

Maturzyści, po zakładowej szkole i po jednorocznej praktyce lub tylko po jednorocznej praktyce bez ukończenia zakładowej szkoły zawodowej, mogą wprost rozpocząć 5-letnie studia w Drezdeńskim Instytucie Geodezyjnym Wyższej Szkoły Technicznej i zakończyć je egzaminem dyplomowym z tytułem dyplomowanego inżyniera geodezji lub dyplomowanego inżyniera kartografii (w wieku około 25–26 lat), z dalszymi możliwościami do kariery naukowej.

Niemiecki system kształcenia zawodowego jest najciekawszy na odcinku zakładowych szkół zawodowych mierniczych i kartograficznych i dlatego omówię go trochę szczegółowiej.

Szkoły średnie kształcące mierniczych oraz szkoły średnie kształcące kartografów, zarówno ze względu na odrębne kierunki wiedzy zawodowej, jak i ze względu na odmienną organizację nauczania — są niezależne.

W pierwszej kolejności omówię zasady kształcenia mierniczych w zakładowych szkołach zawodowych. Odbywa się ono przy dużym udziale zajęć praktycznych. Z tego też powodu nauka prowadzona jest systemem turnusowym: 1 tydzień teorii i 2 tygodnie praktyki w okresie trzech lat. Ponieważ zaś praktyka wymaga tworzenia zespołów pomiarowych, więc łączy się uczniów 1, 2 i 3 klasy w zespoły, w których wszystkie czynności wykonują uczniowie. Czynności robotników wykonują uczniowie 1 klasy, inne czynności — uczniowie wyższych klas. Czynności kierowników zespołów wykonują uczniowie 3 klasy. Praca, w okresach 2-tygodniowych zajęć terenowych, ma na celu wykonanie zadań produkcyjnych przedsiębiorstwa.

Nadzór sprawują inżynierowie z przedsiębiorstwa, oddelegowani do szkoły jako nauczyciele i wychowawcy. Poziom końcowy wykształcenia w szkole zakładowej w zasadzie równa się poziomowi początkowemu w szkole inżynierskiej.

Główne kierunki kształcenia obejmują pomiary inżynierskie i topograficzne. Oczywiście związane to jest z kierunkiem prac przedsiębiorstwa i poza ramy tego kierunku prac nie wykracza się. Założeniem jest wychować człowieka samodzielnie myślącego i świadomego odpowiedzialności za wykonaną pracę, a przy tym gotowego pracować tam, gdzie wymagają zadania państwa.

Osiąga się to przede wszystkim przez pracę w zespołach uczniowskich. Kierowanie pomiarem i kształcenie młodszych kolegów, oto jest jeden z celów tworzenia turnusów i łączenia w zespoły uczniów trzech roczników. Uczeń trzeciego roku musi już samodzielnie podejmować decyzje, bo nie może w zespole polegać na radach młodszych kolegów. Osiąga on wcześniej poczucie własnej wartości, własnej ambicji zawodowej i styka się przy tym praktycznie z problemami kosztów produkcji, które poprzednio poznał teoretycznie. Zespołowa praca łączna trzech roczników rozwija ducha koleżeństwa.

Dla wychowawcy istnieją duże możliwości oddziaływania na uczniów nie tylko podczas lekcji, ale i w okresie praktycznych zajęć terenowych. Również w okresie wolnym od zajęć może wychowawca organizować wspólne zajęcia rozrywkowe, czuwać nad uczniami i kierować nimi.

Są tu oczywiście i cechy ujemne. Nauczyciel praktycznie jest zajęty prawie przez 24 godziny na dobę i aby dobrze sprawować swą funkcję powinien mieć wielkie umiłowanie

młodzieży. Podczas praktyk terenowych konieczny jest dla niego motocykl, którego często nauczyciele nie mają. Uczeń zaś jest zbyt przeziębiony duchem szkolnym, co nie zawsze jest korzystne w późniejszej pracy zawodowej. Dlatego też w NRD dąży się do tego, aby podczas ostatniego półrocznego kształcenia uczeń odbywał praktykę bezpośrednio w tym przedsiębiorstwie, w którym w przyszłości będzie pracował. Stwarza to dalsze trudności powodujące potrzebę zwalniania zawodowych nauczycieli po 2,5 latach. Są one dotychczas nie rozwiązane, ale zwolennicy omawianego systemu kształcenia, który zresztą wprowadzony jest dopiero od paru lat uważają, że rozwiązane być one muszą.

W NRD zwraca się również uwagę na to, aby starsi pracownicy przedsiębiorstwa byli w pełni świadomi i odpowiedzialnie ustosunkowali się do powierzonych im opieki i kierownictwu młodzieży po skończeniu przez nich szkoły zawodowej.

Omówiony system kształcenia wpływa dodatnio na zespolone współzawodnictwo, które ma stare tradycje wśród młodzieży. Dalsze dodatnie właściwości wynikają z faktu, że kształci się młodzież dla praktycznego wyuczenia zawodu i wykonywania zadań produkcyjnych przez cały okres nauczania. Zważywszy zaś, że praktyka jest w obecnych czasach związana ściśle z postępem, kształci się młodzież postępowo. Niepostępowe metody pomiarowe wykładane są tylko w takiej ilości, aby można było zrozumieć podstawę metod postępowych.

Na konferencji stwierdzono, że podręczniki szkolne w NRD nie zaspokajają nowych wymagań i że odpowiednio dostosowane podręczniki powinny się ukazać od nowego roku szkolnego. Zakładowe szkoły miernicze w NRD, zdaniem Niemców, odczuwają brak dostatecznej ilości nowego sprzętu. Także niedostatecznie zwrócona jest uwaga w programie szkolnym na kreślenie, szczególnie przy kształceniu topografów.

Przechodząc do kształcenia kartografów-kreślarzy w zakładowych szkołach kartograficznych, to stwierdzić tu należy odmienną organizację niż w szkołach mierniczych. Wynika ona ze specyfiki tego kierunku zawodu geodezyjnego. Nie ma tam oczywiście zespołów polowych.

Obecnie przystosowuje się kształcenie kartografów do nowych metod — rytowania (grawerowania) w emulsji. W szkole uczy się jednak kreślenia kartograficznego według zasad dotychczasowych, gdyż nie wszystko nadaje się do rytowania rylcem w emulsji. Aktualizację istniejących operatów mapowych i partie szczegółów o dużym zagęszczeniu należy niejednokrotnie kreślić ręcznie starymi sposobami. Uznane jest nadal, że jeśli kreślarz lub inżynier-kartograf nie nauczy się kreślić w szkole, to później w zawodzie już się tego nie nauczy.

Powszechnie można stwierdzić, że w większości krajów nauka kartografii zmieniała się lub zmienia i to nie tylko na skutek zastosowania nowych metod (rytowanie w emulsji), ale również na skutek mechanizacji całego procesu przygotowania czystorysu, metod wprowadzenia barw oraz unowocześnienia kreślenia napisów i znaków umownych.

W NRD uważa się, że dla kartografii topograficznej i geodezycznej potrzebne jest szersze niż dotychczas wykształcenie i dlatego słyszy się poglądy, że 2-letnią szkołę zawodową należałoby przekształcić na 3-letnią.

Praca produkcyjna — jako zajęcia praktyczne w szkole kartograficznej — ma większe jeszcze zastosowanie niż przy kształceniu mierniczych. Postuluje się złączenie zakładowych szkół kształcenia kartografów w jedną szkołę na całą NRD przy zakładzie kartograficznym najlepiej wyposażonym.

Należy zwrócić uwagę, że w naszych polskich stosunkach trudno byłoby teraz mówić o wprowadzeniu tego systemu kształcenia średniego, ale na pewno moglibyśmy zwrócić większą uwagę i wprowadzić znacznie szersze kształcenie praktyczne uczniów i studentów, gdyż obecnie jest go stanowczo za mało.

Na zakończenie dodam, że aczkolwiek Niemcy twierdzą, że wyposażenie w sprzęt szkół nie jest dostateczne, jest ono jednak o wiele bogatsze, a przede wszystkim bardziej nowoczesne i jednolite niż w Polsce. Przekonałem się o tym podczas oglądania wystaw w Szkole Inżynierskiej i w Instytucie Geodezyjnym w Dreźnie. Sprzętu jest, w porównaniu do naszych stosunków szkolnych, dużo, jest on zgromadzony w dobrych pomieszczeniach, są do tego dobrze wyposażone warsztaty naprawcze, a wyposażenie astronomiczne w Instytucie Geodezyjnym w Dreźnie jest wręcz okazałe, gdyż jest tam teleskop zwierciadlany o dwóch zwierciadłach 30 cm i 20 cm, duże narzędzie przejściowe, zegary kwarcowe itd.

Konferencja naukowo-techniczna w Bułgarii

W dniach 23 i 24 kwietnia 1959 r. odbyła się w Sofii konferencja naukowo-techniczna na temat urządzeń rolnych. W konferencji tej wziął udział jako przedstawiciel Stowarzyszenia Geodetów Polskich. Czechosłowację reprezentował inż. Karol Hodacz — pracownik Ministerstwa Rolnictwa i Leśnictwa. Była to pierwsza tego rodzaju konferencja w Bułgarii od zakończenia wojny. Wygłoszono na niej następujące referaty:

- Doc. Miczo Miczew — Zadania urządzeń rolnych w okresie 1959—1962—1965 r.
- Inż. Maria Kolewa — Urządzenia w połączonych spółdzielniach produkcyjnych.
- Inż. P. Wuczkow, inż. Stanew i inż. Cwietkow — Organizacja terenów pod płodozmianami na falistym terenie.
- Inż. T. Tomow — Aktualne problemy urządzeń rolnych na terenach wymagających nawodnienia.
- Inż. A. Janakiew — Urządzenia rolne a wykorzystanie parku maszynowo-tractorowego w gospodarstwie rolnym.

Aby zrozumieć dlaczego taki właśnie zestaw referatów wypełnił czas poświęcony konferencji, podam kilka danych charakteryzujących stan rolnictwa bułgarskiego.

Przed wyzwoleniem (9 września 1944 r.) było w Bułgarii około 1 milion drobnych gospodarstw rolnych, których ziemia znajdowała się w 12 milionach kawałków.

Gospodarka większości mało- i średniorolnych chłopów była zacofana, o niskiej wydajności produkcji i bardzo słabym udziale mechanizacji. Po wyzwoleniu chłopci bułgarscy zaczęli zrzeszać się w spółdzielnie produkcyjne. W okresie od 1944 do 1947 r. powstało 550 spółdzielni, które obejmowały około 4% obszaru wszystkich chłopskich użytków rolnych. W roku 1946 przeprowadzona została reforma rolna, w wyniku której upaństwowione zostały wszystkie gospodarstwa rolne, przekraczające 30 ha, w Dobrudży oraz 20 ha w pozostałej części kraju. Właściciele ziemi nie trudniący się rolnictwem mogli pozostawić dla siebie tylko 3 ha gruntów.

Proces organizowania spółdzielni produkcyjnych w Bułgarii przebiegał w dość szybkim tempie, tak że w roku 1950 było już 2500 spółdzielni, które gospodarowały na 44% obszaru chłopskich użytków rolnych i zrzeszały 47% wszystkich gospodarstw rolnych.

Do końca 1957 r. było w Bułgarii już 3202 spółdzielnie zrzeszające 91% wszystkich gospodarstw chłopskich, obejmujące 90% chłopskich użytków rolnych. Obecnie rolnictwo bułgarskie jest skolektywizowane bodaj w 95%. Nie ma wsi, gdzie nie byłoby spółdzielni produkcyjnej, przy czym brakujące 5% stanowią gospodarstwa pojedynczych chłopów, którzy jeszcze gospodarują indywidualnie.

Obecnie kolektywizacja w Bułgarii wstąpiła już w następny etap, to jest w okres połączenia kilku spółdzielni w jedno gospodarstwo zespołowe. Przed połączeniem jednolitoskowskie gospodarstwo kolektywne miało powierzchnię — średnio 1330 ha — po połączeniu średni obszar takiego gospodarstwa wynosi 4600 ha.

W ten sposób, w całym kraju utworzono 966 połączonych spółdzielni produkcyjnych.

Bułgaria jest krajem górzystym. Wśród gór znajdują się doliny łatwe do uprawy o glebach bardzo dobrych (czarnoziem, lessy). Oprócz dolin pod uprawą znajdują się grunty położone na pochyłościach, których obszar stale się powiększa z uwagi na dążenia Bułgarów do jak najdalej idącego powiększenia terenów uprawnych. Tereny te, narażone na erozyjne działanie wód opadowych, stanowią obecnie ca 70% wszystkich gruntów uprawnych. Zjawisko erozji nie tylko umniejsza żyzność gleb, ale powoduje również замуłanie zbiorników wodnych, co w sumie przynosi duże straty w gospodarce narodowej. Okoliczności powyższe podniosły zagadnienie walki z erozją do rangi problemu państwowego.

Bułgarię cechuje klimat o niskiej ilości opadów w miesiącach wiosennych i letnich. Często występujące posuchy wpływają ujemnie na wysokość plonów, zwłaszcza okopowych. Zabiegi agrotechniczne, zmierzające do utrzymania dostatecznej ilości wody w glebie na okres wegetacji, nie są dostatecznie skuteczne i dlatego konieczne jest stosowanie sztucznego nawodnienia pól. Bułgarzy nie szczędzą środków na budowę odpowiednich urządzeń nawadniających

odwadniających, ujmując je w systemy działające na różnych zasadach, jak na przykład sposobem grawitacyjnym, drogą pompowania itp.

Dotychczas około 1/10 obszaru gruntów uprawnych jest objęta nawadnianiem. W najbliższych latach przewiduje się powiększenie tego obszaru do 1/4 gruntów uprawnych.

Z tej krótkiej charakterystyki warunków gospodarowania w Bułgarii wynika, że dobór referatów był trafny i obejmował zagadnienia, których prawidłowe rozwiązanie decyduje o wysokości plonów i kosztów produkcji rolnej.

W pierwszym okresie po wyzwoleniu (1944—1948), głównym zadaniem urządzeń rolnych było przeprowadzenie reformy rolnej i tworzenie w nowo powstających spółdzielniach bloków dla zespołowej gospodarki, które co do rozmiaru, kształtu i położenia zapewniałyby warunki do mechanicznej uprawy roli. W tymże okresie ustalone zostały miejsca na ośrodki gospodarcze tych spółdzielni.

Proces wydzielania bloków nie był jednorazowy, lecz trwał aż do czasu pełnego uspołdzielczenia wsi, po czym urządzeniowcy dostali nowe zadania polegające na opracowaniu planu gospodarczego urządzenia spółdzielni produkcyjnych, w szczególności zaś planów organizacji terenów tych spółdzielni. Prace te rozpoczęto w roku 1950.

Pracami tymi są obejmowane zarówno spółdzielnie, które jeszcze takich planów nie mają, jak i spółdzielnie posiadające plany organizacji terenów, lecz plany takie zostały zdezaktualizowane na skutek łączenia mniejszych gospodarstw zespołowych w większe lub na skutek wprowadzenia do uprawy nowych terenów drogą transformacji pastwisk i zarośli na użytki uprawowe.

Plany gospodarczego urządzenia spółdzielni produkcyjnych opracowują urządzeniowcy komórki w oddziałach rolnictwa przydyktów okręgowych rad narodowych.

Przed omówieniem organizacji takich komórek, trzeba zaznaczyć czytelnika z bułgarskim eksperymentem w dziedzinie administracji ogólnej. Na początku 1959 roku w Bułgarii skasowano szczebel powiatu i województwa, a na ich miejsce utworzono 30 okręgów, których wielkość oscyluje pomiędzy obszarem dawniejszego województwa a obszarem powiatu.

W ten sposób zlikwidowano jedną instancję. I tak, najniższą instancją są gromadzkie rady narodowe, które pokrywają się terytorialnie z połączonymi spółdzielniami produkcyjnymi; najwyższą instancją są: krajowa rada narodowa i rząd; wreszcie jako instancje pośrednie — okręgowa rada narodowa.

O celowości takiej organizacji będzie można sądzić po pewnym doświadczeniu.

Oddział rolnictwa w prezydium okręgowej rady narodowej, w której jest komórka urządzeniowo-rolna, dzieli się na sektory, a mianowicie: produkcji roślinnej, produkcji zwierzęcej, leśnictwa, państwowych ośrodków maszynowych oraz urządzeń rolnych. Na czele sektora urządzeń rolnych stoi kierownik (agronom lub geodeta). Sektor ten dzieli się na następujące zespoły: projektowy, wykonawczy, projektowania urządzeń i zabiegów przeciwoerozyjnych oraz zespół ogólny. Niektórych z wymienionych zespołów w sektorze urządzeń rolnych może być kilka.

W skład zespołu projektowego wchodzi następujący specjalista: agronom, inż. geodeta-urządzeniowiec rolny, inż. agronom, urządzeniowiec leśny oraz dwóch techników geodetów. Zespół ten wykonuje projekty planów gospodarczego urządzenia, przy czym początkowo opracowuje tak zwane idee — projekty, czyli warianty tego samego planu w liczbie 2—3, potem, po przyjęciu jednego z idee-projektów do realizacji, wykonuje tak zwany projekt techniczny czyli ostateczny.

W skład zespołu wykonawczego wchodzi: inż. geodeta-urządzeniowiec, agronom do praw płodozmianów oraz 4 techników geodetów.

Zadaniem tego zespołu jest realizacja projektu zarówno organizacji terenów, jak i płodozmianów, pomiar tego projektu, obliczenie powierzchni (ze współrzędnych), prowadzenie ewidencji gruntów (bilans ziemi). Obecnie ten zespół zakłada również nową podstawę geodezyjną. Projektuje się przekazanie tej czynności zarządowi geodezji i kartografii.

Do zespołu, którego zadaniem jest projektowanie urządzeń i zabiegów przeciwoerozyjnych wchodzi: inż. geodeta urzędniowiec, inż. agronom, urzędniowiec leśny oraz 2 techników geodetów.

Zespół składa się z zaopatrzeniowca, kancelisty, kierownika składnicy oraz dwóch kreślarzy. Rola zarządu geodezji i kartografii przy pracach rolnych ogranicza się do dostarczenia podkładów mapowych.

