przy P. P. M. Odział w Gdańsku
Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 114

przegląd GEODEZYJNY

WYDAWNICTWA CZASOPISM TECHNICZNYCH NOT

Nr 4 WARSZAWA, KWIECIEŃ 1958 ROK XIV (XXX)

TREŚĆ:

— **Trzeci Międzynarodowy Kurs Geodezyjnych Pomiarów Długości w Monachium. Cz. I**
K. Bramorski, Br. Lipiński, J. Stachyrak

— **Sprawozdanie z Konferencji Geodezyjnej w Bratysławie**
W. Kłopociński

— **Organizacja Naukowo-Technicznego Stowarzyszenia Geodetów Niemieckiej Republiki Demokratycznej**
R. Koitsch

— **Paralaktyczne pomiary o wysokiej precyzji**
Sz. Grygorczuk

— **Projektowanie działek trapezowych przy pomocy tablic-nomogramów**
Z. Adamczewski

— **Ustalenie kryterium stałości stanowiska przy geodezyjnych pomiarach odkształceń. Cz. II**
B. Ney

— **Wyrównanie sieci niwelacyjnych metodą redukcji obwodów. Cz. IV**
K. Godlewski

— **Problemy klasyfikacji nazw osiedli na mapach szczegółowych**
J. Gołaski

— **Z Życia Organizacji i z Terenu**

— **Kronika Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego**

— **Wśród Książek i Wydawnictw**

— **Przegląd Dokumentacyjny Geodezji**

СОДЕРЖАНИЕ

— **Международный Курс Геодезических Измерений Долгот в Монахиум, ч. 1.**
К. Браморски, Бр. Липиньски, Я. Стахырак

— **Отчет из Геодезической Конференции в Братиславе**
В. Клопоциньски

— **Организация Общества Геодезистов Немецкой Демократической Республики**
Р. Койтш

— **Высокопрецизионные параллактические измерения**
Ш. Грыгорчук

— **Проектирование трапезных участков при помощи таблиц номограммов**
З. Адамчевски

— **Установление критерий постоянства станции при геодезических измерениях деформаций, ч. 2.**
Б. Ней

— **Выравнивание нивелированных сетей методом редукции периметров, ч. 4.**
К. Годлевски

— **Проблемы классификации названий селений на крупномасштабных картах**
Я. Голаски

Из Жизни Организации и Территории

Хроника Польского Фотограметрического Общества

Среди Книг и Печати

Документационный Обзор Геодезии

INHALT

— **Der Internationale Geodäsievermessungenkursus in München. Teil I**
K. Bramorski, Br. Lipiński, J. Stachyrak

— **Der Bericht über die Geodäsietagung in Bratislawa**
W. Kłopociński

— **Die Organisation der technisch-wissenschaftlichen Vereinigung der Geodäten in der DDR**
R. Koitsch

— **Parallaktische Vermessungen mit hohem Präzisionsgrad**
Sz. Grygorczuk

— **Die Projektierung von Trapezparzellen mit Anwendung von Tafeln-Nomogrammen**
Z. Adamczewski

— **Feststellung vom Stabilitätskriterium der Beobachtungsstelle bei den geodätischen Vermessungen der Entstaltungen. Teil II**
B. Ney

— **Nivellementsnetzausgleichung mit Anwendung der Perimeterreduktionsmethode. Teil IV**
K. Godlewski

— **Frage der Siedlungsnamenklassifikation auf den Grundkarten**
J. Gołaski

Aus dem Organisationsleben

Die Chronik des Polnischen Bildmessungsvereines

Bücher- und Zeitschriftenschau

Dokumentationsrundschau der Geodäsie

SOMMAIRE

— **Cours international de mesurage géodésique de longueur à Munich, I-re partie**
K. Bramorski, Br. Lipiński, J. Stachyrak

— **Compté-rendu de Conference Géodésique à Bratislave**
W. Kłopociński

— **Organisation de l'Association des Géomètres dans la Republique Democratique Allemande**
R. Koitsch

— **Mesurage parallactique à haute précision**
Sz. Grygorczuk

— **Nomogrammes pour projetter les parcelles-trapezes**
Z. Adamczewski

— **Cryterium de stabilité de position pour mesurage géodésique de deformation (II p.)**
B. Ney