Poza udziałem w konferencji wzięłem udział w 4-dniowej wycieczce po Bułgarii, zorganizowanej dla przedstawicieli państw zaprzyjaźnionych (Polski i Czechosłowacji). W czasie tej wycieczki odwiedziliśmy kilka prezydiów rad narodowych, spółdzielnie produkcyjne, tereny erozyjne instytutu winnic i produkcji win oraz urządzenia nawadniające koło miasta Nowa Zagora.

Nie opisuję trasy tej wycieczki, gdyż bardzo dobrze zrobił to kol. W. Barański w tegorocznym numerze 4 Przeglądu

Geodezyjnego, trasa bowiem tej wycieczki była identyczna z trasą, którą przebył i opisał kol. W. Barański.

W tymże numerze 4 Przeglądu Geodezyjnego ukazał się artykuł doc. inż. M. Miczewa o urządzeniach rolnych w Bułgarii, który w sposób szczegółowy podaje treść i metodę opracowania projektów gospodarczego urządzenia socjalistycznych przedsiębiorstw rolnych w Bułgarii.

Na zakończenie nie mogę nie wspomnieć o bułgarskiej gościnności i serdeczności, z jaką byliśmy przyjmowani. Szczególne podziękowanie za opiekę i troskę o możliwe pełne poinformowanie i zilustrowanie interesujących nas problemów — składam doc. inż. M. Miczewowi oraz jego asystentowi inż. P. Wuczkowowi. Składam również gorące podziękowanie kierownikowi Oddziału Urządzeń Rolnych i Walki z Erozją w Ministerstwie Rolnictwa inż. C. Cwielkowowi.

Mgr inż. Michał Szymański

O ewidencji gruntów

W czasie dyskusji na ostatnim Zjeździe SGP poruszono między innymi dwie sprawy wiążące się bezpośrednio bądź pośrednio z zakładaniem ewidencji gruntów, a mianowicie:

1. Utrwalanie granic nieruchomości
2. Formy sporządzania rejestrów gruntów.

Ponieważ sprawy te uregulowane są przepisami obowiązującymi przy zakładaniu ewidencji gruntów na terenach miast stanowiących powiaty, bądź wydzielonych z województw, przeto dla bliższego wyjaśnienia uważam za wskazane podzielić się z czytelnikami przesłankami, którymi kierowano się przy opracowaniu odnośnych przepisów.

Pozwoli to na lepsze zrozumienie i pogłębienie zagadnienia, ewentualnie spowoduje dalszą, owocną krytykę.

Utrwalanie granic nieruchomości

Przepis Ministerstwa Gospodarki Komunalnej z lipca 1958 r. ujęło sprawę utrwalania granic przy wykonywaniu nowych pomiarów dla celów ewidencji gruntów w sposób następujący:

a) utrwalanie granic nieruchomości z urzędu (na koszt Skarbu Państwa), o ile nie są one utrwalone w inny sposób (narożnikami budynków ogniotrwałych, ogrodzeniami trwałymi itp.), należy w zasadzie ograniczyć do załamania obwodnicy kompleksów (bloków) wzdłuż granic ulic i dróg a w szczególnych przypadkach między (na przykład, gdy granica nieruchomości na terenach rolnych pokrywa się z granicą administracyjną) z tym, że na odcinkach prostych między załamaniami należy osadzać graniczniki nie rzadziej niż co 200 m.

Utrwalenie granic należy wykonać w taki sposób aby znaki graniczne, łącznie ze znakami osnowy geodezyjnej i roboczej (pomiarowej), umożliwiły w przyszłości jednoznaczne (to jest nie nasuwające żadnych wątpliwości) odtworzenie granic poszczególnych nieruchomości,

b) w przypadku, gdy większość granic nieruchomości mierzonego obszaru utrwalana jest znakami granicznymi, należy utrwalic i pozostałe granice pod warunkiem, że strony dostarczą znaki graniczne na własny koszt i we właściwym czasie. Na terenach rolnych, dla rozgraniczenia indywidualnego stanu posiadania, mogą być użyte kamienie polne o kształcie wydłużonym, długości co najmniej 30 cm. Jako znaki podziemne można stosować w każdym przypadku butelki odwrócone dnem do góry.

W tym przypadku, w ogłoszeniu o dokonywaniu nowych pomiarów miasta, należy umieścić odpowiednie żądanie o dostarczeniu znaków. O ile strony znaków tych nie dostarczą, należy utrwalenia granic wynikających z przepisu lit. b) zaniechać,

c) w przypadkach granic spornych, należy przyjąć granice według stanu istniejącego na gruncie, zaznaczając o tym w protokole granicznym oraz wyjaśniając stronom, aby złożyły wniosek do właściwego prezydium miejskiej rady narodowej o wdrożenie postępowania rozgraniczeniowego, zgodnie z dekretem z dnia 13 września 1946 r. (Dz. U. nr 5, poz. 298), na koszt stron.

Dla lepszego zrozumienia części a) przepisu, podaję następującą szkieletową ilustrację.

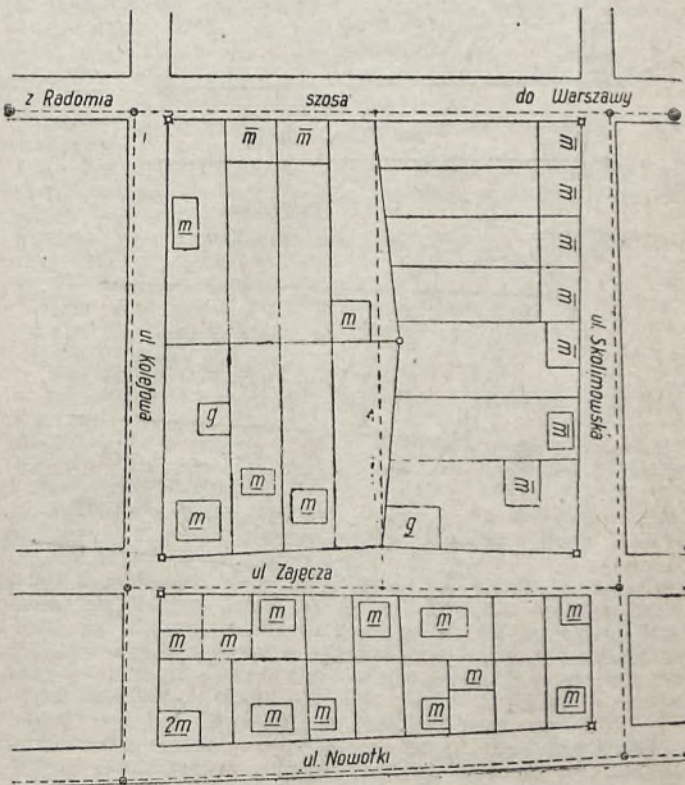
Sprawą założenia ewidencji gruntów zainteresowane jest przede wszystkim państwo. Znajduje to potwierdzenie w art. 1 Dekretu o ewidencji gruntów i budynków z dnia 2 lutego 1955 r.

Okoliczność, że po wyzwoleniu wydano już dwa dekrety w sprawie ewidencji gruntów podkreśla wagę zagadnienia.

Z uwagi na konieczność szybkiego założenia ewidencji oraz poważne koszty z tym związane, które w całości ponosi państwo, staje się rzeczą zrozumiałą, że utrwalenie granic nieruchomości w większości przypadków będzie dokonane pośrednio, jednak w sposób pozwalający na jednoznaczne ich odtworzenie.

Określenie pośredniego utrwalania granic nieruchomości w sposób pozwalający na jednoznaczne ich odtworzenie — moim zdaniem — nie powinno nasuwać zasadniczych zastrzeżeń i potrzeby wyjaśnień. Ewentualne, drobne wątpliwości starałem się wyjaśnić rysunkami.

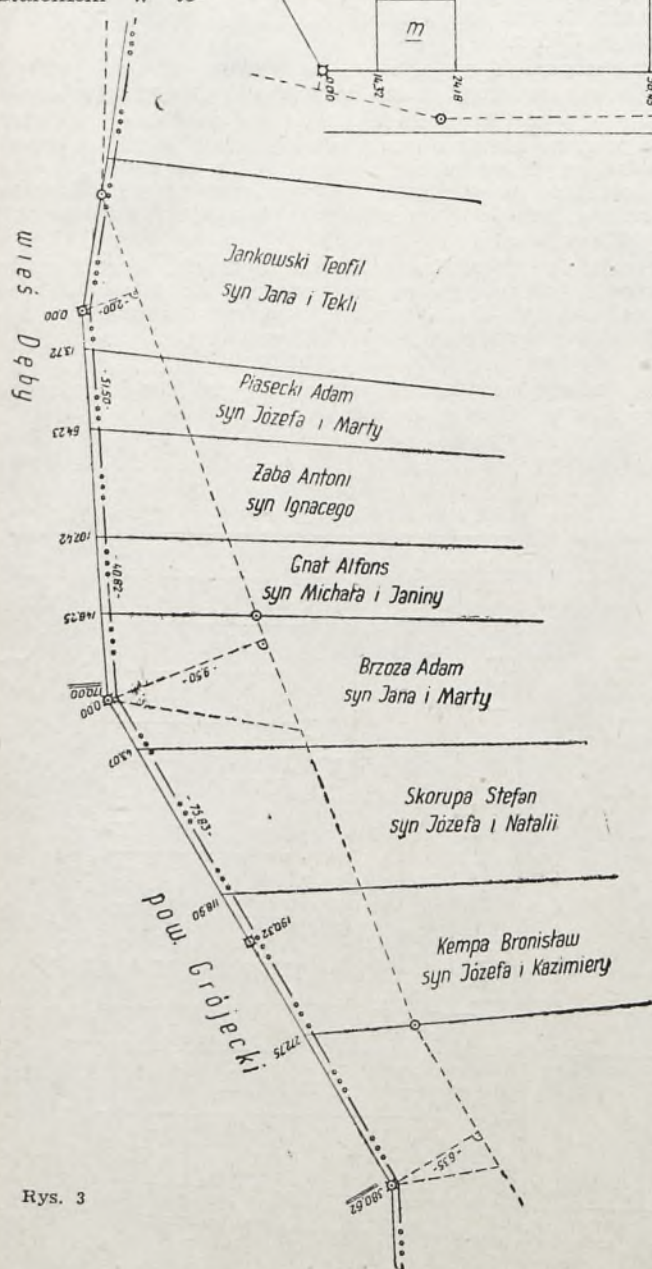
Dla pełnego naświetlenia sprawy należy jednak poświęcić kilka słów technice pomiarów.



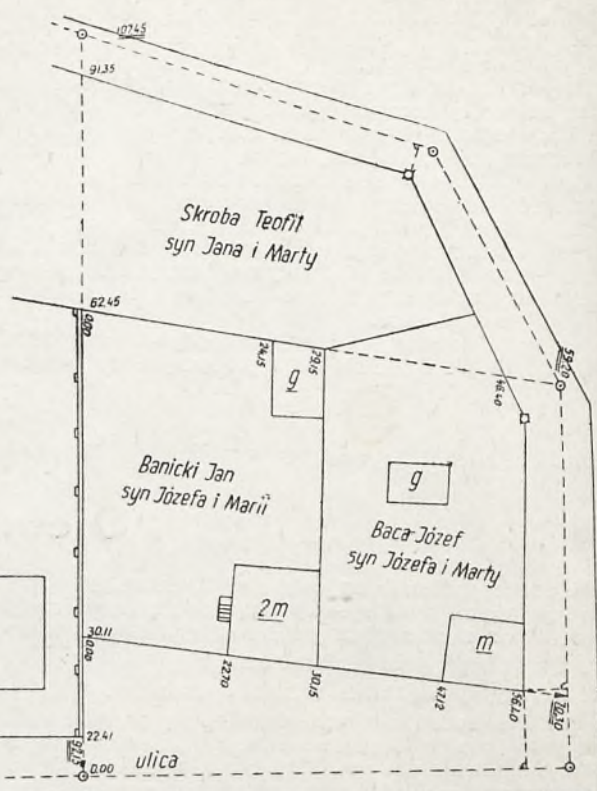
Rys. 1

Wymaga to uprzedniego przemyślenia osnowy geodezyjnej i pomiarowej oraz powiązania jej z granicami własności w ten sposób, aby ewentualne odtworzenie tych granic w przyszłości na podstawie danych pomiarowych nie nasuwało wątpliwości.

W związku z tym przepis instrukcji w sprawie zakładania ewidencji gruntów przewiduje, że niestawienie się właścicieli pomimo ogłoszenia, nie wstrzymuje czynności związanych z ustalaniem w te-



Rys. 3



W tej sytuacji staje się rzeczą zupełnie jasną, że utrwalanie granic wszystkich nieruchomości, nawet pod nieobecność zainteresowanych, nie byłoby wskazane chociażby jeszcze i z tych względów, aby nie komplikować sprawy w przypadkach dokonywania późniejszych rozgraniczeń.

Zresztą na terenach zabudowanych konieczność osadzenia znaków granicznych znacznie maleje, natomiast jeżeli chodzi o tereny rolne, utrwalanie wszystkich granic nie byłoby wskazane z uwagi na perspektywę rozwojową rolnictwa.

Sprawa utrwalania granic znajdzie ostateczny wyraz w instrukcji do dekretu o rozgraniczeniu nieruchomości, która jest obecnie opracowywana przez Główny Urząd Geodezji i Kartografii.

Utrwalenie tych granic będzie miało miejsce po dokonaniu rozgraniczenia, koszty którego obciążają w całości strony.

Jak z powyższego wynika, intencją przepisu było, aby usunąć momenty, które hamowałyby pracę i zwiększały koszty, przy równoczesnym wzbogaceniu osnowy geodezyjnej poprzez osadzenie takiej ilości znaków granicznych, aby zniżyć dostatecznie mapę z terenem i zapewnić jednoznaczne odtworzenie granic poszczególnych nieruchomości.

Z przepisu Ministerstwa Gospodarki Komunalnej z września 1956 r. wynika, że formularze rejestru gruntów każdej jednostki ewidencyjnej (miasta, dzielnicy) podlegają zbroszurowaniu i oprawieniu w twarde okładki z płóciennym grzbietem, narożnikami, przeszurowane, a końce sznunków związane i zalakowane lub zaklejone bibułą z odcisniętą pieczęcią urzędową.

Stronice rejestru powinny być ponumerowane. Krótko mówiąc daleko posunięta profilaktyka.

Czy to jest potrzebne? Czy nie należałoby w dobie postępu przejść na szeroko stosowaną formę kartotek? Otóż na pozór wszystko przemawia za stosowaniem kartotek.

Zastanówmy się jednak nad tą sprawą głębiej. Zarówno zakładanie, jak i korzystanie z rejestrów gruntów w formie kartoteki, wymaga odpowiednich warunków, którymi przede wszystkim są: kadry, lokale i nowoczesne wyposażenie pracowni. Wydaje się, że pod tym względem sprawa nie przedstawia się różowo.

Niestety w hierarchii potrzeb państwowych sprawy geodezji nie są należycie doceniane. Kadry tak pod względem ilościowym, jak i jakościowym są skromnie mówiąc — słabe.

Do niedawna jeszcze, a nawet i obecnie w miastach wojewódzkich jest obsada jednoosobowa. Zdarzają się przypadki, że komórka jest przez szereg miesięcy bez obsady, że stan ten powtarza się i że w tym czasie „opiekę” nad tą komórką zleca się osobie niefachowej, nie orientującej się w ważności dokumentów geodezyjnych. A przecież rejestr zawiera między innymi dane powierzchniowe, a więc zasadnicze elementy dopełniające mapę.

Nie lepiej przedstawia się sprawa pomieszczeń. W niektórych miastach mamy tego rodzaju sytuację, że komórka geodezyjna zajmuje jeden pokój „przechodni”, względnie

mały pokój przerobiony z łazienki. Czy w tych warunkach jest miejsce na właściwe przechowywanie i wykorzystywanie kartoteki?

Musimy sobie zdawać sprawę, że pod tym względem mamy dużo do odrobienia. Widoczna jest pewna poprawa, jednak dalecy jeszcze jesteśmy od zaspokożenia potrzeb geodezji w stopniu dostatecznym, co jednak w dobie odbudowy kraju jest w dużym stopniu zrozumiałe.

Reasumując ten krótki wywód, chciałbym podkreślić, że przejście na kartotekę byłoby postępowaniem, jednak obecnie nie ma na to warunków.

Musimy przede wszystkim wychować personel, zabezpieczyć stałość kadr i odpowiednie pomieszczenia, a dopiero wówczas pomyśleć o usprawnieniach.

Na zakończenie pozwolę sobie postawić retoryczne pytanie: jakby się przedstawiały dane powierzchniowe, ocalałe w wyniku ostatniej wojny w województwach zachodnich, gdyby były uwidocznione w kartotece?

Mogę na to odpowiedzieć bez żadnego ryzyka, że większość tak zwanych matrykuł i ksiąg parcel, ocalała właśnie dlatego, że sporządzono je w formie analogicznej do formy rejestrów gruntów, przewidzianej instrukcją o zakładaniu ewidencji gruntów, to jest w postaci ksiąg.

Z rejestrów gruntów niemieckiego katastru państwowego (Reichskataster), sporządzonych w formie kartoteki, pozostały zaledwie ślady.

MISCELLANEA

Mgr inż. Henryk Skolimowski

Sprawozdanie z badań przeprowadzonych w Anglii nad źródłami do historii geodezji

Badania nad źródłami do historii geodezji prowadzone były w Anglii przez Autora niniejszego artykułu pod specjalnym kątem widzenia. Pod kątem widzenia ich przydatności dla prac Zespołu Historii Geodezji PAN. Ściślej — chodziło o ewentualne wykorzystanie metodologii, na jakiej te badania są oparte. Metodologii, która mniej lub bardziej uświadomiona tkwi zawsze u podstaw badań. Chodziło o przebadanie współczesnych publikacji na temat historii geodezji i o wyłuskanie zawartej tam — implícite lub explicite — metodologii, jak również o konsultacje z osobami zainteresowanymi historią geodezji, o ich opinie na temat najnowszych osiągnięć w dziedzinie historii geodezji.