— **Compensation du réseau de nivellement par reduction des périmètres (IV p.)**
K. Godlewski

— **Problème de classification des noms des villages sur les plans à grande échelle**
J. Gołaski

— **De l'Organisation et du Terrain**

— **Chronique de la Societé Photogrammetrique en Pologne**

— **Parmis les livres et les journaux**

— **Revue Documentaire de géodésie**

CONTENTS

— **International Course of geodetical Measurement of Length at Munich — part 1**
K. Bramorski, Br. Lipiński, J. Stachyrak

— **Report from the Surveying Conference at Bratislava**
W. Kłopociński

— **Organisation of the Surveyors Association in the German Democratic Republic**
R. Koitsch

— **High Precision Parallactic Measurements**
Sz. Grygorczuk

— **Nomograms for Design of Trapezium Lots**
Z. Adamczewski

— **Criterion of Position Stability for Geodetic Survey of Deformation part 2**
B. Ney

— **Compensation of Levelling Net by Reduction of Perimeter**
K. Godlewski

— **Problem of Classification of Names for New Settlements on Detailed maps**
J. Gołaski

— **General Notes**

— **Chronicle of the Polish Photogrammetric Society**

— **Books and Paper Review**

— **Documentary Review of Geodesy**

Wydawca: **Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT.** Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, Czackiego 3/5.
Komitet Redakcyjny: Redaktor naczelny: inż. Stanisław Janusz Tymowski.
Redaktorzy działów: inż. Marian Frelek, inż. Wacław Kłopociński, mgr Wisław Królikowski, inż. Bronisław Lipiński, inż. Kazimierz Rżewski.
Sekretarz redakcji: Natalia Wilczyńska. **Redaktor techniczny:** Antoni Maryewski

Wydawnictwa Czasopism Technicznych NOT, Warszawa 1958

Nakład 2100 egz. Ark. wyd. 11,95. Ark. druk. 5. Format A4. Papier druk. sat. kl. V, 60 g. 61×86. Oddano do składu 10.II.58 r. Podpisano do druku 16.IV.58 r. Druk ukończono 19.IV.58 r. Druk. Akcydens. W-wa. Zam. 240/58. A-82.

Cena egz. zł 12.—

przegląd GEODEZYJNY

Czasopismo poświęcone geodezji, fotogrametrii i kartografii
Organ Główny Stowarzyszenia Naukowo-Technicznego Geodetów Polskich
Nr 4 WARSZAWA, KWIECIEŃ 1958 ROK XIV (XXX)

BIBLIOTEKA TECHNICZNA
przy P. P. M. [illegible]
Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 114

Mgr inż. Kazimierz Bramorski
Mgr inż. Bronisław Lipiński
Mgr inż. Józef Stachyrak

Trzeci Międzynarodowy Kurs Geodezyjnych Pomiarów Długości w Monachium

Ogólne wiadomości o kursie

Międzynarodowy Kurs Geodezyjnych Pomiarów Długości w Monachium organizowany jest już po raz trzeci. Poprzednie, podobne kursy miały miejsce w latach 1953 i 1955.

Twórcą tych kursów jest prof. dr inż. A. Kneissl, autor wielu prac geodezyjnych, kierownik Instytutu Geodezyjnego Politechniki Monachijskiej, wykładowca geodezji wyższej na politechnice, który do organizacji kursu zaprosił naukowców instytutu oraz oddał do dyspozycji wyposażenie instytutu. Prof. dr inż. A. Kneissl prowadząc w instytucie prace badawcze nad nowoczesnymi metodami pomiarów triangulacyjnych może poszczycić się faktem przyswojenia nauce niemieckiej ostatnich osiągnięć w tej dziedzinie oraz prowadzenia doświadczeń nowoczesnym sprzętem. Przez systematyczną organizację kursów naukowych o zasięgu międzynarodowym na temat bezpośrednich pomiarów długości prof. A. Kneissl stworzył w swym instytucie ośrodek popularyzacji nowoczesnej wiedzy geodezyjnej.