Chodziło więc najogólniej o zorientowanie się, jaki jest stan badań nad historią geodezji w W. Brytanii i czego ewentualnie od Anglików można się nauczyć.

Oto zasadnicze spostrzeżenia:

1. W Londynie, a najprawdopodobniej i w całej Wielkiej Brytanii nie ma instytucji, ani też specjalnego zespołu ludzi, którzy pracowaliby specjalnie nad historią geodezji.

2. Prace wykonywane i badania prowadzone są wynikiem indywidualnych zainteresowań, indywidualnego podejścia, indywidualnych predylekcyj — nie są one inspirowane przez żadną instytucję.

3. Metodyka czy też metodologia prowadzenia badań czy opracowań nie jest specjalnie dyskutowana. Jak się zdaje sprawa odrębności metodologicznej badań historyczno-geodezyjnych nie jest w pełni uświadomiona. Każdy, kto pracuje nad zagadnieniami historii geodezji, stara się w miarę swoich zdolności i wiedzy opracowywać je jak najlepiej, jednak bez specjalnej refleksji, jaka jest „natura” tych badań; w czym one są podobne do badań historii właściwej, a w czym do geodezji sensu stricto. Sprawa warsztatu nie stoi w ogóle.

Wniosek ogólny, jaki można wyprowadzić z tych obserwacji, jest mianowicie taki, że przy opracowywaniu jakiegось syntez dziejów geodezji polskiej, jeśli postulujemy najsamprzód wypracowanie metodologii badań, aby potem świadomie i konsekwentnie badania te prowadzić — to metodologię tę musimy wypracować sami. Nie można wiele obiecywać sobie ze studiowania literatury zachodniej, ponieważ badania tam prowadzone są rozproszone, a sprawy metodologii są na marginesie badań, o ile są w ogóle.

Tezę tę potwierdzają badania archiwalne dotyczące bibliografii z zakresu historii geodezji, przeprowadzone przez mgr W. Trzebińskiego w Paryżu. Na Zachodzie nie wydaje się obecnie książek, które mogłyby służyć jako gotowy wzorzec dla zamierzonego syntetycznego opracowania dziejów geodezji polskiej.

Akcja mikrofilmowania pozycji dawniej wydanych, a obecnie niedostępnych i następnie odczytywanie mikrofilmów, aczkolwiek wydaje się godna polecenia, jest praktycznie trudna do zrealizowania, ponieważ wymaga stworzenia grupy ludzi, którzy by się tym zajęli. Koszty sporządzenia mikrofilmów są niemałe, a trud przy ich odczytywaniu stosunkowo duży. Wydaje się, że ze względów praktycznych, należałoby zrezygnować z tej idei, tym bardziej że jakichś specjalnych rewelacji nie można się spodziewać.

Co — moim zdaniem — należałoby zrobić, to sporządzić wszystkie pozycje z dziedziny historii geodezji w języku francuskim, angielskim i niemieckim, wydane po wojnie (w większości są one jeszcze do nabycia) i na ich podstawie przedstawić stan badań nad historią geodezji na Zachodzie i stąd wyciągnąć odpowiednie wnioski dla Zespołu Historii Geodezji PAN.

Odpowiednie pozycje w języku angielskim zostały już sprowadzone.

Inne jest zagadnienie czy i o ile można skorzystać z badań prowadzonych nad historią geodezji w ZSRR i innych krajach demokracji ludowej.

Powracając do badań prowadzonych w Anglii, poszukiwania bibliograficzne prowadzone były głównie w:

- The British Museum
- The Map Room of the British Museum
- The Royal Institution of Chartered Surveyors
- The Science Museum
- The Royal Geographical Society
- Głównym magazynie księgarskim Foyels'a: Charing Cross Rd.

Jeśli idzie o osoby zainteresowane historią geodezji i ewentualnym nawiązaniem kontaktu z Zespołem Historii Geodezji PAN, to są to:

p. Chilton z „The Science Museum — Exhibition Rd. London S.W.7, wedle rozpowszechnionej opinii jeden z najlepszych znawców tego przedmiotu w Anglii. Jego zdaniem jakiegось metodologii, wyłożonej mniej lub bardziej explicite, z zakresu historii astronomii, pisanych na początku XX wieku (szczególnie przez Niemców) niż w pracach pisanych obecnie w Anglii. Wspomniał on również, jako o jednym z najcenniejszych dzieł historii nauki o dziele Maurice Daumas — Les instruments scientifiques au XVII et XVIII siècles, gdzie wiele miejsca poświęcone jest instrumentom geodezyjnym. Zostało ono uzupełnione, jak podaje w swym sprawozdaniu mgr Trzebiński, przez Laussedata i wydane w Paryżu w r. 1953.

C. E. Kenny — 36, Gloucester Place, London W. 1. Jest on geodeta, kolekcjonuje książki z zakresu historii geodezji. Jego kolekcje ceni się wysoko. Obecnie pracuje nad uzupełnieniem katalogu: „Pięć wieków map w Anglii”. Pan Kenny byłby rad nawiązać kontakt z naszym zespołem i nawet współpracę w pewnym sensie.

Miss Wallis z The Map Room of the British Museum. Leczyć jest ona raczej związana z kartografią.

Naiważniejsze pozycje wydane po wojnie w języku angielskim są następujące:

E. R. Kiely — *Surveying instruments; their history and classroom use*; New York 1947, str. 411.

G. R. Crone — *Map and their makers (And introduction to the history of cartography)* — London 1953, str. 181.

The Royal Institution of Chartered Surveyors — *Five centuries of maps and map-making*, London 1953, str. 127.

Wszystkie te pozycje zostały zakupione, przesłane i znajdują się w bibliotece Komitetu Geodezji PAN.

Książka E. R. Kiely'ego — *Instrumenty miernicze, ich historia i zastosowanie* — została wydana w Stanach Zjednoczonych. Autor we wstępie zaznacza, iż wydać się nie podlegać dyskusji, że współczesne wykształcenie inżynierskie, które nie zawiera historii poszczególnych dyscyplin technicznych jest niepełne. Byłby to więc argument za doniosłością historii techniki nie tylko dla historii materialnej, ale dla samej techniki.

Dzieło Kiely'ego jest niesłychanie erudycyjne. Spis literatury obejmuje 557 pozycji bibliograficznych. Wydać się, że jakakolwiek praca na temat historii instrumentów geodezyjnych nie może ominąć tej pozycji. Zarówno ze względów merytorycznych jak i metodologicznych. Względem metodologicznych wymagałyby oddzielnego omówienia.

Część historyczna zaczyna Autor od Egiptu starożytnego i kończy wraz z wiekiem XVII. Twierdzi, że z końcem wieku XVII były już w użyciu wszystkie zasadnicze narzędzia stanowiące nowoczesne wyposażenie miernicze; chociaż niektóre z nich miały jeszcze postać prymitywną i wymagały dalszego doskonalenia.

Pozycja następna spośród przedstawionych wyżej — *Mapy i ich twórcy*, napisana przez Crone'a, jest książką typu popularno-naukowego, lecz w najlepszym tego słowa znaczeniu. Jak twierdzą recenzenci — nigdy przedtem — w żadnym języku nie napisano o historii map tak przejrzystej książki.

Sam Autor pisze we wstępie, że głównym celem, jaki sobie postawił, było zachowanie równowagi przy przedstawianiu różnych aspektów mapy, która może być sprawozdaniem naukowym, historycznym dokumentem, narzędziem badawczym lub dziełem sztuki. Podkreśla on, że dążąc do zachowania równowagi w przedstawianiu różnych elementów, chodzi mu o naszkicowanie ewolucji postępu kartograficznego. Dlatego zagadnienia swoje układa nie według podziału na kraje czy okresy, ale idąc za ewolucją postępu kartograficznego.

Dzieło E. G. R. Taylor — *Matematyka praktyczna i jej przedstawiciele w Anglii w okresie Tudorów i Stuartów* — jest bardzo wyczerpującym i bardzo solidnym studium, które stara się objąć wszystkie dziedziny, w których matematyka stosowana gra główną rolę.

Prof. R. Taylor jest autorką wielu prac w szczególności z dziedziny historii geografii. Omawiane dzieło podzielone jest na 3 części:

Część pierwsza — opisowa, liczy 162 str.

Część druga: wykonawcy (przedstawiciele) — „practitioners” — liczy 142 str. i obejmuje krótkie charakterystyki 583 uczonych — przedstawicieli matematyki praktycznej okresu, który Autorka analizuje.

Część trzecia dzieła — liczy 124 str. i obejmuje 628 tytu-

łów prac — książek, artykułów, sprawozdań, z krótką charakterystyką każdego z nich.

Na końcu książki umieszczona jest tabela pochodząca z roku 1570, która obrazuje podział na grupy zagadnień należących do „nauk i sztuk matematycznych”. Widać tam, jakie miejsce pośród innych sztuk matematycznych wyznaczali współcześni geometrii praktycznej i jakie były powiązania czy ewentualne podporządkowania poszczególnych „sztuk”.

Wydać się, że z trzech omówionych, dzieło ostatnie jest najbardziej reprezentatywne i przy opracowaniach podobnego typu historii geodezji polskiej mogłoby być wykorzystane. Szkoda tylko, że nie ogranicza się do spraw ściśle geodezyjnych, a obejmuje tak szeroki wachlarz zagadnień, przez co problematyka ściśle geodezyjna zatrać się na rzecz innej. Z drugiej strony jest to okoliczność korzystna, gdyż pozwala widzieć związki geometrii praktycznej z innymi pokrewnymi dziedzinami.

Czwarta z wymienionych pozycji jest wydany w r. 1953 katalog „Pięć wieków map i tworzenia mapy”. Oczywiście chodzi tu o mapy wydawane w Wielkiej Brytanii. Zdaniem autorów katalogu jest on najbardziej kompletny z tych, jakie się dotychczas ukazały. Obejmuje on 999 pozycji od 1504 r. poczynając, na mapach wydanych w r. 1953 kończąc. Każda pozycja opatrzona jest krótką charakterystyką tak, że nie jest to „suchy” katalog, ale rodzaj przewodnika¹⁾.

Jeśli chodzi o jakies opracowania całości z zakresu historii geodezji angielskiej, to należy wymienić chyba tylko: „The early years of the Ordnance Survey”, by Colonel sir Charles Close. Książka wydana została w r. 1926. Obejmuje historię stu lat (1746—1846) „Ordnance Survey”. Praca ta stara się raczej pokazać ludzi i ich dzieła i geodetów i prace przez nich wykonane niż uwypuklić ewolucję postępu technicznego w geodezji.

Tyle na temat publikacji książkowych.

Z innych interesujących zagadnień warta jest rozpatrzenia inicjatywa ośrodka historii nauki na uniwersytecie w Leeds. Otóż ośrodek ten zainicjował akcję mającą na celu zmikrofilmowanie co cenniejszych materiałów źródłowych z historii nauki. Ponieważ dawne dzieła są bardzo często unikatami, zupełnie niedostępnymi, proponuje się stworzenie koła odbiorców zainteresowanych gromadzeniem najcenniejszych historycznie dzieł. Dlatego koło odbiorców zostaną zmikrofilmowane owe najcenniejsze historycznie dzieła, odbite i przesłane zainteresowanym. Już przy 15 odbiorcach cena jest bardzo przystępna. Gdyby taka akcja miała dojść do skutku Zespół Historii Geodezji mógłby wystąpić z propozycją zmikrofilmowania „Geometrii Praktycznej” Marcina Króla, która jest niewątpliwie pozycją interesującą na europejską skalę. Być może, inne jeszcze pozycje byłyby godne zaprezentowania.

Z ciekawostek angielskich należałoby jeszcze wymienić pomysłowo urządzony dział geodezyjny w „The Museum of Science” w Londynie. Koncepcja ekspozycji byłaby niewątpliwie interesująca dla organizatorów działu geodezyjnego przy Muzeum Techniki w Warszawie.

I jeszcze jedna uwaga na zakończenie. Będąc w Londynie warto zobaczyć — ciekawą kolekcję rycin wydrukowanych w latach 1559 do 1799, a przedstawiającą geometrów podczas pracy. Kolekcja ta znajduje się w „The Map Room of The British Museum”.

¹⁾ O swoich mapach wydali w 1958 r. w Pradze książeczkę Czesi. Książka liczy 150 stron i odznacza się bardzo staranną szatą zewnętrzną. Przeznaczona jest dla szerokiego koła odbiorców. Nakład 2250 egz. Liczne ilustracje w tekście podnoszą walory tego dziełka. Tytuł książki: „Naše Mapy, Odedávna do dneška”. Autor: Karel Kuchař.

Z ŻYCIA ORGANIZACJI I Z TERENU

Z PRAC STOWARZYSZENIA GEODETÓW POLSKICH

W dniu 13 lipca 1959 r. odbyło się w Krakowie w Domu Technika (NOT) przy ul. Straszewskiego 28 plenarne zebranie Zarządu Głównego SGP. Przewodniczący Zarządu Głównego kol. Bronisław Łacki poinformował zebranych o działalności prezydium w okresie pomiędzy plenarnymi zebraniem.

Prezydium odbyło 6 protokołowanych zebrań. W dniach 22.V i 22.VI br. prezydium przeprowadziło rozmowy z kie-

rownictwem GUGiK, a w dniach 26.V i 27.VI br. z wiceministrem Z. Sznekiem. Ponadto przewodniczący Zarządu Głównego SGP wziął udział w naradzie zwołanej przez GUGiK w dniu 20.V br. w sprawie kadr geodezyjnych, a wiceprzewodniczący kol. W. Kłopotniński reprezentował SGP w międzyresortowej konferencji zwołanej przez Komitet Ekonomiczny Rady Ministrów w sprawie reorganizacji geodezji.

I. Sprawy organizacyjne Stowarzyszenia

1. Stanowiska przewodniczących komisji głównych nie obsadzone na poprzednim zebraniu obiele koledy:

Główniej Komisji Organizacji i Ekonomiki — W. Poniński

Główniej Komisji Pracy Zawodowej — Bronisław Bucewicz

Główniej Komisji Szkolenia — Ryszard Koronowski.

2. Statut SGP ze zmianami uchwalonymi na XIII Zjeździe Delegatów został, po sprawdzeniu redakcyjnym przez Główną Komisję Regulaminową, złożony do zatwierdzenia w Prezydium Rady Narodowej m. st. Warszawy w dniu 4.VII.1959 r.

3. Apel prezydium do zarządów oddziałów, a w szczególności do przewodniczących jako członków Zarządu Głównego SGP, o powołanie zespołów do współpracy w organizacji stoiska geodezyjnego w Muzeum Techniki NOT, przeszedł bez echa. Nie otrzymaliśmy żadnej wiadomości od kolegów ani co do ujawnienia ekspozycji na ich terenie, ani co do rozpoczęcia poszukiwań, czy też rozpoznania ich terenu.

Dział geodezyjny w Muzeum Techniki NOT będzie się składał z dwóch części:

1. Stałej obejmującej zabytki oraz

2. Czasowej — mającej charakter wystawy jakiegoś działu techniki geodezyjnej.

Dla działu czasowego została opracowana wystawa obrazująca polską triangulację. Niektóre z ekspozycji tej wystawy mieli możliwość obejrzenia ci koledzy, którzy wzięli udział w XX Konferencji Naukowo-Technicznej w Sopocie, gdzie były one zgrupowane dla ilustracji referatów, wygłaszanych na tej konferencji. Wszystkie ekspozycje zostały już przekazane zarządowi Muzeum w Warszawie. Wystawa zostanie urządzona we wrześniu na okres kilku miesięcy. Dla części stałej zdobyliśmy na razie kilkanaście książek zabytkowych i parę drobiazgów. Posiadamy również zrekonstruowany stolik Solskiego. Dział ten wymaga jeszcze wiele pracy i zabiegów dla zebrania oryginalnych starzych przyrządów i tu właśnie liczymy na pomoc kolegów z terenu. Wymaga on również prac rekonstrukcyjnych oraz reprodukcyjnych. Mamy ambicję doprowadzenia prac w tym roku do stanu umożliwiającego otwarcie działu stałego i następnie uzupełniania go po otwarciu.

4. Nie dał też rezultatu apel o sprawniejsze ściąganie składek na fundusz pośmiertny. Zaległości na dzień 1.VII br. sięgają 160 000 złotych. Wobec większej ilości przypadków śmierci w I półroczu 1959 r., tak jak i w pierwszych półroczach lat poprzednich, powstały poważne trudności płatnicze. Główna Komisja Samopomocy Koleżeńskiej może wypłacać tylko zaliczki.

Za ten stan winę ponoszą oddziałowe komisje Samopomocy Koleżeńskiej, które obojętnie obserwują narastanie zaległości, a jeżeli któraś komisja działa — to w sposób mało skuteczny — raczej prośbą do członków o regulowanie należności. Takiej sytuacji — gdzie podpisujący deklarację o przystąpieniu do funduszu nabywa prawa — bez spełnienia obowiązków — nie można dłużej tolerować. Oddziałowe Komisje Samopomocy Koleżeńskiej obowiązane są skreślać takich członków, którzy nie wnoszą opłat i w ten sposób uchylała się od swoich obowiązków.

Postanowiono naznaczyć komisjom oddziałowym termin do końca września 1959 r. na przeprowadzenie weryfikacji członków Funduszu Pośmiertnego.

5. Komunikujemy o zorganizowaniu się studentów geodezji w SGH w Krakowie w koło naukowe i przyjęciu tego koła na członka zbiorowego SGP.

6. Komunikujemy o przyjęciu Wrocławskiego Okręgowego Przedsiębiorstwa Mierniczego na członka zbiorowego SGP.

Został uchwalony i rozesłany oddziałom SGP regulamin działalności członków zbiorowych, w którym podano również minimalne składki roczne; dla urzędów i przedsiębiorstw wynoszą one 3000 zł rocznie, dla spółdzielni — 1000 zł, dla kół studentów — 50 zł rocznie. Zwróciliśmy się do tych członków zbiorowych, którzy zadeklarowali stawki niższe o ich rewizję dla dostosowania do wysokości ustalonych w regulaminie. Zdajemy sobie sprawę z pewnych trudności, jakie mają przedsiębiorstwa z decyzją wstąpienia na członka zbiorowego — z czego płacić składkę? Informujemy, na podstawie wiadomości z innych stowarzyszeń, że przedsiębiorstwa płacą składkę z funduszu obrotowych, przy czym kwota na składkę musi być umieszczona w planie finansowym.