Kurs był bardzo bogaty w treść. Obejmował on zagadnienie optyczno-elektrycznego pomiaru odległości, pomiarów trilateracyjnych przy pomocy radaru, shoranu i hiranu oraz zasady konstrukcji instrumentów do pomiarów długości metodą elektro-optyczną, geodimetru, tellurometru. Omówione zostały również problemy redukcji wielkich linii na powierzchnię odniesienia, a w związku z tym określenia matematycznego powierzchni odniesienia, triangulacji międzykontynentalnej, następnie wyrównania sieci zbudowanych z elementów długościowych. Poza tym wykłady objęły tematy związane z rozwojem komparatora interferencyjnego Vaisälä, pomiarów drutami inwarowymi ze zmianami konstrukcji i optyki instrumentów geodezyjnych, podnoszenia dokładności podziału instrumentu oraz ostatnio zastosowane rozwiązania w instrumentach dalmierczych. Osobną grupę tematów stanowiły pomiary geodezyjne związane z konstrukcją wielkich budowli inżynierskich jak: wielkie mosty i tunele. Cykl wykładów objął również nowoczesne maszyny do liczenia.

Obszerny zakres wiadomości wyłożony został przez wybitnych naukowców zaproszonych prawie z całego świata, a więc z Anglii, Austrii, Finlandii, Niemiec, Szwajcarii, Szwecji, Węgier, Kanady. Spośród nazwisk referujących na kursie wymienić można: prof. dr Karolusa (Freiburg), dr E. Bergstranda (Sztokholm), S.R.R. Rossa (Ottawa), prof. dr K. Lederstegera (Wiedeń), prof. dr Kukkamäki (Helsinki), prof. dr Tarczy-Hornocha (Sopron), dr M. Wilda (Aarau), dr inż. Gigasa (Frankfurt n/Menem).

Na kurs przybyło około 200 uczestników; przeważali oczywiście słuchacze z Niemiec, ale blisko połowa przybyła z zagranicy. Przybyli słuchacze z Anglii, Australii, Austrii, Bułgarii, Czechosłowacji, Danii, Finlandii, Holandii, Indonezji, Jugosławii, Norwegii, Polski, Portugalii, Stanów Zjednoczonych, Szwajcarii, Szwecji i Węgier. W grupie polskiej uczestniczyli: mgr inż. K. Bramorski (Przedsiębiorstwo Geodezyjne Gospodarki Komunalnej „Wschód"), prof. dr Z. Kowalczyk (Akademia Górniczo-Hutnicza), prof. dr inż. T. Lazzarini (Politechnika Warszawska), mgr inż. Br. Lipiński (Ministerstwo Gospodarki Komunalnej), prof. dr inż. M. Odlanicki (Akademia Górniczo-Hutnicza), mgr inż. A. Płatek (Akademia Górniczo-Hutnicza) doc. St. Sławiński (Politechnika Warszawska), mgr inż. J. Stachyrak (Przedsiębiorstwo Geodezyjne Gospodarki Komunalnej „Południe"), mgr inż. J. Szymoński (Główny Urząd Geodezji i Kartografii).

Rozkład zajęć na kursie był intensywny. Przed południem — wykłady, po południu — ćwiczenia i pokazy. Po referacie odbywała się często — inicjowana przez prof A. Kneissla — dyskusja. Językiem wykładowym był niemiecki i angielski. W każdym wypadku tekst opracowany w jednym języku, tłumaczony był na drugi. W praktyce przeważnie uczestnicy mówiący po angielsku posługiwali się słuchawkami, przekazującymi tłumaczenie na język angielski. W czasie dyskusji asystent prof. A. Kneissla tłumaczył przemówienia uczestników.

Wykłady odbywały się w dużej sali wykładowej Instytutu Geodezyjnego Politechniki, przystosowanej do jednoczesnego ilustrowania wykładów przezroczami. Ćwiczenia przy tak znacznej ilości uczestników kursu nie mogły w pełni umożliwić osobistego przerobienia zadania lub wnikliwego zaznajomienia się z aparaturą. Jednak daleko posunięta uprzejmość współpracowników firm produkujących sprzęt dawała sposobność do dodatkowego zaznajomienia się z demonstrowanym sprzętem, a wyczerpujące wyjaśnienia asystentów ułatwiały zrozumienie działania urządzeń i sposobu posługiwania się sprzętem. Ponieważ szczegóły konstrukcyjne budowy aparatury

wychodzą poza zakres znajomości elektroniki wśród geodetów, powinny być przedmiotem oddzielnych badań.