7. Na wniosek Zarządu Głównego SGP Rada Państwa przyznała odznaczenia państwowe za wybitne osiągnięcia w pracy społecznej:

Krzyż Kawalerski Orderu Odrodzenia Polski — prof. M. B. Piaseckiemu.

Złoty Krzyż Zasługi — inż. Leopoldowi Zimmerowi.

Srebrny Krzyż Zasługi — inż. W. Siskowskiemu.

Rada Główna NOT przyznała za wybitną pracę społeczną Złotą Odznakę NOT — prof. Cz. Kameli.

II. Sprawy zawodowe

1. Główna Komisja Organizacji Geodezji (w poprzednim jeszcze składzie pod przewodnictwem kol. W. Barańskiego) opracowała projekt rozporządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych do ustawy o podziale nieruchomości. Projekt ten przesłał Zarząd Główny SGP do Min. Spraw Wewnętrznych do wykorzystania. W ten sposób została wykonana uchwała nr 10, powzięta na XII Zjeździe w Olsztynie, to znaczy wtedy, gdy nie dały rezultatu interwencje o wydanie rozporządzenia — opracowaliśmy sami odpowiedni projekt i przekazaliśmy do wykorzystania.

2. Zaopiniowaliśmy projekt ustawy o prawie budowlanym, opracowany i przesłany nam do wypowiedzenia się przez Komitet Urbanistyki i Architektury.

3. Sprawa wydania skryptu z zakresu pomiarów miejskich natrafia na przeszkody z powodu trudności, jakie mają autorzy przy opracowywaniu tematu.

4. Informujemy o zakończeniu turnusu 1958/59 kursu kresleń technicznych, prowadzonego przez Krakowski Oddział SGP. Na 35 uczestników kursu skończyło 31 osób.

5. NOT zobowiązała nas — na równi z innymi stowarzyszeniami — do zebrania materiałów obrazujących rezultaty wykonania uchwały o obowiązkowym wstępnym stażu pracy absolwentów szkół fachowych.

Stwierdziliśmy nikłe rezultaty, a w niektórych instytucjach, nawet brak zupełnie zainteresowania się tą sprawą. Tłumaczymy to wprawdzie zbyt krótkim działaniem ustawy, jednak tłumaczenie to na pewno nie stanowi panaceum na już widoczne braki. I tak:

— GUGiK wydał szczegółowe przenisły w sprawie stażystów jako pierwszy z resortów geodezyjnych i przenisły zostały już zastosowane. Ujawniły się pierwsze braki w ich stosowaniu, w krótkich uwagach delegatów na XIII Zjazd Delegatów. Stażyści narzekają na brak opieki, co utrudnia zdobywanie wszechstronnej praktyki. Stwierdzają, że traktowani są jako tania siła robocza, bez możliwości poznania innych działów pracy niż te, które wykonuje dany zespół lub grupa, do których zostali przydzieleni. Obiektywizm ich, a wyrażając się ściślej kierownicy grup lub zespołów, do których przydzielono stażystów, stwierdzają, że w sensie organizacyjnym stażyści zostali przydzieleni jako pracownicy o mniejszych kwalifikacjach.

Jest też późniejsze zarządzenie o możliwości łączenia stażystów w osobne grupy, którym przydziela się doświadczony kierownika uposażonego ryczałtem. Nie mamy wiadomości czy ten system został zastosowany i czy są jakies rezultaty.

— Ministerstwo Górnictwa i Energetyki informuje, dość lakonicznie, że sprawy wstępnego stażu pracy absolwentów geodezji są uregulowane i nie zachodzi potrzeba rewizji przepisów.

— Ministerstwo Gospodarki Komunalnej wydało ostatnio przepisy szczegółowe — nie zdołaliśmy się jednak jeszcze z nimi zapoznać.

— Ministerstwo Rolnictwa nie stosuje jeszcze ustawy o obowiązkowym stażu pracy. Rezultat: absolwenci pracują od początku w systemie akordowo-premiowym — traktowani są jak zwykli pracownicy. Jeśli tylko nie odstarczają ich warunki pracy w prymitywnie wiejskim, przenoszą się chętnie z GUGiK do Min. Rolnictwa, gdzie bez stażu wchodzi w grupę zarobkująca.

6. W dniach 11 i 12.V.1959 r. odbyła się w Szczecinie konferencja naukowo-techniczna na temat roli geodezyjnej w planowaniu przestrzennym. Organizacja dobra, duży był też wkład pracy kolegów ze Szczecina. Zainteresowanie duże u architektów interesujących się urbanistyką i rurytyką. Udział w konferencji wzięli także dwaj delegaci z zagranicy: prof. M. Modryński z Moskwy i inż. R. Roh z Drezna. Ogółem w konferencji wzięło udział ponad 200 osób. W szeregu wnioskach uchwalono między innymi powołanie Główniej Komisji Planowania Przestrzennego oraz

Sekcji Planowania Przestrzennego przy SGP. Wychodząc z założenia, że działalność sekcji musi opierać się na szeregu opracowaniach poprzednich i w oparciu o dłuższe doświadczenia, prezydium postanowiło powołać w pierwszym Główną Komisję Planowania Przestrzennego, prosząc na jej przewodniczącego kol. W. Richerta. Rezultaty prac tej Komisji wykażą ewentualną potrzebę zorganizowania sekcji.

7. W dniu 12-14 czerwca 1959 r. odbyła się w Sopocie XX Konferencja Naukowo-Techniczna na temat nowej polskiej triangulacji. Dobrą organizację zawdzięczamy poważnemu wkładowi pracy komitetu organizacyjnego konferencji i kolegów z Oddziału Gdańskiego SGP oraz kolegom z koła PPG w Warszawie, którzy zorganizowali równocześnie wystawę. Udział w konferencji wzięło przeszło 200 osób, ponadto 10 kolegów z zagranicy — przedstawiciele bratnich stowarzyszeń z Czechosłowacji, Jugosławii, NRD i Węgier.

8. Przewidujemy wydatne rozszerzenie w działalności porad i konferencji naukowo-technicznych nie tylko ilościowe w sensie tematycznym, ale również organizacyjnym z myślą o lepszych, realniejszych rezultatach.

W formie normalnych konferencji naukowo-technicznych przewiduje się dwa tematy:

— Metody założenia i prowadzenia ewidencji gruntów — Mapa zasadnicza (gospodarcza).

Projektujemy odbycie porad technicznych na tematy:

1. Narada nad planem badań naukowych geodezji PAN na lata 1960-1965.

2. Analiza dotychczasowego profilu szkolnictwa geodezyjnego pod kątem zapotrzebowania kadry i właściwego układu stosunkowego inżynierów do techników oraz układu specjalności w geodezji.

W dotychczasowym systemie organizacyjnym konferencji naukowo-technicznych duży wysiłek autorów i organizatorów poddawany był szerokiej dyskusji na samej konferencji, w których z reguły uczestniczyła wielka ilość osób. Rezultaty tego wysiłku były ujmowane w formie uchwał i wniosków przesłanych następnie do odpowiednich władz w celu wykorzystania. Poważne obawy żywiliśmy zawsze, czy wykorzystanie jest proporcjonalne do myśli włożonych w konferencje i poniesionych trudów. Uchwała XI Zjazdu Delegatów w Olsztynie, zobowiązująca Zarząd Główny do dokonania analizy realizacji uchwał przeprowadzonych w poprzednich latach konferencji, była wyrazem niepewności i troski o to właśnie wykorzystanie wysiłku SGP.

Niezależnie od podanej już tematyki dla nowych konferencji i porad, które powinny odbywać się normalnym trybem, powstała w Główniej Komisji do Spraw Techniki propozycja odbycia kilku krótkich porad-pokazów, o wąskim tematyce zasięgu i głównie dla osób, które z tytułu zajmowanego stanowiska lub funkcji byłyby tym szczególnie zainteresowane. Podajemy przykładowo:

— Pokaz maszyn statystycznych przy ewidencji gruntów. Krótki pokaz zastosowania i uzyskane wyniki. W pierwszym pokazie powinni wziąć udział zainteresowani przedstawiciele władz centralnych i ewentualnie wojewódzkich. Po ewentualnej decyzji co do wprowadzenia tej metody — kolejne pokazy należałoby zorganizować dla służb terenowych.

— Reflektografia i kartowanie na astralonie — pokaz i zastosowanie.

— Pomiar ruletką 100-metrową i dalmierzem dwuobrazowym — pokaz i zastosowanie. Ten ostatni temat szczególnie nadawałby się do opracowania i zorganizowania pokazu, przez któryś większy oddział SGP, na przykład: Katowice, Kraków czy Poznań.

Na wniosek kol. Nowakowskiego z Poznania Zarząd Główny postanowił rozpatrzyć przy sprawie inwentaryzacji urządzeń podziemnych — celowość zorganizowania ewidencji tych urządzeń i utrzymywania jej w stałej aktualności przez służbę geodezyjną.

9. Po naradzie w sprawie kadr geodezyjnych, zorganizowanej przez GUGiK w dniu 20.V.1959 r. przedstawiono niektóre dane statystyczne. Według nich zatrudnionych jest w geodezji:

ogółem około	8500 osób
w tym inżynierów około	2300 „
techników	3800 „
praktyków	1600 „
kreślarzy	780 „

Terenowe rozmieszczenie geodetów wykazuje duże dysproporcje i nierówności, na przykład na terenie miasta i województwa warszawskiego zatrudnia się około 2100

osób, w woj. katowickim — 1080 osób, a w olsztyńskim i koszańskim po 150 osób. Z ciekawszych danych:

— Ministerstwo Rolnictwa będzie potrzebowało w roku 1965 — 4500 geodetów przy stosunku inżynierów do techników, jak 1:2,5, przy obecnym zatrudnieniu około 3000 osób i stosunku inżynierów do techników jak 1:11. Z tego wynika tendencja utworzenia 2 wydziałów geodezji rolnej przy Wyższej Szkole Rolniczej w Gdańsku i Wrocławiu oraz zatrudnienia całych 200-osobowych kontyngentów rocznych kończących technika geodezyjnego.

Ministerstwo Oświaty twierdzi, że na wyraźne wystąpienie GUGiK lub Min. Rolnictwa miałyby szanse uzyskanie dodatkowych kredytów pozwalających na zwiększenie naboru do techników geodezyjnych z dotychczasowej ilości 210 osób do 300 osób rocznie, bez zwiększenia ilości techników geodezyjnych.

10. Po naradzie w Komitecie Ekonomicznym Rady Ministrów w dniu 8 czerwca 1959 r. w sprawie reorganizacji geodezji byli obecni:

— z KERM — min. E. Szyr (przewodniczący), min. Tołwiński i Wendel,

— z MSWewn. — wicemin. Z. Sznek, prezes B. Szmielaw, A. Brzozowski.

— z Min. Roln. — wicemin. Jagielski, dyr. K. Dumański, F. Nowosielski,

— z MGK — min. Sroka, Graboń, B. Lipiński,

— z MON — gen. T. Naumienko,

— z SGP — kol. W. Kłopotniński.

GUGiK opracował pisemnie swoje propozycje, które stanowiły przedmiot dyskusji i wypowiedzi zebranych. Ogólnie — założenia GUGiK są następujące:

— zorganizować jednolitą administrację na szczeblu centralnym, wojewódzkim i powiatowym, organizując w tych komórkach administracji również drobne wykonawstwo geodezyjne. Komórki powiatowe prowadziłyby równocześnie ewidencję gruntów. Całość powinna podlegać GUGiK.

— w województwach utworzyć przedsiębiorstwa geodezyjne, podległe organizacyjnie radom narodowym, a fachowo — GUGiK, opierając się na kadrach fachowych z OPM i PGGK, a z Min. Rolnictwa — na osobach zatrudnionych obecnie przy wykonywaniu map ewidencyjnych,

— w innych resortach — pozostawić obsługę geodezyjną dla potrzeb specjalnie resortowych.

Min. E. Szyr podsumował wyniki konferencji w przybliżeniu następująco:

— geodezji musi być przywrócona ranga zagadnienia międzyresortowego,

— nie ma jeszcze potrzeby ustalania terminu scalania administracji geodezyjnej, ale należy ustalić termin przejęcia przez GUGiK odpowiedzialności za archiwa, znaki geodezyjne i inne sprawy wynikające z koordynacji prowadzonej przez GUGiK.

— utworzyć przedsiębiorstwa w radach narodowych, ale GUGiK obejmie nad nimi nie tylko opiekę techniczno-fachową, lecz zabezpieczy wykonanie przez nie zadań państwowych,

— musi być także zabezpieczone wykonawstwo zadań Ministerstwa Rolnictwa i Ministerstwa Gospodarki Komunalnej w powiatach i miastach.

11. Po dwukrotnym przedłużeniu przez GUGiK na 3-miesięczne okresy ważności zezwoleń na wykonywanie robót geodezyjnych w trybie zarządzenia nr 38/56 Prezesa GUGiK — wydanych w r. 1957 z terminem ważności do końca 1958 r., ważność ich została przedłużona po raz trzeci i tym razem do czasu wydania nowego zarządzenia.

Projekt zarządzenia Ministra Spraw Wewnętrznych, mającego zastąpić zarządzenie nr 38/56, został opracowany i przesłany SGP do wypowiedzenia się w połowie listopada 1958 r. Projekt ten został negatywnie oceniony przez plenarne zebranie Zarządu Głównego SGP, które odbyło się w Łodzi w dniu 6 grudnia 1958 r. Następnie, kilkakrotnie próby uzgodnienia tekstu pomiędzy GUGiK a wyłonionym w tym celu 3-osobowym zespołem SGP, nie dały rezultatu. W tym stanie sprawy nadszedł termin XIII Zjazdu Delegatów SGP. Zjazd formułujący z reguły uchwały i wytyczne w sposób raczej ogólny — widocznie wobec przewlekania się decyzji — w tym konkretnym przypadku — sformułował szczegółowo swoją opinię o potrzebach zawodu i potrzebach drobnych odbiorców robót geodezyjnych w dziedzinie wykonawstwa indywidualnego.

W dniu 27 czerwca 1959 r. na spotkaniu u wiceministra Z. Szneka z przedstawicielami kierownictwa GUGiK i prezydium Zarządu Głównego SGP, podjęta była ponowna

próba uzgodnienia stanowisk i poglądów na tezy zawarte w projekcie zarządzenia. Projekt nie został uzgodniony z opinią zawartą w uchwałach XIII Zjazdu Delegatów SGP. Dyskusja pozwoliła na wzajemne zrozumienie odmiennych poglądów, które były szczegółowo uzasadniane.

— Zgodne są poglądy co do potrzeby wykonawstwa indywidualnego, mającego na celu wyzwolenie rezerw produkcyjnych przez inicjatywę osobistą i wykorzystanie wolnego czasu osób zatrudnionych w systemie geodezji państwowej, w celu skierowania tej dodatkowej mocy produkcyjnej przede wszystkim do zaspokojenia potrzeb drobnych indywidualnych i spółdzielczych odbiorców robót geodezyjnych. Wiceminister Z. Sznek wyraził ponadto pogląd, że wszędzie tam, gdzie to tylko jest możliwe, przepisy prawne powinny w pełni regulować prawa i obowiązki obywateli, a tylko w sprawach, które nie mogą z innych obiektywnych przyczyn być w ten sposób uregulowane, musi się z konieczności sięgać do przepisu o nadawaniu tych praw według uznania władz.

— Odmowa uregulowania wykonawstwa indywidualnego w geodezji przez wyrażne ustawy oraz objęcia nią osób, które nie będąc inwalidami lub emerytami, miałyby prawo wykonywania robót wyłącznie na własny rachunek, pomimo że nie są zatrudnione w systemie uspołecznionym, uzasadniona jest niedoborem fachowców w tym zawodzie. Można by się zgodzić na przejście do wolnego zawodu niewielkiej ilości osób, ale dla małej liczby osób nie byłoby celowe wydawanie ustawy. Z kolei uregulowanie przejścia osób w pełni sił do wolnego zawodu w małej ilości nie pozwala na objęcie ich sprecyzowanym kryterium w zarządzeniu i dlatego pozostawiono to do swobodnej decyzji prezesa GUGiK.

— Wydanie nowego zarządzenia w miejsce poprzednich zarządzeń nr 44, 38 i okólnika nr 1, uzasadnione jest przez GUGiK celowością unifikacji przepisów, a ponadto wskazywano na uregulowanie spraw dotychczas nie uregulowanych, jak na przykład: geodetom zatrudnionym w chwili obecnej w spółdzielniach pracy będą wydane zezwolenia na czas nieograniczony; podobne zezwolenia otrzymują emeryci i inwalidzi. Okresy wymaganej praktyki zostały skrócone, a rodzaj praktyki ściślej określony przy wymaganiach kwalifikacyjnych. GUGiK nie zaprzecza, że projekt nowego zarządzenia wprowadza szereg ograniczeń w porównaniu z zarządzeniem nr 38/56, a uzasadnia to wypaczeniami i nadużywaniem praw przez dowolność interpretacji dotychczasowych zarządzeń, stwierdzoną w szeregu przeprowadzanych kontrolach.

Pomimo niezgodnienia projektu zarządzenia jako całości, niektóre drobniejsze postulaty SGP zostały uwzględnione. Przykładowo: przy wydawaniu zezwoleń będzie zasięgana opinia SGP (w ostatniej wersji nie była przewidziana taka opinia), dotychczasowe sformułowanie, że nie będą wydawane zezwolenia osobom zajmującym kierownicze stanowiska, ma być ściśnione w sensie objęcia nim kierowników instytucji.

12. Sprawa rejestru geodetów. Resorty zgłosiły już swoje uwagi do projektu przepisów o rejestrze geodetów. Ministerstwo Spraw Wewnętrznych dopiero obecnie mogło przystąpić do próby zredagowania projektu przepisów z uwzględnieniem uwag. Ujawniła się niezgodność poglądów pomiędzy Ministerstwem Górnictwa i Energetyki, któ-

re uważa, że przepisy te nie powinny dotyczyć miernictwa powierzchniowego dla górnictwa. GUGiK uważa, że pomiary powierzchniowe należą do normalnych prac geodezyjnych niezależnie od tego czy są wykonywane dla kopalni czy hut. Widoczne jest, że rejestr geodetów, wymagający zmiany dekretu o państwowej służbie geodezyjnej i kartograficznej nie będzie mógł wejść do Sejmu wcześniej jak na sesję jesienną.

Współpraca z zagranicą

1. W maju i czerwcu br. z okazji XIX i XX konferencji naukowo-technicznych przebywali jako goście naszego Stowarzyszenia następujący koledzy z zagranicy:

— prof. Mikołaj Modryński z Moskwy (członek korespondent SGP), inż. R. Roh z Drezna — delegat Kammer der Technik,

— dr inż. E. Hönyi, inż. T. Bencze z Budapesztu,

— dr inż. D. Milacic — prezes Głównego Urzędu Geodezyjnego z Belgradu,

— prof. dr inż. F. Rudl — z Lublany,

— inż. A. Kosir, inż. M. Skerl — z Lublany,

— inż. W. Błagojevic — z Belgradu — sekretarz generalny Saveza Geodetskich Inżynjera i Geometera,

— inż. J. Tlustý — st. asyst. Politechniki w Pradze,

— inż. Werner Lorenz i inż. Günther Sonntag — z NRD.

Poza udziałem w konferencjach naukowo-technicznych goście zwiedzili nasze ośrodki naukowe i produkcyjne w Poznaniu, Krakowie, Katowicach i w Warszawie.

2. W dniach 25-28 czerwca 1959 r. odbyły się w Budapeszcie uroczystości z okazji 10-lecia utworzenia Wydziału Geodezyjnego w Wyższej Szkole Technicznej w Sopron. Na zaproszenie Stowarzyszenia Geodetów Węgierskich udział z ramienia SGP wzięli koledzy: Jerzy Felczak z Gdańska i Adam Linsenbart z Warszawy. Przedstawiciele nasi byli gościnnie przyjmowani i otoczeni opieką.

3. W toku załatwienia są wyjazdy na praktyki wymienne bezdebowe z Jugosławią dla 4 inżynierów z PPG w Warszawie i 2 inżynierów z Przedsiębiorstwa Miernictwa Górniczego w Bytomiu.

4. Wycieczki turystyczne za granicę organizowane centralnie przez Orbis w latach ubiegłych, przydzielane są obecnie przez wojewódzkie oddziały Orbisu. Koledzy mogą się o nie ubiegać przez Komitety Porozumiewawcze NOT.

5. Na sesji FIG w Krakowie we wrześniu 1959 r. przedstawicielami oficjalnymi SGP byli koledzy: Bronisław Łacki, Wacław Sztompke, Michał Pocobutt-Odlanicki, Aleksander Czechowicz, Andrzej Kryński.

6. W dniach 5.VI. i 13.VII. br. odbyły się w Krakowie zebrania Komitetu Organizacyjnego FIG z prezydium Zarządu Głównego SGP, na których powstały dalsze ustalenia z zakresu przygotowań organizacyjnych do Sesji. Stwierdzono konieczność ściślejszej współpracy.

Inż. H. Jasiński

KONFERENCJA W WARSZAWSKIM OKRĘGOWYM PRZEDSIĘBIORSTWIE MIERNICZYM POŚWIĘCONA ZAGADNIENIOM OPRACOWAŃ WIELKOSKALOWYCH

Rozbudowa miast, przemysł, górnictwo i badania geologiczne stale wymagają mapowych podkładów geodezyjnych w dużych skalach, dostarczanych szybko i tanio. Z tego powodu powstają obowiązki i trudności ich wypełniania przez geodetów. Wydatną pomocą jest tu niewątpliwie fotogrametria wielkoskalowa, umożliwiająca przyspieszenie i potaniecie produkcji map. Licząc się z tym WOPM w roku 1957 zorganizowało dział fotogrametrii wielkoskalowej, to jest dział, który nie jest obsługiwany przez Państwowe Przedsiębiorstwo Fotogrametrii.

Każdy odważny krok stawiany na drodze postępu spotyka się zwykle z pewną rezerwą czynników decydujących, szczególnie, że nie od razu uzyskano dobre wyniki prac fotogrametrycznych w tych skalach, to jest 1:1000 i 1:2000. Dużo uwagi i wiele prób wymagało opracowania metod postępowania, ustalenie najważniejszych procesów technicznych itd. Wszystkie te czynniki zarówno dla wykonawców, jak i dla zlecających stwarzały pewne ryzyko. Dwie roboty doświadczalne, zlecone przez GUGiK,

wykonane zostały przez WOPM na terenie podmiejskim. Pierwsza z nich obejmowała 6 sekcji mapy sytuacyjno-wysokościowej Krakowa w skali 1:2000, z dwumetrowym cięciem warstwicowym, na obszarze 768 ha. Mapę opracowano na podstawie zdjęć lotniczych w skali 1:8000, wykonanych kamerą o ogniskowej 210 mm. Niestety materiał fotograficzny był nieaktualny i niewyraźny. Poza tym w trakcie opracowania okazało się, że istniejąca na terenie m. Krakowa osnowa geodezyjna, podstawowa, składa się z nie powiązanych ze sobą układów ciągów poligonowych o rozbieżnościach dochodzących nawet do 70 cm. Rozbieżności osnowy podstawowej przyczyniły się do obniżenia dokładności f-punktów. Przedawione zdjęcia lotnicze spowodowały konieczność pracochłonnego uaktualnienia sytuacji w czasie opracowań autogrametrycznych w postaci map kreskowych. W celu porównania dokładności mapy pomierzono w terenie metodą ortogonalną 143 punkty sytuacyjne. Były to punkty dobrze odfotografowane w terenie; zaniwelowano 186 punktów terenowych metodą prze-

krojów niwelacyjnych. Obliczony błąd średni punktu sytuacyjnego wyniósł $\pm 0,55$ mm w skali mapy, a średni błąd rzędnej punktów warstwicowych ± 60 cm. W warunkach technicznych żądano, aby błąd średni położenia punktu sytuacyjnego nie przekraczał $\pm 0,3$ mm, a średni błąd rzędy terenu nie przekraczał $\frac{1}{3}$ cięcia warstwicowego, czyli ± 67 cm. W rezultacie nie uzyskano więc żądanej dokładności położenia punktów sytuacyjnych, co tłumaczy się niejednorodną podstawą geodezyjną oraz nieaktualnymi zdjęciami lotniczymi oraz brakiem doświadczenia w tego rodzaju opracowaniach na autografii. Cena wykonania mapy kształtowała się w granicach 290 zł na 1 ha, co wykonane metodą bezpośrednią wyniosłoby około 540 zł za ha. Okres opracowania był zbyt długi, jak na fotogrametrię.

Druga praca doświadczalna polegała na wykonaniu 325 ha mapy w skali 1:1000 terenu podmiejskiego w Warszawie na podstawie geodezyjnej, odpowiadającej swą dokładnością kryteriom poligonizacji dla terenu kategorii A. Zdjęcia lotnicze były wykonane w skali 1:5000 kamerą $f = 210$ mm. Opracowanie połowe wykonano na zdjęciach przetworzonych do skali 1:1000, z obmiarem wszystkich budynków w celu podniesienia dokładności mapy kreskowej. Aby ustalić dokładność położenia punktów na wykonanej mapie, pomierzono ortogonalnie 119 wyraźnych punktów sytuacyjnych, zidentyfikowanych na zdjęciach lotniczych. Żądane dokładności były następujące: — średni błąd położenia punktu sytuacyjnego $\pm 0,40$ mm.

Niezależnie od tego dokonano badania dokładności kartowania istniejącego planu miasta Warszawy w skali 1:1000 wykonanego ortogonalnie. Za podstawę badań przyjęto punkty sytuacyjne, których współrzędne odczytano na koordynatografie. Błąd średni dokładności kartowania wyniósł $\pm 0,34$ mm. Na tej podstawie można stwierdzić, że dokładność opracowania autogrametrycznego niewiele odbiegała od opracowania klasycznego.

Cena 1 ha wyniosła 460 zł i okazała się wyższa od ceny według katalogu norm GUGiK z roku 1956. Powstało to wskutek traktowania tej roboty nie tylko jako doświadczalnej, ale również jako szkoleniowej. Bazując na doświadczeniach z przytoczonych robót — Wydział Fotogrametrii WOPM doszedł do wniosku, że osiągnął możliwości wykonywania map kreskowych terenów miejskich i przemysłowych metodą autogrametryczną w skalach 1:2000 i 1:1000 ze średnim błędem sytuacyjnym $= \pm 0,4$ mm i ze średnim błędem określenia rzędnej terenu z mapy warstwicowej $= \pm 0,5$ m.

Mapy kreskowe wykonane metodą fotogrametryczną odznaczają się wiernością przedstawienia krzywoliniowych konturów sytuacyjnych (granice użytków rolnych itp.) i ogromnym bogactwem szczegółów, większym znacznie niż przy metodach pomiarów bezpośrednich.

Opracowania fotogrametryczne pozwalają na dokładne i niekłopotliwe prowadzenie rozgraniczenia formalno-prawnego, a nawet ułatwiają klasyfikację gruntów i drzewostanów leśnych. Jedynym mankamentem jest brak materiału liczbowego, charakterystycznego dla opracowań bezpośrednich. Kalkulacja przeprowadzona po pracach doświadczalnych wskazuje, że WOPM jest w stanie obniżyć cenę sporządzania map wysokościowo-sytuacyjnych o 20% w stosunku do ceny bezpośredniego pomiaru. Przedsiębiorstwo posiada wyposażenie techniczne do wykonywania map wielkoskalowych, a w roku 1960 będzie w stanie wykonać zlecenia na obszarze 5000 ha map miejskich w skali 1:1000. Sprawa przyspieszenia opracowań fotogrametrycznych wymaga dalszych ulepszeń organizacyjnych.

WOPM dysponuje kadrą pracowników o wyższym wykształceniu politechnicznym w zakresie fotogrametrii. Są to ludzie młodzi, którzy nabyli już pewnego doświadczenia i rokuja możliwości uzyskania lepszych warunków pracy przez wprowadzenie nowych metod organizacji i technologii produkcji. Pracownicy ci zawiązali brygadę do opracowań instrukcji map wielkoskalowych oraz prowadzą badania nad zastąpieniem ołówkowego kreślenia pierworysów przez mechaniczne grawerowanie pierworysu w emulsji na materiałach przezroczystych, szczególnie przy pierworysach autogrametrycznych. W celu propagowania fotogrametrycznych podkładów mapowych wielkoskalowych — WOPM zwołało konferencję międzyresortową z udziałem 35 osób w dniu 4 maja br. Bogata dyskusja, jaka wywiązała się w czasie konferencji wykazała duże zainteresowanie zleceniodawców do fotogrametrii wielkoskalowej, uwypukliła nowe zadania i postulaty w tym zakresie.

Prof. M.B. Piasecki rozpoczął swoje przemówienia przytaczając niżej podane słowa prezesa Międzynarodowego

Stowarzyszenia Fotogrametrycznego, wygłoszone w r. 1956 na Kongresie Fotogrametrycznym w Sztokholmie: „W ostatnich czasach fotogrametria doznała tak wielkiego postępu, że stała się kluczem rozwoju gospodarczego świata”. I rzeczywiście precyzyjne badania dokładności metody fotogrametrycznego opracowania map wielkoskalowych, przeprowadzone na terenie Szwajcarii wykazały, że średni błąd położenia punktu sytuacyjnego na mapie, wyrażony w wartości bezwzględnej, wahał się w granicach 7—9,3 cm, a położenie punktu wysokościowego wynosiło 8,3—13 cm, co w zupełności może rywalizować z pomiarami bezpośrednimi. Prof. M.B. Piasecki podał także, że przy wykonywaniu metodami fotogrametrycznymi map katastralnych miasta Padwy, miały miejsce: skrócenie czasokresu wykonania i obniżka ceny o około 30% w stosunku do metody bezpośredniej.

Jak wyżej wspomniano Wydział Fotogrametrii WOPM deklaruje obniżkę kosztów o 20%. W porównaniu do ekonomicznie pracującego przedsiębiorstwa fotogrametrycznego prywatnego (dla m. Padwy) jest to wydatnym osiągnięciem WOPM.

Prof. Z. Kowalczyk stwierdził na konferencji, że fotogrametria mogłaby znaleźć duże zastosowanie również w pracach Ministerstwa Górnictwa dla celów pomiaru Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego. Fotogrametria wielkoskalowa jest w stanie dokładnie i szybko wykazać wszelkie zmiany topografii terenu, a szczególnie odkształcenia tektoniczne powstałe na skutek odbudowy górniczej.

Dyr. W. Katkiewicz wskazał na szerokie zastosowanie fotogrametrii wielkoskalowej do stałej aktualizacji mapy miasta. Przedsiębiorstwo powinno przeprowadzić próby w tym kierunku, a Główny Urząd Geodezji i Kartografii prace te powinien finansować.

Inż. M. Malesiński stwierdził, że fotogrametria jest w stanie, w sposób ekonomiczniejszy niż pomiarami bezpośrednimi, rozwiązać zagadnienia dostarczenia podkładów do planowania przestrzennego. Powiedział on: „Powinniśmy popierać wykonywanie map wielkoskalowych metodami fotogrametrycznymi, powinniśmy „całą parą” włączyć fotogrametrię wielkoskalową w zagadnienia produkcji geodezyjnej”.

Inż. J. Chmielecki zastanawiał się nad celowością stosowania fotogrametrii i nad jej ekonomiką. Stwierdził On, że na Zachodzie, w krajach kapitalistycznych fotogrametria i metody fotogrametryczne były dyskutowane i analizowane i są praktycznie stosowane na wielką skalę. Kraje te doszły do przekonania, że opracowania fotogrametryczne są o wiele tańsze od opracowań bezpośrednich. Idąc z postępem techniki, należy ten nowy system stosować i u nas. Zapotrzebowania na prace geodezyjne stale rosną i trzeba szukać nowych, ekonomicznych dróg ich zaspokajania.

WOPM wstąpiło na dobrą drogę w zakresie opracowań produkcyjnych i powinno uzyskać daleko idącą opiekę i uznanie władz geodezyjnych.

W nawiazaniu do wypowiedzi dyr. W. Katkiewicza — inż. E. Reński stwierdza, że zagadnienia aktualizacji mapy miasta metodami fotogrametrycznymi niezmiennie interesuje służbę architektoniczno-budowlaną. Metoda fotogrametryczna, w stosunkowo krótkim czasie, dawałaby aktualną mapę na dużym obszarze.

Prof. J. Cisło mówił o ekonomice prac fotogrametrycznych: „Zleceniodawcy żądają od działu fotogrametrii produktu jak najtańszego i w możliwie najszybszym czasie. Jednak w obecnym okresie rozwoju fotogrametrii wielkoskalowej w naszym kraju powinniśmy zaniechać swoich, daleko idących oszczędności, co stałoby się pewnego rodzaju bodźcem do szerokiego stosowania fotogrametrii wielkoskalowej. W miarę wprowadzenia opracowań fotogrametrycznych koszty produkcji stale by malały. Zleceniodawca, płacąc dzisiaj pewną nadwyżkę — jutro mógłby wycofać swój wkład. Napływ zleceń na roboty fotogrametryczne przyczyniłby się do rozwoju fotogrametrii wielkoskalowej i to nie tylko w WOPM, a wtedy konkurencja fotogrametryczna podniosłaby jakość opracowań geodezyjnych oraz zapewniła szybkość i obniżkę cen”.

Prof. J. Cisło trafił w sedno zagadnienia. Wydział fotogrametrii WOPM kroczy po ciężkiej drodze postępu i walczy o wprowadzenie nowych, ekonomicznych form produkcji, musi więc liczyć na poparcie ze strony zleceniodawców.

Konferencja, na której wypowiedzieli się przedstawiciele nauki polskiej i potencjalni zleceniodawcy, ugruntowała życiową konieczność najszerszego stosowania fotogrametrii w naszym kraju.

Mgr inż. Lech Brokman

Kolega Zenon Brejdał ukończył Liceum Geodezyjne we Wrocławiu w r. 1949. Praktykę odbywał w Wojewódzkim Zarządzie Urzędów Rolnych we Wrocławiu oraz pełnił obowiązki kierownika Referatu Geodezyjnego w Prezydium Rady Narodowej w Jeleniej Górze. W r. 1958 pracował w grupie interwencyjnej w Departamencie Urzędów Rolnych Ministerstwa Rolnictwa, po czym przeszedł do Referatu Geodezyjnego w PPRN w Pucku.

Referat zatrudnia łącznie pięciu fachowców, zajmuje trzy pokoje. Archiwum, złożone w dużej części z materiałów katastralnych, wymagało uporządkowania i stanowi obecnie podstawę do aktualnej działalności geodezyjnej oraz wszelkich przewidywań. Natomiast referat nie posiada w bieżącej ewidencji sieci punktów triangulacyjnych, poligonowych i niwelacyjnych i wymaga w tym względzie uporządkowania.

Referat swym zakresem działania obejmuje szeroki wachlarz zagadnień, a więc: aktualizację materiałów mapowych stanu władania, klasyfikację gruntów, parcelację Państwowego Funduszu Ziemi do sprzedaży, podziały terenów osiedlowych pod budownictwo indywidualne, sprawy rozgraniczenia własności na wnioski stron; wydawanie odrysów z posiadanych materiałów katastralnych, współpracę z referatem urzędów rolnych w dziedzinie wymiany gruntów; współpracę z sądem w sprawach hipotecznych i sporów granicznych lub posiadania.

Poważna część czynności wykonywana jest w związku z książką zamówień, zresztą poza godzinami urzędowymi, dochód z której stanowi poważne uzupełnienie poborów pracowniczych, jak również skarbu państwa — po połowie.