Wykłady, ćwiczenia, pokazy i przewidziane programem wycieczki wypełniły całkowicie czas przeznaczony na kurs. Tempo zajęć należy określić jako bardzo intensywne, nie pozostawiające wiele czasu na zwiedzanie miasta, jego życia, tempa budowy, ruchu — co również powinno leżeć w sferze zainteresowań uczestników kursu.

Geodimetry różnych typów

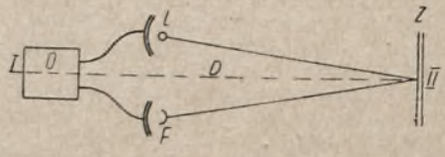
Geodimetr jest przyrządem do mierzenia wielkich odległości rzędu kilkunastu do kilkudziesięciu kilometrów. Instrument ten wynaleziony przez Bergstranda i udoskonalony przez niego w miarę postępu doświadczeń, przechodził fazę rozwojową od typu bardzo skomplikowanego do coraz bardziej prostego. Działanie aparatury oparte jest na emisji światła o wysokiej częstotliwości przy zastosowaniu zjawiska interferencji.

Jak dotąd mamy 3 typy tych przyrządów: NASM-2; NASM-3 oraz NASM-4.

NASM-2 używany jest do prac polowych od 1953 r. i przeznaczony jest głównie do pomiarów odległości od 35-40 km. Dolna granica limitowana jest przez błąd, który dla tego instrumentu wynosi 1 cm + 1 × 10-⁶ odległości. Ponieważ instrument jest bardzo ciężki, co w niektórych wypadkach uniemożliwia jego użycie, powstała tendencja, by zbudować aparat lepiej przystosowany do transportu oraz zwiększyć jego dokładność, skracając zasięg. Pierwszy instrument tego typu NASM-3 wyprodukowano w roku 1956. Jego ciężar wynosi około 1/4 ciężaru dużego instrumentu, to jest około 25 kg; zasięg około 15-20 km, a błąd średni osiąga niezależnie od odległości wielkość ± 10 cm. Dokładność taka jest wystarczająca dla wyznaczenia fotogrametrycznych punktów dostosowania i instrument tego typu używano do tego celu z dobrymi wynikami. W Szwecji użyto go również do poligonizacji wzdłuż rzek, przy czym osiągnięto duże oszczędności w czasie w stosunku do normalnej triangulacji.

Trzeci typ instrumentu NASM-4 jest przewidziany dla zasięgu około 3 km i będzie mógł być z powodzeniem stosowany do poligonizacji precyzyjnej, ewentualnie triangulacji szczegółowej, dokładność ma wynosić ± 2 cm. Przyrząd ten znajduje się w końcowym stadium prób.

Ponieważ działanie wszystkich typów jest zasadniczo mniej więcej jednakowe, podajemy krótki opis działania instrumentu:



Rys. 1

O — oscylator kwarcowy,
L — źródło światła wraz ze sferycznym zwierciadłem
F — fotokomórka (fotocela),
Z — zwierciadło płaskie,
D — odległość I-II w km.

W aparaturze tej źródło światła *L*, zaopatrzone w sferyczne zwierciadło, wysyła w kierunku płaskiego zwierciadła „*Z*" wiązkę światła o zmiennej jasności. Światło to po odbiciu od zwierciadła „*Z*" wraca do punktu I, i tu trafia do fotoceli „*F*". Czułość zastosowanej fotokomórki jest zmienna, a częstotliwość tych zmian regulowana jest przez oscylator kwarcowy *O*. Zmienność ta dostarcza pewnej skali, która może być użyta do pomiaru odległości w wypadku, jeśli wielkość tej skali raz zostanie wyznaczona. Źródło światła „*L*" wysyłając promień świetlny w kierunku zwierciadła „*Z*" regulowane jest z krystalicznie kontrolowanego oscylatora *O*, w ten sposób również natężenie emitowanego światła zmienia się wraz z częstotliwością oscylatora. Czułość fotokomórki zmienia się odpowiednio z tą częstotliwością, co emitowane światło.