Jeżeli uwzględnimy, że powiat pucki obejmuje obszar zainwestowania nadmorskiego, w orbicie którego znajdują się sprawy zaplecza portów rybackich, osiedli wypoczynkowych i intensywnego budownictwa mieszkaniowego — a w związku z tym ruch ziemi — będziemy mieli obraz szerokiej intensywnej i trudnej działalności kolegów geodetów z referatu geodezyjnego w Pucku. Trudności te są pogłębione poważnymi brakami w wyposażeniu referatu w sprzęt geodezyjny i materiały pomocnicze. Dalsze mankamenty: papier na szkice polowe, gatunek który przypomina raczej bibułę, a nie pelur; formularze wszelkie wykonane z nietrwałego papieru; brak papieru światłoczułego itd.

Nawet spraw stwarza konieczność pracy nie tylko w godzinach urzędowych, czas zajęć wydłuża się do kilkunastu godzin dziennie. Tym bardziej że oprócz zadań planowych, zatwierdzonych przez województwo, dochodzą dodatkowe — zawsze pilne — poza kolejnością zadania miejscowych władz powiatowych.

W takich warunkach kształtuje się możliwość odbioru i studiowania Przeglądu Geodezyjnego i brania czynnego

udziału w życiu Stowarzyszenia Geodetów Polskich. Kolega Zenon Brejdał nie należy do SGP i nie prenumeruje Przeglądu Geodezyjnego.

Na pięciu pracowników technicznych — Przeglądu Geodezyjnego nikt nie prenumeruje. Jeden egzemplarz Przeglądu abonowany jest przez referat geodezyjny PPRN. Jednak i on nadsyłany jest przez pocztę nieregularnie. Na przykład w roku 1959 brak jest ostatnich czterech zeszytów.

Pogląd na sposób redagowania „Przeglądu”, na dobór tematyki, poziom ujęcia przedstawianych tam zagadnień, kształtuje się na podstawie zakresu wykonywanych zadań w powiecie.

Kol. Zenon Brejdał uważa, że w „Przeglądzie” powinny w pierwszym rzędzie znaleźć się tematy związane z wykonywanymi zadaniami technicznymi na szczeblu referatu, w którym koncentruje się bezpośrednio praktyczne wykonawstwo i decyzje władzy geodezyjnej. Mając wielkie trudności w nabyciu podręczników, których nie można dostać ani w księgarni miejscowej, ani w mieście wojewódzkim. W „Przeglądzie” powinno zamieszczać się artykuły omawiające w większej mierze działy prac najczęściej stosowanych w praktyce jak: niwelacja, poligonizacja, tachymetria, aktualizacja, parcelacja związana z nowym budownictwem mieszkaniowym, obsługą budownictwa jednorodzinne, sposoby nawiązania układów lokalnych niezależnych do nowych pomiarów; sposoby odtwarzania punktów zniszczonych lub zagubionych, tryb i technikę współpracy służby geodezyjnej ze służbą architektoniczno-budowlaną w związku z realizacją miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego osiedli i wsi; wyjaśnienia, interpretacje do dekretów, ustaw i zarządzeń władz, dotyczących działalności służb geodezyjnych.

W Przeglądzie Geodezyjnym opisywane są tematy dotyczące prac prowadzonych przez niektóre instytucje, obejmujące nieliczne grono fachowców, jak na przykład: triangulacja kraju, poligonizacja precyzyjna, które nie znajdują się w bezpośrednim zasięgu wykonawstwa referatu geodezyjnego PPRN. Do tych tematów, stanowiących trudność dla czytelnika, należy zaliczyć i te, które poruszają zagadnienia dalekiej przyszłości, jak nowoczesne metody fotogrametryczne, nowe przyrządy geodezyjne — nie stosowane jeszcze przez ogół fachowców w Polsce. Niezależnie od podanych uwag, dla zrozumienia przez czytelnika wywodów autora artykułu, konieczne jest zilustrowanie przez niego tematu przykładami rozwiązanymi od początku do końca danymi cyfrowymi, gdyż to dopiero daje możliwość skontrolowania i przyswojenia tematu dla praktycznego jego zastosowania. Tak redagowany Przegląd Geodezyjny stanie się jednocześnie podręcznikiem dla nowego narybku technicznego w geodezji.

Rozmowę przeprowadził mgr inż. Br. Lipiński

KRONIKA POLSKIEGO TOW. FOTOGRAMETRYCZNEGO

Mgr inż. Bogusław Jamka
Mgr inż. Wojciech Münnich

UCZESTNICTWO PAŃSTWOWEGO PRZEDSIĘBIORSTWA FOTOGRAMETRII W PRACACH DOŚWIADCZALNYCH MIĘDZYNARODOWEGO TOWARZYSTWA FOTOGRAMETRYCZNEGO

Międzynarodowe Tow. Fotogrametryczne kontynuując prace doświadczalne w zakresie utworzonych na Kongresie Fotogrametrycznym w Sztokholmie w roku 1956 komisji, zwróciło się do Polskiego Tow. Fotogrametrycznego z propozycją przeprowadzenia prac doświadczalnych w zakresie Komisji IV — „Planów i map”.

Program prac zawiera 3 tematy, dla których założenia i zebranie odpowiednich materiałów opracowały podkomisje: I — Opracowań wielkoskalowych, II — Opracowań urbanistycznych, III — Opracowań małoskalowych.

Temat pierwszy dotyczy opracowań wielkoskalowych. Praca doświadczalna polega na wyznaczeniu, za pomocą autografu, I rzędu współrzędnych płaskich i wysokościowych punktów sygnalizowanych uprzednio w terenie i nie sygna-

lizowanych. Dla lepszej oceny otrzymanych wyników niezbędne jest zbadanie dokładności instrumentu przez określenie wysokości i współrzędnych płaskich punktów siatki na płytkach rektyfikacyjnych.

Temat drugi dotyczy opracowań urbanistycznych.

Temat trzeci dotyczy opracowania topograficznego w skali 1:25 000 na podstawie zdjęć lotniczych w skali 1:50 000. Stereogram zostanie opracowany na autografie Wilda A-8 z diapozytywów na płytach szklanych. Oprócz tego będzie on zawierał dane cyfrowe odnośnie wysokości i współrzędnych płaskich punktów wyznaczonych.

Podkomisja II Komisji IV Międzynarodowego Tow. Fotogrametrycznego w początkach marca br. wysłała do członków (towarzystw narodowych: Kanady, Niemiec, Holandii,



Fragment stereogramu obejmujący strefę B

Francji, Stanów Zjednoczonych, Włoch i Polski) pisma objaśniające przedmiot i zakres doświadczenia. Do pism załączono materiały niezbędne do prowadzenia prac.

Polskie Tow. Fotogrametryczne wyraziło zgodę na uczestnictwo w pracach i wystąpiło z wnioskiem o przyjęcie tematu pierwszego do opracowania przez Politechnikę Warszawską, temat drugi przyjęło Państwowe Przedsiębiorstwo Fotogrametrii, które dysponuje odpowiednim sprzętem i jest żywotnie zainteresowane wynikami; tematem trzecim zajął się Instytut Geodezji i Kartografii.

Prace nad tematem drugim prowadzi grupa młodych fotogrametrów PPF-u pod kierownictwem mgr inż. Leona Więckowskiego. Początkowo zakres prac eksperymentalnych tematu drugiego miał obejmować również zbadanie dokładności opracowania zdjęć zbliżnych i pionowych w terenach miejskich. Niestety, tego punktu programu nie da się zrealizować, ponieważ nie zostały nadesłane zdjęcia lotnicze. Wobec tego prace ograniczą się do „oceny korzyści uczytelnienia wstępnego z pomiarem okapów dachów dla otrzyma-

nia wiernego i dokładnego planu w skali 1:1000”. Jako pole doświadczalne wybrano część miasta Berno (Szwajcaria). Zdjęcia lotnicze (180 × 180 mm) zostały wykonane kamerą Wild RC-5 o ogniskowej 210 mm. Średnia skala zdjęć lotniczych wynosi około 1:5500. Ośnowę geodezyjną dla stereogramu stanowi 8 punktów o określonych współrzędnych x, y, z . Punkty te zostały wybrane po dokonaniu zdjęć lotniczych i zidentyfikowane w terenie na zdjęciach. Do operatu materiałów dołączony jest opis topograficzny punktów osnowy geodezyjnej. Ich schematyczne rozmieszczenie przedstawione jest na rysunku. Uczestnikom prac doświadczalnych pozostawiono do wyboru jedną z dwu stref stanowiących fragment stereogramu. Strefa „A” obejmuje stare budownictwo z uczytelnieniem w terenie oraz budownictwo współczesne nieuczytelnione. Strefa „B” obejmuje dzielnicę współczesną uczytelnioną oraz obszar mniej uporządkowany nieuczytelniony. Odnosne fragmenty obu stref stereogramu uczytelniono w terenie i pomierzono okapy dachów. Rezultaty zostały wniesione na dołączonej odbitce, powiększonej do skali opracowania. Uczytelnienia te odpowiadają ściśle oryginalnemu planowi katastralnemu. Dla opracowania doświadczalnego wybrano strefę „B”, ponieważ jest ona najbardziej przybliżona swym charakterem do warunków w Polsce, co zwiększy praktycznie znaczenie tej pracy doświadczalnej.

Dla późniejszego porównania wyników otrzymanych przez uczestników posłuży zdjęcie wyżej wymienionych stref, wykonane metodą klasyczną, z bardzo dużą dokładnością, w skali 1:500.

Opracowanie wybranej strefy w skali 1:1000 ogranicza się do graficznego (w ołówku) opracowania mapy na planszy z wkładką aluminiową, przy zastosowaniu autografu Wilda A-5. Ma ono zawierać dla planimetrii: wszystkie szczegóły topograficzne, działki miejskie, wysokości na skrzyżowaniach i osiach dróg w odstępach co 50 m oraz opracowanie warstwiczne o cięciu 1 m (ewentualnie połówkowe co 0,5 m). Metodę strojenia stereogramu pozostawiono do wyboru uczestnikowi. Jednakże poleca się przed wykonaniem pracy doświadczalnej przeprowadzić niezbędne pomiary za pomocą, założonych na autograf, płytek rektyfikacyjnych, a otrzymane wyniki zanotować na załączonym formularzu. Ma to na celu wykrycie błędów instrumentu. Dokumentacja oddana do dyspozycji uczestników zawiera:

- 3 diapozytywy stereogramu do opracowania,
- 3 odbitki stykowe,
- 1 powiększenie,
- 1 powiększenie do skali opracowania wraz z naniesionymi rezultatami uczytelnienia i pomiarów okapów dachów,
- 1 skorowidz osnowy geodezyjnej 8-punktowej,
- 1 tabela opisów i szkiców punktów osnowy.

Zebranie i usystematyzowanie dokumentacji niezbędnej do prowadzenia badań było wynikiem pracy przewodniczącego Komisji IV „Planów i map” Międzynarodowego Tow. Fotogrametrycznego — dr Harry’ego, dyrektora szwajcarskiej służby katastralnej.

Po zakończeniu prac zostanie sporządzone sprawozdanie z przebiegu prac, zawierające między innymi pozycje: użyty autograf, skala modelu, personel techniczny, obserwator, kreślarz i inny personel oraz dla poszczególnych etapów prac — czas ich wykonania. Należy również podać krótki opis prac i uwagi.

Prace doświadczalne będą przeprowadzone według kalendarza, który przewiduje: zebranie wyników opracowania do września 1959 r., w okresie październik-listopad br. analizę otrzymanych wyników, w zimie 1959/60 r. — opublikowanie wyników, w maju 1960 r. rozdział i publikację raportu, we wrześniu 1960 r. — zakończenie na X Kongresie Międzynarodowym w Londynie.

Czas odnowić

prenumeratę „Przeglądu Geodezyjnego“

na rok 1960

BIULETYN INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGŁĄD GEODEZYJNY”

ROK IX

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1959

Nr 6

Mgr inż. Tadeusz Wyrzykowski

DZIAŁALNOŚĆ WYDAWNICZA INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

Jednym z mierników działalności pracownika nauki, a tym bardziej instytucji naukowych, jest ich dorobek wyrażony w formie publikacji. Publikacje naukowe są bowiem najwłaściwszą formą wypowiedzenia się, stanowią niejako podsumowanie wyników częstokroć żmudnych i pracochłonnych poszukiwań, dając jednocześnie możliwość wymiany osiągnięć pomiędzy poszczególnymi ośrodkami naukowymi w kraju i za granicą. Publikacje stanowią archiwum zebranych doświadczeń i kopalnię nowych rozwiązań, które z pożytkiem mogą być przenoszone i przyszczepiane na grunt codziennej praktyki.

Wyrazem wagi przywiązywanej obecnie do potrzeb publikacji naukowych jest choćby fakt, iż statut Instytutu Geodezji i Kartografii zawiera następujący ustęp: „W szczególności do zadań Instytutu należy... opracowywanie i redagowanie publikacji naukowych, wchodzących w zakres prac Instytutu...” Dalszym tego wyrazem jest schemat organizacyjny Instytutu, w którym osobną jednostkę stanowi Ośrodek Informacji i Dokumentacji Naukowo-Technicznej i Biblioteka.

Instytut Geodezji i Kartografii w pełni docenia wartość i rolę publikacji naukowych, toteż w możliwie szeroki sposób korzysta z nadanych mu w tym zakresie uprawnień. Działalność wydawnicza Instytutu, z początku jednokierunkowa (monografie, rocznik astronomiczny), z chwilą zorganizowania Ośrodka Dokumentacji nabrała większego rozmachu. Obecnie opracowywane są i wydawane następujące rodzaje publikacji:

a. *Prace Instytutu Geodezji i Kartografii* (dawniej *Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego*) — do r. 1952 wydawane jako oddzielne monografie, obecnie posiadają formę zeszytów stanowiących zbiór opracowań o różnorodnej tematyce (objętość około 20—30 arkuszy rocznie).

b. *Biuletyn Instytutu Geodezji i Kartografii* — ukazujący się w zasadzie co 2 miesiące dwustronicowy dodatek do miesięcznika *Przegląd Geodezyjny*, zawiera krótkie artykuły o charakterze komunikatów.

c. *Przegląd Dokumentacyjny Geodezji* — drukowany w *Przeglądzie Geodezyjnym* — wybór analiz dokumentacyjnych, dokonywanych przez Ośrodek Dokumentacji w ramach współpracy z CIDNT. Zawiera około 240 analiz rocznie.

d. *Informator Bibliograficzny* — dwumiesięcznik zawierający zestawienia nowości wydawniczych z dziedzin geodezji i kartografii; w formie powielanej rozsyłany jest nieodpłatnie do zainteresowanych instytucji i kół zakładowych SGP.

e. *Rocznik Astronomiczny* — wydawnictwo ciągle, wydawane przez Instytut od r. 1946, z wyjątkiem lat 1954—55, kiedy to przejęty został czasowo przez PTA.

Prócz wymienionych wyżej publikacji, mających charakter stały, zachodzi często konieczność publikowania specjalnych opracowań (sprawozdania, komunikaty, referaty) przygotowywanych i przedstawianych na wszelkiego rodzaju konferencjach i zjazdach naukowych w kraju i za granicą.

Przystąpiono też do opracowania pierwszego tomu z planowanego cyklu pt. „Monografie geodezyjne i kartograficzne”.

Prócz wyżej wymienionych rodzajów wydawnictw własnych Instytut dokonuje tłumaczeń i udostępnia w formie powielonej szereg wartościowych i aktualnie interesujących pozycji literatury obcej; dotyczy to przeważnie artykułów z czasopism fachowych.

Jak wspomnieliśmy poprzednio, Instytut wysoko ceni możliwość wydawania własnych publikacji. Niektóre z nich, jak *Prace* i *Biuletyn* są przedmiotem wymiany z innymi krajowymi i zagranicznymi ośrodkami naukowymi. Akcja wymiany publikacji obejmuje 106 ośrodków zagranicznych w 28 państwach oraz 28 ośrodków w kraju.

Działalność wydawnictwa Instytutu, tak jak i wielu innych instytutów, natrafia jednak na szereg trudności.

Jest to częściowo zrozumiałe, jeśli się weźmie pod uwagę fakt, iż tekst opracowań instytutowych ma zwykle formę trudną pod względem składu drukarskiego, a nakład wydawnictwa jest mały. Cechy te sprawiają, że *Prace* są dla wydawcy pozycją drogą i niewygodną. Stronią od nich zarówno drukarnie, wydawnictwa jak i kolportaż.

Ten ogólny klimat sprawia, że mimo iż zajmujący się kolportażem „Dom Książki” sygnalizuje o takich czy innych remanentach *Prac Instytutu*, są one jednocześnie często poszukiwane i nie znajdujące w księgarniach technicznych.

Poniżej podajemy przegląd tytułów wchodzących w skład opublikowanych monografii, bądź zbiorowych Zeszytów *Prac Instytutu*. Daje on pogląd o ilościowym i jakościowym dotychczasowym dorobku Instytutu w tym zakresie.

Prace Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego wydane w latach 1948—1952 (numerowane wydawnictwa książkowe, monografie)

Rok 1948

Nr 1. *Stefan Hausbrandt* „Tablice do rachunków trygonometrycznych na elipsoidzie Bessela”, str. 49 GUPK-B. K., B5.

Nr 2. *Edward Warchałowski* „Triangulation d'un type nouveau”, str. 26, GUPK-BK., B5.

Nr 3. *Stanisław Pawłowski* „Problem właściwej i zorientowanej elipsydy w Polsce”, str. 19 + zał., GUPK-BK., B5.

Rok 1949

Nr 4. *Franciszek Biernacki* „Teoria odwzorowań powierzchni dla geodetów i kartografów”, str. 376, GUPK-BK. B5.

Nr 5. *Józef Pawłowski* „Przeliczenie współrzędnych prostokątnych płaskich w odwzorowaniu południkowym wierokątnym z jednego układu do układu sąsiedniego przy pomocy maszyny do liczenia. Wzory i tablice”, str. 20 + zał., GUPK-BK., B5.