Ponieważ szybkie błyski światła przebiegając drogą *D* i z powrotem zużywają pewien czas, przeto momenty wysokiej czułości fotokomórki zależnie od odległości *D*, będą więcej lub mniej zgodne w czasie z wchodzącymi błyskami. Prądy zatem będą się zmieniać wraz z odległością *D*.

Długość tę obliczymy z wzoru

$$D = l + n\,\frac{\lambda}{4}$$

gdzie l jest wielkością odczytaną z aparatury, zaś $\frac{\lambda}{4} = \frac{c}{4f} = u$, gdzie

c — jest prędkością światła,
f — częstotliwością modulacji, zaś
n — jest liczbą całkowitą,

stąd $D = L + n \times u$.

Wyżej zdefiniowana wartość „*u*" zależy od rzeczywistej prędkości światła, na którą znów mają wpływ warunki atmosferyczne jak: temperatura, ciśnienie powietrza i wilgotność. Aby ułatwić obliczenie ustala się wielkość „*U*" dla określonych warunków atmosferycznych, przewidując dla zmian meteorologicznych poprawkę *dc*, wówczas wzór na odległość przyjmie postać:

$$D = 1 + n \cdot U + dc$$

Pomiar powtarza się przy kilku częstotliwościach.

Instrument NASM-2 pracuje przy 3 częstotliwościach, z których jedna ma dokładnie 10^7 Hz (Herza), pozostałe są o 5% i 3% wyższe. Oryginalny geodimetr Bergstranda z lat 1947-1948 stosował częstotliwość 8×10^6 Hz.

Jako źródło światła przy pomiarze dziennym konieczna byłaby lampa rtęciowa, wysokociśnieniowa, jednak z uwagi na duży koszt przy aparacie NASM-2 i NASM-3 zastosowano żarówki o sile 20 Watt i 10 Watt, które pracują 50 godzin.

Pomiar może odbywać się tylko w nocy lub o zmierzchu (ewentualnie przed wschodem słońca). Stosowane są 3 różne rodzaje reflektorów. Pierwszy reflektor jest zwierciadłem płaskim; ma on urządzenie do wycelowania lustra dokładnie na instrument. Ponieważ odbity obraz ma tylko około 1 m średnicy, istnieją trudności dokładnego skierowania lustra przy długości 40 km. W celu ułatwienia skierowania lustra na geodimetr, lustro zaopatrzone jest w lunetę, która umożliwia prawie automatycznie skierowanie lustra i równocześnie obserwuje światło z geodimetru. Następny reflektor jest sferycznym zwierciadłem. Trzeci typ reflektora stanowi system 7 kubicznych pryzmatów. Prędkość światła zależy od stałych refrakcji atmosfery wg związku

$$C = C_o \times u$$

gdzie C_o — jest prędkością światła w próżni, zaś
u — jest indeksem refrakcji.

Rys. 2. Geodimetr

Zmiany wielkości poprawek mogą być także wyjęte z następującej tabeli:

temperatura 1×10^{-6}/°C
ciśnienie $0{,}4 \times 10^{-6}$/mm Hg
ciśnienie pary wodnej $0{,}5 \times 10^{-6}$/mm Hg

Znamienny jest nieznaczny wpływ pary wodnej.

Normalnie z powodu niskiej temperatury podczas nocy wystarczy przyjmowanie wymienionych wyżej współczynników szacunkowo. Pomiary temperatury i ciśnienia są wykonywane tylko na stanowisku geodimetru. Gdy mierzona linia jest znacznie pochylona, wskazany jest pomiar temperatury na obydwóch końcach mierzonego odcinka.

Sam pomiar odbywa się następująco: Na jednym z punktów mierzonego odcinka ustawia się na podwyższeniu reflektor, po czym skierowuje się go w kierunku drugiego końca linii z dokładnością ± 10". W pobliżu reflektora ustawia się termograf. Na drugim punkcie (stanowisku) ustawia się sam geodimetr. Przy nastaniu zmierzchu uruchamia się całość urządzenia. Gdy zostanie włączone światło geodimetru wtedy promień światła kieruje się w stronę zwierciadła. Po dokonaniu korekty optyki odbiorczej przyrząd gotowy jest do odczytywania. Cały pomiar wykonuje się przy 3 częstotliwościach.

Poniżej podane są czynniki pomiaru ciągów poligonowych wykonanych w Szwecji przez Szwedzki Urząd Energetyczny.

Pomiar ciągów poligonowych przyrządem NASM–3

Punkty nawiązania	Ilość boków	Całkowita długość ciągów m	Całkowite błędy zamknięcia	Błędy długości	Względne błędy $\times 10^{-6}$
Getberget — Pokevare	8	31,510	0,47	0,10	3
Pokevare — Bomyrberget	5	14,522	0,30	0,25	18
Edefors — Boden	17	64,683	3,30	0,20	4
Boden — Gäddwik	8	29,660	0,15	0,14	5

Wyniki pomiaru długości boków triangulacyjnych wykonane w Szwecji w latach 1947–1956

Stanowisko geodimetru	Nr punktu	Rok	Odległość	Różnica w cm	Odchyłka względna
Lovo	7	1947	11 031,89		
Lovo		1951	,87	+3	1 : 370 000
Lovo		1953	,87		
S. Elfhoiden, May	6	1950	28 071,72		
„ Oct.		1950	,73	−16	1 : 180 000
„ Nov.		1950	,70		
Kunisturturri	15	1949	30 918,54	+69	1 : 45 000
„		1953	,49		
Hunneberg	1	1952	18 877,73	−57	1 : 33 000
„		1955	,68		
Prätgrundet	3	1949	20 203,57	+32	1 : 63 000
Kullen	2	1950	23 506,30	+5	1 : 470 000
Bruxelles	1	1951	12 016,62	+22	1 : 55 000
Pallakkavaara I	7	1951	35 078,86	+3	1 : 1 200 000
„ II	8	1951	36 358,41	−2	1 : 1 800 000
Wordkasberget	1	1952	12 088,40	+13	1 : 93 000
Skylsjoberg	9	1952	32 449,08	+51	1 : 64 000
Ollebacken	13	1952	33 070,19	+19	1 : 200 000
Bergmyrberg	5	1952	26 096,20	−24	1 : 150 000
Djäknebolsklint	1	1952	35 312,92	+4	1 : 630 000
S. Hemberg	6	1953	32 630,46	+9	1 : 360 000
Granberget	12	1953	21 905,38	−5	1 : 440 000
Mattaberg	12	1953	33 183,44	+56	1 : 59 000
Bergmyrbg-Gargov. (Poligon)	8	1954	112 847,41	+132	1 : 85 000
Hiberget	11	1956	28 008,02	−4	1 : 700 000
Dundret-Puclamar. (Poligon)	14	1956	96 655,99	+38	1 : 254 000

Jak wynika z powyższej tablicy dokładność pomiaru wyniosła od $\frac{1}{33\,000}$ do $\frac{1}{1\,800\,000}$, średnio można przyjąć, że dokładność pomiaru geodimetrem wyniosła około $\frac{1}{500\,000}$. Dokładności te wskazują, że pomiary geodimetrem w niedalekiej przyszłości usuną dotychczasowe pomiary drutem inwarowym, jak również pomiary kątowe. Możliwość dokładnego bezpośredniego pomiaru odległości wpłynie niewątpliwie na zmianę dotychczasowych metod pomiarów.

Zastosowanie radaru (Shoran-Hiran) do trilateracji

Rozwój techniki radarowej w ciągu ostatnich lat stworzył duże możliwości opracowania nowych metod pomiaru długości linii. Metoda radarowa polega na nakładaniu pulsujących sygnałów na emitowane i odbite fale elektromagnetyczne. Interwał czasu między emisją poszczególnego impulsu a jego powrotem jest zmierzony bardzo dokładnie, a znając szybkość rozchodzenia się fal będziemy mogli określić odległość. W oparciu o rozwijające się urządzenia radiolokacyjne powstało kilka systemów — między innymi — metoda Shoran-Hiran. Możliwość zastosowania metody radarowej była proponowana już przez Jelstrupa w roku 1927, a w r. 1935 zastosowano ją po raz pierwszy przy próbach dla celów wojskowych. Interwał czasu między emisją impulsu i otrzymaniem jego odbicia od odpowiedniej powierzchni, na przykład samolotu — może być pomierzony na oscylografie z dokładnością $\frac{1}{1\,000\,000}$ sek. Przy szybkości fali około 300 000 km/sek stanowi to drogę około 30 m, czyli około 15 m odległości. Brak wiadomości poprzez atmosferę nie utrudnia stosowania tej metody.