Nr 6. *Jan Różycki* „Odwzorowanie Gaussa-Krügera i jego zastosowanie w Polsce”, str. 94, GUPK-BK., B5.

Rok 1950

Nr 7. *Stefan Hausbrandt* „Bezpośrednia interpolacja wielomianowa ze szczególnym uwzględnieniem interpolacji funkcji dwóch argumentów ujęta krakowianowo oraz poprzedzona krótkim zarysem rachunku krakowianowego”, str. 117, GUPK. A4.

Nr 8. *Jan Różycki* „Odwzorowanie Gaussa-Krügera i jego zastosowanie w Polsce”, wyd. II zmienione, str. 83, PPFK. B5.

Nr 9. *Czesław Kamela* „Wyznaczenie geoidy z pomiarów grawimetrycznych”, str. 96, PPFK, B5.

Rok 1951

Nr 10. *Zbigniew Czerski* „Zagadnienie dalmierzy geodezyjnych z lata pionowa” str. 120, PPFK, B5.

Nr 11. *M. B. Piasecki* „Fotogrametria płaska. Technika i organizacja zdjęć w terenach płaskich”, str. 144, PPFK, B5.

Rok 1952

Nr 12. *Tadeusz Lazzarini* „Geodezyjne pomiary odkształceń ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb kontroli zapór wodnych”, str. 116, PPFK, B5.

Nr 13. *Stefan Hausbrandt* „Ścisłe wyrównanie układów obserwacji geodezyjnych”, w których obserwowano elementy katowe i elementy liniowe”, str. 17, PPWK, B5.

Nr 14. J. Chwałek „Wyznaczenie błędów instrumentalnych i rektyfikacja triangulatora radialnego PWO”, str. 22, PPWK, B5.

Nr 15. Stefan Hausbrandt „Rozwiązywanie zagadnień rachunkowych za pomocą zestawu arytmetycznego”, str. 55, PPWK, B5.

Nr 16. Stefan Hausbrandt „Symbole pomocnicze w rachunkach geodezyjnych”, str. 23, PPWK, A4.

Zeszyty Prac Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego, a następnie Instytutu Geodezji i Kartografii, wydawane od 1953 r. (format B5, PPWK)

Rok 1953, Tom I

Zeszyt 1, str. 34

Stefan Hausbrandt „Trasowanie osnowy geodezyjnej pod postacią siatki kwadratów w oparciu o podstawy rachunku wyrównawczego i pojęcie krakowianów transformujących” Ireneusz Gombrych, Jan Panasiuk „Tablice krakowianów transformujących do wyrównywania obserwacji liniowych i katowych w siatkach kwadratów przy pomiarach realizacyjnych wg metody prof. Hausbrandta”, — Wojciech Krzemiński „Charakterystyka i prawidłowe użycie chronometrów kieszonkowych”.

Zeszyt 2, str. 50

Julian Radecki „Nowy sposób obliczania azymutu Gwiazdy Polarnej z kąta godzinowego”. — Julian Radecki „Tablice pomocnicze do obliczania azymutu Gwiazdy Polarnej z kąta godzinowego”. — Stefan Hausbrandt „Tablice do obliczania zbieżności południków”.

Rok 1954, Tom II

Zeszyt 1, str. 114

Błażej Dulan „Metoda Zingera i przystosowanie teodolitu astronomicznego Wild T4 do dokładnego wyznaczenia poprawki czasu tą metodą”. — Stanisław Kasperek „Zagęszczenie sieci triangulacji wyższego rzędu za pomocą punktów oporowych”. — Stanisław Dmochowski „Poligonizacja techniczna metoda smukłych trójkątów”. — Zbigniew Stańczyk „Opis i technika pracy na stereomikrometrze”.

Zeszyt 2, str. 42

Stanisław Kasperek, Mieczysław Pietrzkowski „Przykład wyrównania sieci triangulacji wypełniającej z odrzuceniem założenia bezbłędności punktów nawiazania”. — Felician Piatkowski „Fotografowanie przekształcające. Przekształcanie kroiów pisma metodą fotograficzną”.

Prace IGiK

Rok 1955, Tom III

Zeszyt 1 (5), str. 231

Stefan Hausbrandt „Analiza porównawcza dokładności wielkotrójkątowych i małotrójkątowych sieci triangulacyjnych nawiązana do prac geodezyjnych w Polsce”.

Zeszyt 2 (6), str. 23

Klemens Tarnowski „Geodezyjne pomiary odkształceń przy badaniach hydrologicznych i gruntowych na terenie Pałacu Kultury i Nauki im. Józefa Stalina”. — Stefan Żykubek „Geodezyjne pomiary odkształceń konstrukcji stropowych”.

Zeszyt 3 (7), str. 85 + zał.

Stefan Hausbrandt „Pewien sposób interpolacyjnego obliczenia funkcji dwóch zmiennych (Interpolacja czteropunktowa z poprawkami)”. — Ireneusz Gombrych „Przeliczenie współrzędnych prostokątnych płaskich w odwzorowaniu Gaussa-Krügera z jednej elipsy na drugą”.

Rok 1956, Tom IV

Zeszyt 1 (8), str. 86

Julian Radecki „Koncepcja wyznaczenia różnic długości geograficznych pomiędzy wyjściowymi punktami astronomiczno-geodezyjnymi Polski i krajów sąsiednich”. — Jerzy Gaździcki „Wolny nawiazanie katowych na zmniejszenie błędów podłużnych punktów typowego ciągu poligonowego”. — Stanisław Ciota „Radziecki niwelator NS-2 (Opis i wyniki badania polowego)”. — Tadeusz Wyrzykowski „Automatyczny niwelator Zeiss Ni 2 (Opis i wyniki badania polowego)”. — Kazimierz Napierkowski „Tablice do obliczania współczynników kierunkowych w układzie grawitacyjnym”.

Zeszyt 2 (9), str. 167

Klemens Tarnowski „Geodezyjne pomiary odkształceń wieżowców ze szczególnym uwzględnieniem prac prowadzonych na terenie Pałacu Kultury i Nauki w Warszawie”. — Stefan Żykubek „Geodezyjne pomiary odkształceń

kominów i masztów”. — Wojciech Janusz „Zagadnienie ekonomii pracy przy wyrównywaniu sieci geodezyjnych metodą sprostżeń pośredniczących”. — Wojciech Janusz „Badanie terenowe konstrukcji ciągu poligonowego prostoliniowego i równobocznego oraz wnioski z tego badania”. — Gerard Kudelski „Rozwiązywanie układów równań normalnych przy pomocy maszyn matematycznych systemu kart dziurkowanych”. — Stanisław Kasperek, Gerard Kudelski „O możliwości zastosowania maszyn matematycznych systemu kart dziurkowanych dla potrzeb geodezji”.

Rok 1957, Tom V

Zeszyt 1 (10), str. 116

Błażej Dulan „Wyznaczenie dokładnego azymutu astronomicznego z obserwacji Polaris (α Ursae Min.)”. — Stanisław Dmochowski „Błąd średni wyznaczenia współrzędnych płaskich dowolnego punktu łańcucha rozet triangulacji radialnej przed wyrównaniem”. — Stanisław Kasperek „Tablice współczynników wagowych dla określenia dokładności wcięć w przód i wstecz”. — Wojciech Janusz „Zagadnienie jednolitej instrukcji poligonizacji technicznej”. — Tadeusz Kluss „Pomocnicze tablice liczbowe do przenoszenia współrzędnych geograficznych metodą prof. Milberta”.

Zeszyt 2 (11), str. 98

Jerzy Bokun „Baza grawimetryczna Gdańsk-Kasprowy Wierch”. — Zbigniew Zabek, Weneda Dobaczewska „Pomiary aparatem czterowahadłowym na punktach bazy grawimetrycznej”.

Zeszyt 3 (12), str. 76

Jerzy Gaździcki, Wojciech Janusz „Jednoczesne wyrównanie azymutów i współrzędnych wezłowych w siatkach poligonowych”. — Jerzy Szymoński „Badanie podziału koła poziomego oraz stałości położenia osi pionowej teodolitu precyzyjnego Zeiss Theo 010”.

Rok 1958, Tom VI

Zeszyt 1 (13), str. 160

Jerzy Bokun „Przygotowanie i obracanie materiałów grawimetrycznych dla potrzeb polskiej sieci astronomiczno-geodezyjnej i sieci niwelacji precyzyjnej I klasy”. — Jerzy Gaździcki, Wojciech Janusz „Porównanie przybliżonych sposobów wyrównywania sieci poligonowych (na podstawie kilku przykładów liczbowych)”. — Włodzimierz Szulakowski „Wyszukiwanie par gwiazd z katalogu współrzędnych do obserwacji metodą Piewcowa”. — Jerzy Bokun, Tadeusz Chojnicki „Tablice do obliczania w systemie wysokości normalnych poprawki niwelacyjnej ze względu na nierównoległość powierzchni poziomowych”.

W druku

Zeszyt 2 (14)

Stefan Hausbrandt „Przybliżone wyrównanie niezależnych sieci powierzchniowych”. — Stanisław Dmochowski „Nowa metoda wyrównania radialnej triangulacji instrumentalnej”. — Stanisław Dmochowski „Zasady przeprowadzania identyfikacji f i z - punktów w terenie przy opracowywaniu map wielko- i średnioskalowych”. — Jerzy Bokun, Jerzy Niewiarowski „Projekt podstawowej sieci wahadłowej w Polsce”. — Zbigniew Zabek, Weneda Dobaczewska „Pomiary aparatem czterowahadłowym na punktach zachodniej części sieci wahadłowej w Polsce”.

W przygotowaniu

Zeszyt 1 (15)

Julian Radecki „Kilka uwag o redukcji ad locum apparentem”. — Julian Radecki „Metoda bezpośredniego wyznaczenia różnicy długości geograficznej i jej zastosowanie przy nawiazaniu Borowa Góra-Potsdam”. — Zbigniew Zabek, Weneda Dobaczewska „Pomiary aparatem wahadłowym na punktach wschodniej części sieci wahadłowej w Polsce”. — Józef Chwałek „Płaskie fotogrametryczne pole doświadczalne”.

Korzystając z okazji pragniemy zwrócić uwagę wszystkim ewentualnym reflektantom, że najpewniejszym zabezpieczeniem regularnego otrzymywania bieżących numerów Prac IGiK jest ich prenumerata. W sprawie tej zwracać się należy do Główniej Księgarni Technicznej, Warszawa, ul. Świętokrzyska 14. Egzemplarze z lat ubiegłych mogą odbiorcy spoza Warszawy otrzymywać poprzez Powszechną Księgarnię Wysyłkową (Warszawa, ul. Nowolipie 4).

O wszelkie informacje co do wydawnictw IGiK i możliwości ich nabycia można się też zwracać do Komitetu Redakcyjnego IGiK (Warszawa, ul. Jasna 2/4).

PRZEGLĄD DOKUMENTACYJNY GEODEZJI

OPRACOWANY PRZEZ OŚRODEK DOKUMENTACJI INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGLĄD GEODEZYJNY”

ROCZNIK 9

WARSZAWA, PAŹDZIERNIK 1959

NR 5

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

DZIAŁ OGÓLNY

124* 016.52:526 IGIK
Riefieratiwnyj Żurnał, Astronomia, Geodezja. **Przegląd Dokumentacyjny, Astronomia, Geodezja**. 1959, nr 4, Akad. Nauk SSSR, 26X20 cm, s. 116.

Kolejny zeszyt dokumentacji naukowej artykułów i książek z zakresu astronomii i geodezji zawiera łącznie omówienie w formie analiz i adnotacji 840 pozycji wydawniczych, w tym 210 pozycji z dziedziny geodezji.

125* 025.45:526 IGIK
ROGGE H.L.: De geodesie en de Universele decimale classificatie. (U.D.C.). **Geodezja i uniwersalna klasyfikacja dziesiętna**. Tijdschr. kadaster, 1959, t. 75, nr 3, B5, s. 121—139, poz. bibl. 14.

Książki i artykuły w czasopismach. Opracowanie bibliograficzne książek i artykułów w czasopismach. Katalog hasłowy i katalog systematyczny. Systematyka w klasyfikacji Deveya i w klasyfikacji dziesiętnej. Uniwersalna klasyfikacja dziesiętna. Symbole główne i symbole pomocnicze. Geodezja i uniwersalna klasyfikacja dziesiętna. Nowy podział geodezji w uniwersalnej klasyfikacji dziesiętnej. Zastosowanie uniwersalnej klasyfikacji dziesiętnej. Dokumentacja i karty dziurkowane.

126* 526.083.1(82) IGIK
Instrucciones tecnicas para la ejecucion de los trabajos geodesicos. **Instrukcje techniczne dla wykonania prac geodezyjnych**. Buenos Aires, 1957, Ejercito Argentino, Direction General del Instituto Geografico Militar, s. 266.

Prace astronomiczne na podstawowych punktach Laplace'a i na posiłkowych punktach Laplace'a. Międzynarodowa służba czasu. Prace triangulacyjne. Prace metrologiczne: komparacja przymiarów, sprawdzanie mikrometrów optycznych. Prace niwelacyjne: niwelacja precyzyjna, przekraczanie rzek. Prace grawimetryczne: pomiary aparatem czterowahadłowym Askania, pomiary grawimetrem Western.

ASTRONOMIA GEODEZYJNA

127* 526.6:522.58 IGIK
TÖPFER F.: Ein Vergleich von Hilfsmittel für Sonnenanstellungen. **Porównanie środków pomocniczych do celowania na Słońcu**. Vermessungstechnik, 1959, t. 7, nr 1, A4, s. 11—12, poz. bibl. 4.

Wykonano pomiary porównawcze, stosując nasadkę Roelofsa (oryginalną i przerobioną), „koło słoneczne” (na płycie ogniskowej) i zwykły krzyż kresek. Celowano na sztuczne słońce i na naturalne. Z zestawienia średnich błędów poszczególnych obserwacji nie wynika, aby którekolwiek z wymienionych urządzeń dawało wybitnie lepsze wyniki od pozostałych.

GEODEZJA

128* 526.32 IGIK
ZIEMCOW A.S.: Wizirnaia ciel primieniamaja w Maskowskom AGP. **Znak celowniczy stosowany w Moskiewskim P.A.G.** Geod. Kartograf., (Moskwa), 1959, nr 3, B5, s. 22—25, rys. 3.

Opisywany znak pozwala celować z małym wpływem fazy przy bocznym oświetleniu celu. Konstrukcja jego jest prosta i znak można wykonać na miejscu budowy wieży. Przedstawiono obliczenia wymiarów znaku i wielkości błędów powstającego wskutek fazy. Znak stosuje się na punktach triangulacji 2 i 3 rzędu.

129* 526.32 IGIK
Signalgerät Detmold. **Sygnal triangulacyjny Detmold**. Vermessungstechn. Rdsch., 1959, t. 21, nr 6, B5, s. 200.

Przenośny sygnal triangulacyjny Detmolda składa się z rur z lekkiego metalu, wysuwanych teleskopowo. W stanie złożonym ma długość 3 m; można go rozsunąć do wysokości 16 m i ustabilizować linami odciągowymi. Sygnal waży 55 kg.

130* 526.37:629.135.423(71) IGIK
SLIVITZKY M.S.: Precise barometric levelling in northern Quebec using helicopters for transportation. **Precyzyjna niwelacja barometryczna w północnym Quebec z zastosowaniem helikopterów**. Canadian Surv., 1958, t. 14, nr 5, B5, s. 195—200.

Niwelację wykonano w trudnym zalesionym terenie. Stosowano metody dwóch baz i „żabiego skoku”, przewożąc altimetry helikopterami. Napotkano na trudności w wyszukiwaniu w lasach lądowisk dla helikopterów. Koszty pomiarów wypadły znacznie niższe niż koszt wykonania niwelacji geometrycznej.

131* 526.913.1:625.1 IGIK
SESTAK E.: Optimalni způsob měření vodorovných úhlů v polygonových pořadech vedených v osách kolejí. **Najlepszy sposób pomiaru kątów poziomych w ciągach polygonowych zakładanych w osiach torów**. Geod. Kartograf. Obz., 1958, t. 4/45, nr 11, A4, s. 209—214, rys. 4.

Uwagi o ciągach polygonowych. Centrowanie teodolitu. Poziomowanie teodolitu. Sygnalizacja punktów polygonowych. Jakość teodolitu. Dokładność celowania i odczytu. Najlepszy sposób celowania i odczytywania.

132* 526.913.145:526.5 IGIK
JANKOVIĆ M.: Razmatranja o djelovanju sistematskih pogrešaka kod optičkog mjerenja dužina teodolitom i bazisnom letvom. **Rozpatrzenie wpływu błędów systematycznych przy pomiarze optycznym długości teodolitem i latą bazową**. Geodetski List, 1958, t. 12/35, nr 4—6, B5, s. 192—212, rys. 9, poz. bibl. 12.

Zwrócono uwagę na błędy systematyczne wynikające z długości łąty. Opisano metodę wyznaczania długości łąty, polegającą na pomiarze paralaktycznym bazy pomiarzonej drutami inwarowymi. Końce bazy są zastabilizowane słupami, na których można ustawić teodolit i latę. Wyznacza się łącznie długość łąty i błąd osobowy danego obserwatora.

133* 621.396.96:526.913.145 IGIK
REGÖCZI E.: A fizikai távmérők használatát alsogeodeziai munkálatainkban. **Stosowanie dalmierzy fizycznych w naszych pracach topograficznych**. Geod. Kartograf. (Budapeszt), 1959, t. 11, nr 1, B5, s. 29—31.

Scharakteryzowano różne typy dalmierzy (elektrooptyczne i elektronowe) i stwierdzono, że możliwości ich zastosowania w warunkach węgierskich są znikome, ponieważ w kraju zakończono już prace polowe nad siecią triangulacyjną. Jedyne możliwości zastosowania tych dalmierzy istnieją w zakresie polygonizacji o długich bokach.

134* 627.8:526.99 IGIK
MERMIN M.: Mesure de la déformation des barrages. **Pomiary odkształceń zapór**. Géomètre, 1959, nr 3, B5, s. 137—145, rys. 7.

Opisano geodezyjne metody pomiaru odkształceń poziomych i pionowych zapór dolinowych. Szczegółowo rozpatrzono budowę słupów obserwacyjnych, urządzeń do centrowania instrumentów na słupach, tarcz celowniczych osadzanych na murach budowli i przenośnych oraz zaczepów do wiszących łąt niwelacyjnych. W związku z szerokim stosowaniem pomiarów drutami inwarowymi opisano również wyposażenie do tych pomiarów i komparację drutów.

GRAVIMETRIA GEODEZYJNA

135* 526.7(061.3) IGIK
BOAGA G.: L'attività gravimetrica mondiale nel decennio

1948—1957. Światowa działalność w zakresie grawimetrii w dziesięciolecie 1948—1957. Rivista catasto, 1959, t. 14, nr 1, A4, s. 5—47, rys. 24.

Przegląd działalności w zakresie grawimetrii opracowany na podstawie raportów narodowych z 29 krajów europejskich i pozaeuropejskich, zgłoszonych na Zgromadzeniu Ogólnym Międzynarodowej Unii Geodezyjno-Geofizycznej w Brukseli (1951 r.), Rzymie (1954 r.) i Toronto (1957 r.).

T.B.

KARTOGRAFIA

136* 526.89:333.161:631.1 IGIK
JUROWSKI Ja. I.: K woprosu o kartograficzną gienieralizację i zestawienie krupnomassztabnych sielskochazajstwiennych kart. Zagadnienia kartograficznej generalizacji przy sporządzaniu wielkoskalowych map gospodarstwa wiejskiego. Trudy M.I.I. Ziemi, 1959, wyp. 3, B5, s. 7—8.

Autor zaliczając w poczet wielkoskalowych map gospodarstwa wiejskiego wszystkie mapy kołchozów, sowchozów i obwodów administracyjnych — sporządzone w skali od 1:10 000 do 1:100 000 — stwierdza, że treść tych map, aby były czytelne, musi być zgeneralizowana. Wyróżnia dwa etapy generalizacji, tj. we wstępnych pracach redakcyjno-przygotowawczych oraz w procesie sporządzania oryginału redakcyjnego.

K.P.

137* 676.3/5:744 IGIK
SAWINOW M. P.: O deformacji czortieźnoy bumagii. O deformacji papieru kreślarskiego. Trudy M.I.I. Ziemi, 1959, wyp. 3, B5, s. 103—113, tabl. 5.

Autor ustala i omawia główne przyczyny wpływające na odkształcenia liniowe i powierzchniowe papierów kreślarskich. Przeprowadza badania laboratoryjne, których wynik zestawia w tabelach i wykresach. Ich analiza pozwala mu na wyciągnięcie wniosków i określenie, które z czynników fizyko-chemicznych i mechanicznych wywierają największy wpływ na deformację papierów kreślarskich.

J.C.

FOTOGRAMETRIA

138* 526.918:526.99 IGIK
FISCHER W.: Die Anwendung der Photogrammetrie in der Instruktionszone II der schweizerischen Grundbuchvermessung. Zastosowanie fotogrametrii przy pomiarach katastralnych w strefie instrukcji II. Schw. Z. Vermessung., 1959, t. 57, nr 1, B5, s. 2—16, rys. 3, zał. 1.

Dokonano pierwszej próby zastosowania fotogrametrii dla potrzeb katastru szwajcarskiego z zachowaniem warunków instrukcji II. Teren doświadczalny został uprzednio pomierzony sposobem klasycznym, a następnie po dokonaniu terenowej sygnalizacji punktów i wykonaniu zdjęć lotniczych kamerą RC7 przy $f = 170$ mm, $H = 1200$, opracowany na autografie A5 Wilda z zastosowaniem kaset z płytami kompensacyjnymi. Efektem opracowania autogrametrycznego były: rysunek i równocześnie rejestrowane automatycznie na EK2 współrzędne X, Y, Z zanumerowanych punktów załamania granic i punktów sieci geodezyjnej. Do przeliczenia współrzędnych z układu autografu na układ krajowy użyto maszyny elektronicznej, wykonującej program transformacji afinicznej wycinkowej (w oparciu o 3 znane punkty), lub afinicznej transformacji całego modelu w oparciu o 4 lub więcej punktów. Omówiono, ujęte w tabelę, osiągnięte dokładności, podając błędy średnie i maksymalne współrzędnych punktów i ich wzajemnych odległości, w rozbiciu na punkty dostosowania, punkty załamania granic, geodezyjne i wspólne, oraz wyznaczono błędy ustawienia znaczka pomiarowego na punkcie w autografie. W zakończeniu podano uwagi praktyczne na temat doboru punktów dostosowania, sygnalizacji i uzupełnień w terenach zakrytych.

L.W.

139* 526.918.73 IGIK
BOLSZAKOWA Ł. D.: Iz opyta razwitiya grafo-analiticheskoj triangulacji. Z doświadczeń nad rozwojem triangulacji graficzno-analitycznej. Izv. Wys. Ucz. Zaw. 1958, wyp. 6 B5, s. 95—101, rys. 7.

Opisano sposób wykonania graficzno-analitycznej fototriangulacji, posiadający następujące cechy: pomiar i opracowa-

nie współrzędnych umownych jest prostszy w porównaniu z metodami pomiarów kątów i długości, wymagającymi dużej ilości obliczeń; istnieje możliwość stałej kontroli według wskazań radiowysokościomierza i statoskopu, a nawet możliwość sporządzenia dokładnych fotomap przy zupełnym braku osnowy geodezyjnej.

T.B.

INSTRUMENTOZNAWSTWO

140* 621.383:526.33 IGIK
KÜHNE C.: Das elektrische Auge als Hilfsmittel zur Verfeinerung der Zieleinstellung. Elektryczne oko jako pomoc przy zwiększeniu dokładności celowania. Vermessungstechn. Rdsch. 1959, t. 21, nr 5, s. 149—153, rys. 4.

Opisano konstrukcję i działanie oka elektrycznego, wyrobianego przez wytwórnice Askania jako uzupełnienie do teodolitu TU. Czułość przyrządu jest bardzo wysoka; reaguje on na strumień światła o natężeniu 10^{-9} lumena, co odpowiada sile światła gwiazdy 6 wielkości. Przeprowadzone próby wykazały, że dokładność nacełowania kierunku wynosi $0,06''$. Wytwórnica ma możliwość podwyższenia tej dokładności do $0,01''$.

T.B.

141* 526.951.4 IGIK
HOGG F. B. R., ARMSTRONG J. A.: Two new self-aligning levels. Dwa nowe niwelatory samopoziomujące. Emp. Surv. Rev. 1959, t. 15, nr 111, s. 2—6, rys. 6.

Dwie angielskie firmy wyrabiające instrumenty geodezyjne: Cooke, Troughton and Simms i Hilger and Watts opracowały wspólnie konstrukcję kompensatora do niwelatora samopoziomującego. Kompensator jest podobny do stosowanego w niwelatorze Zeissa Ni-2. Opisano konstrukcję i działanie kompensatora. Pozostałe części przyrządów zostały przez każdego wytwórcę opracowane oddzielnie.

T.B.

142* 526.961:621.38 IGIK
WITTKE H.: ZGO — eine elektronische Steuerung für Koordinatentische. ZGO-elektronowo sterowany koordynatograf. Vermessungstechn. Rdsch., 1959, t. 21, nr 6, s. 202, rys. 1.

Firma Zuse KG wypuściła na rynek elektroniczne urządzenie do sterowania koordynatografem. Współrzędne punktów są nadawane z dziurkowanej taśmy dalekopisowej lub ręcznie przez klawiszowanie. Dokładność nanoszenia $0,02$ mm, szybkość — 20 pkt/min. Do maszyny można dołączyć dowolny koordynatograf z napędem wałowym (typu stosowanego przy autografach). Maszyna składa się z dwóch szaf; w jednej znajduje się 200 lamp elektronicznych i 600 diod, w drugiej — 34 tranzystory i 550 przełączników. Napęd prądem zmiennym, 50 Hz, ok. 5 kVA.

T.B.

METODY OBLICZEŃ

143* 526.09 IGIK
HUNGER F.: „Vernünftige” Genauigkeit im Vermessungswesen. „Rozsądna” dokładność w geodezji. Allgem. Verm. Nachricht. 1959, nr 3, s. 63—67.

Omówiono zagadnienie dostosowania dokładności zakładanych pierwotnie osnów geodezyjnych do wymagań wynikających z późniejszego zapotrzebowania na podkłady geodezyjne. Jako przykłady wymieniono osnowy astronomiczno-radarowe założone w Iranie i Liberii.

T.B.

144* 526.918.73:526.5 IGIK
JERIE H. G.: Block adjustment by means of analogue computers. Wyrównanie bloków urządzeniem analogowym. Photogrammetria (Amsterdam), 1957—58, t. 14, nr 4, s. 161—176, rys. 7.

Wyrównanie liczbowe bloku aerotriangulacji wymaga rozwiązania układu wielu równań. Zastosowano do tego celu urządzenie analogowe pracujące na zasadzie układów elastycznych. Z próbnych badań wynika, że w bloku złożonym z 8 szeregów po 3 modeli z 8 punktami dostosowania, rozmieszczonymi na obwodzie bloku, uzyskano średni błąd współrzędnych wyrównanego punktu ok. 30 mikronów (w skali zdjęcia). W celu wyrównania wysokości zastosowano również urządzenie analogowe pracujące na zasadzie elastycznych odkształceń.

T.B.

Niniejszy Przegląd Dokumentacyjny zawiera jedynie część analiz, które ukazuje się w postaci kart dokumentacyjnych, Technicznej (Warszawa, Al. Niepodległości 188). CIDNT przyjmuje również całą dokumentację naukowo-techniczną, jak i oddzielne jej wykonanie za zwrotem kosztów fotokopie i mikrofilmy publikacji dokumentacyjnymi.

dokumentacyjnych publikacji z zakresu geodezji. Pełna dokumentacja ukazuje się w postaci kart dokumentacyjnych, Technicznej (Warszawa, Al. Niepodległości 188). CIDNT przyjmuje również całą dokumentację naukowo-techniczną, jak i oddzielne jej wykonanie za zwrotem kosztów fotokopie i mikrofilmy publikacji dokumentacyjnymi.

POSZUKIWANIE INSTRUKCJI Z 1843 ROKU

Mgr Krystyna Górską-Golaską w badaniach swoich nad historią miernictwa na terenie Wielkiego Księstwa Poznańskiego w okresie zaborów napotkała na wzmiankę, że wszystkie pomiary sporządzone w wieku XIX dla celów uwłaszczeniowych regulowane były przez specjalną instrukcję pomiarową, wydaną w r. 1843 przez Komisję Centralną w Poznaniu pod tytułem:

„Instruktion zur Ausführung der geometrischen Arbeiten in den von der unterzeichneten Behörde abhängigen Auseinandersetzungen”

Poszukiwanie tej instrukcji w bibliotekach nie dało rezultatu, być może jednak, że zachowała się ona w bibliotekach prywatnych.

Redakcja Przeglądu Geodezyjnego zwraca się z apelem do geodetów-bibliofilów o ewentualne wypożyczenie wyżej wymienionej instrukcji na okres 2-3 miesięcy celem wykorzystania jej przez mgr Krystynę Górską-Golaską w prowadzonych przez nią pracach naukowych.

NA BUDOWĘ SZKÓŁ „TYSIĄCLECIA”

Bawiący w Polsce w maju br. prof. Mikołaj Modryński, zaproszony przez Stowarzyszenie Geodetów Polskich na Konferencję Naukowo-Techniczną poświęconą planowaniu przestrzennemu nadesłał do redakcji następujący list wraz z wymienioną kwotą pieniężną:

Wielce Szanowny Panie Redaktorze!

Proszę przyjąć otrzymane przeze mnie honorarium w sumie pięćset złotych (zł 500) dla przekazania go na cele budownictwa szkół tysiąclecia Polski.

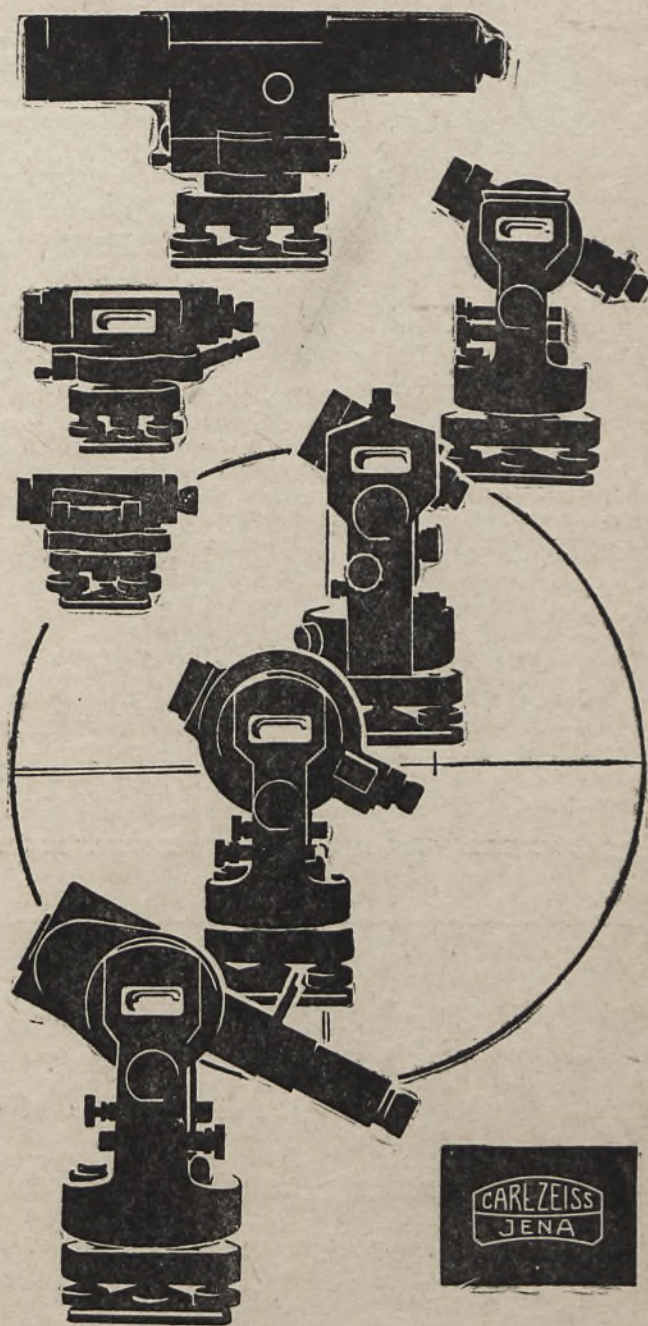
Mikołaj Modryński

NADANIE WYSOKIEGO ODZNACZENIA PAŃSTWOWEGO PREZESOWI GŁÓWNEGO URZĘDU GEODEZJI I KARTOGRAFII

Uchwałą Rady Państwa został odznaczony Krzyżem Komandorskim Orderu Odrodzenia Polski prezes Głównego Urzędu Geodezji i Kartografii mgr inż. Borys Szmielew za wybitne zasługi w zakresie działalności gospodarczej i politycznej.

Uroczysta dekoracja zasłużonych z okazji 15-lecia Polski Ludowej i Święta 22 Lipca odbyła się w dniu 21 lipca br. w salach Urzędu Rady Ministrów, na której Prezes Rady Ministrów dokonał wręczenia odznaczenia.

W dniu 21 lipca br. w Głównym Urzędzie Geodezji i Kartografii prezes Urzędu mgr inż. B. Szmielew na uroczystej akademii z okazji 15-lecia Polski Ludowej i Święta 22 lipca udekorował szereg pracowników Urzędu i podległych przedsiębiorstw odznaczeniami państwowymi.



ZEISS

Przyrządy geodezyjne ZEISS

Żądajcie prospektu oznaczonego symbolem 10 podając nazwę przyrządu

VEB Carl Zeiss JENA

WARUNKI PRENUMERATY NA ROK 1960

Zamówienia i przedpłaty na prenumeratę normalną przyjmowane są w terminie do dnia 15 miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty przez: urzędy pocztowe, listonoszy oraz oddziały i delegatury „Ruchu”. Można również zamówić prenumeratę dokonując wpłaty na konto PKO nr 1-6-100 020—Centrala Kolportażu Prasy i Wydawnictw „Ruch”—Warszawa, Srebrna 12.

Prenumerata normalna

miesięczna ^a	zł 12,-
kwartalna	36,-
półroczna	72,-
roczna	144,-

Prenumerata z 15% rabatem dla członków stowarzyszeń naukowo-technicznych

Zamówienia zbiorowe, imienne z podaniem adresu, okresu prenumeraty i tytułu czasopisma oraz należności, przyjmują koła zakładowe, zaś od członków nie zrzeszonych w kołach oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych. Zamówienia przekazywać należy do Centrali Kolportażu Prasy i Wydawnictw „Ruch” Warszawa, Srebrna 12 konto PKO nr 1-6-100 020. Termin składania prenumeraty z 15% rabatem na okres kwartalny, półroczny i roczny upływa z dniem 1 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty.

Prenumerata z 15% rabatem

kwartalna	zł 30,60
półroczna	61,20
roczna	122,40

Zeszyty z lat ubiegłych można nabywać w Dziale Zbytu Wydawnictw Czasopism Technicznych NOT Warszawa Czackiego 3/5 oraz w antykwarycznym sklepie „Ruchu”—przy ul. Wiejskiej 14 w Warszawie.

Uwaga: Najlepiej prenumeratę zgłaszać w zakładzie pracy u kolportera zakładowego czasopism technicznych NOT

POLSKIE ZAKŁADY OPTYCZNE

WARSZAWA, UL. GROCHOWSKA 316/320

Produkują szeroki asortyment przyrządów geodezyjnych:



NIWELATORY
TEODOLITY 30" I 6"
KOORDYNATOGRAFY
PRZENOSNE
STEREOSKOPI LUSTRZANE
PLANIMETRY

PROWADZĄ TAKŻE DZIAŁ NAPRAWY
I KONSERWACJI SPRZĘTU OPTYCZNEGO.