Na tej zasadzie zbudowany przyrząd Shoran jest jedynym instrumentem nadającym się do pomiaru wielkich odległości rzędu 500 km. Urządzenie Shoran zostało w międzyczasie ulepszone i to nowe wyposażenie zostało nazwane „Hiran". Dlatego też metodę Shoran-Hiran należy uważać za tę samą metodę pomiaru długości. W przyrządach radarowych powracający impuls jest słaby, a dokładność pomiaru nieprzydatna dla celów geodezyjnych. Jednakże, gdy na drugim punkcie końcowym mierzonego odcinka trasy zostanie zainstalowany drugi przyrząd wzmacniający (stacyjny), to wówczas tak wyposażona stacja może przyjmować wysłany impuls i po wzmocnieniu znowu go odsyłać.

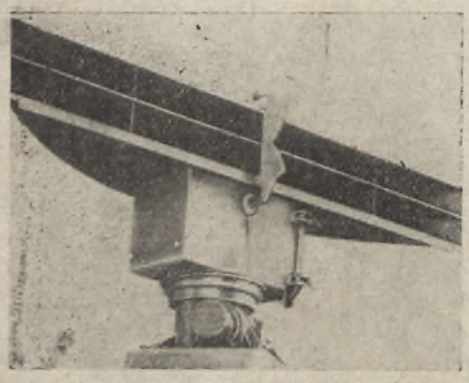
System Shoran-Hiran, dzięki dobrze przemyślanym urządzeniom może równocześnie odbierać impulsy nadchodzące z 2 nadajników. Gdy taki przyrząd zostanie zmontowany w samolocie, wówczas przy jego pomocy można zmierzyć odległość samolotu od 2 punktów na ziemi.

Mogą tu zachodzić dwa przypadki pomiaru:

a) pierwszy przypadek zachodzi, gdy znane jest położenie dwóch punktów *A* i *B*, a wyznaczamy z nich położenie i wysokość samolotu,

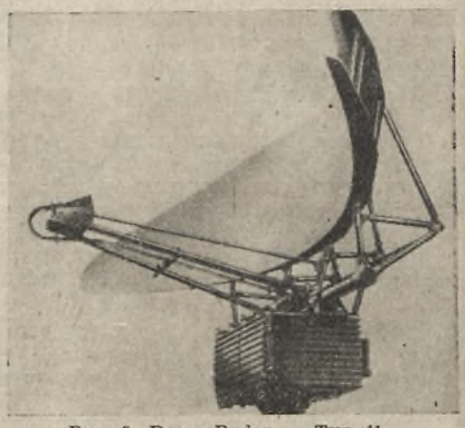
b) drugi przypadek zachodzi, gdy położenie punktów *A* i *B* jest nieznane. Wówczas odległości samolotu od punktów *A* i *B* ustala się w ten sposób, że samolot przelatuje pod kątem około 84° płaszczyznę pionową łączącą punkty *A* i *B*. W momencie przecięcia się samolotu z tą płaszczyzną *ABC* w punkcie *C* następuje pomiar impulsów wychodzących z *A* i *B*, a przyjmowanych przez aparaturę w samolocie. Na tej podstawie zostaną wyznaczone odległości *AC* i *CB*.

Dla lepszego zorientowania się podamy krótki opis przyrządu Shoran-Hiran. Przyrząd Shoran-Hiran składa się z nadajnika głównego „Primär" z przyrządem do mierzenia czasu, który wmontowany jest w samolocie i 2 nadajników bocznych („Sekundär") na stanowiskach naziemnych. Nadajnik znajdujący się w samolocie nadaje bieżące impulsy, które wysyłane są do stacji naziemnych, tam są one wzmacniane i odsyłane z powrotem. Znajdujący się w samolocie odbiornik odbiera otrzymane ze stacji naziemnych wtórne impulsy i przekazuje je do oscylografu, przy którym obserwator może obserwować impulsy wyjściowe i wracające. Po dokonaniu szeregu odczytów przy pomocy tablic oblicza się odległość *AC* i *CB*.



Rys. 2. Decca-Radar — Typ 40

W celu wyznaczania odległości między dwoma punktami samolot przelatuje linię łączącą obydwa punkty w pobliżu punktu środkowego i przeprowadza ciągły pomiar. Tego rodzaju przejazd jest określony jako „przejście". Droga lotu jest tak wybrana, że oddalenie samolotu od jednej stacji maleje, podczas gdy odległość do drugiej stacji rośnie. Sam przelot odbywa się pod kątem około 84° do mierzonego odcinka. Wysokość lotu musi być tak zaprojektowana, aby podczas przejścia widoczność stacji naziemnych nie została przerwana oraz, aby pomiary przy przejściu samolotu mogły być przeprowadzane nieustannie.



Rys. 3. Decca-Radar — Typ 41

Dla długości 480 km przymuje się wysokość lotu około 6—8 km. Podczas „przejścia "obserwator nanosi na bieżąco impuls miary oraz impuls zerowy na tarczę, a na odpowiedniej tablicy otrzymuje odległości. Te są rejestrowane w odstępach co 30 sek. przy pomocy fotografii, przy tym okazało się, że jest celowe dokonanie najmniej 60 rejestracji.

Dla otrzymania średniej odległości dokonuje się przynajmniej 8 przelotów. Następnie oblicza się odległość geodezyjną odcinka M według wzoru:

$$M = S - S \times \frac{H+K}{2R_a} - \frac{(H-K^2)}{2S} + \frac{14+3}{15+3R_a^2} \times \frac{S}{24}$$

gdzie: M — odległość geodezyjna,
S — poprawiona odległość samolotu od stacji naziemnej,
H — wysokość samolotu (ustala się albo przy pomocy radarowego miernika wysokości, albo przy pomocy pomiarów barometrycznych),
K — wysokość stacji naziemnej (z przybliżonego pomiaru),
R_a — promień krzywizny w azymucie (z tabel).

Ustalenie wysokości „H" jest bardzo ważne, gdyż na przykład błąd wysokości 50 m powoduje błąd odległości około 10%. Przeciętnie z doświadczeń w Kanadzie ustalono, że błąd wysokości nie przekracza średnio 25 stóp. Przy ustaleniu wysokości uwzględnia się szereg współczynników zależnych od temperatury, wilgoci powietrza oraz współczynnika refrakcji. Po dokonaniu szeregu poprawek otrzymuje się ostateczną długość geodezyjną.

Ogólna waga stacji naziemnych, razem z personelem, zaopatrzeniem i materiałem spalinowym, wynosi około 2 tony w klimacie umiarkowanym, a 3,5 tony w klimacie arktycznym. Dla pomiaru konieczny jest samolot, który potrafi utrzymać się przez 10—12 godzin na wysokości około 6000 m. Czas lotu dla jednego przejścia wynosi około 8 minut, wyłączając czas potrzebny do pomiarów meteorologicznych i osiągnięcia obszaru przeznaczonego do mierzenia. Ogólnie biorąc należy przyjąć czas dla jednego przejścia 25 minut.

W Kanadzie założono wielką sieć trilateracyjną składającą się z 92 stanowisk naziemnych. W sieci tej pomierzono ogółem 384 linie o przeciętnej długości około 225 mil (około 360 km). Przeciętny błąd pomierzonej odległości wynosił ± 0,04 mili (około 60 m), co stanowi przeciętny błąd względny 1:55 000. W latach 1953-56 powiązano część sieci triangulacyjnej w Europie z siecią triangulacyjną Ameryki Północnej. W tym celu połączono 20 punktów trianyulacyjnych, znajdujących się u brzegów Norwegii, Szkocji, Anglii z punktami znajdującymi się na północno-wschodnich wybrzeżach Ameryki. Dla tego rodzaju powiązania wykorzystano punkty założone w Grenlandii i Islandii. W tak utworzonej sieci pomierzono ogółem 141 linii o przeciętnej długości około 440 km (najdłuższa linia wynosiła 884 km). Średni błąd pomiaru linii wynosił przeciętnie +3,7 m; maksymalny średni błąd wyniósł ± 10,6 m.

Tellurometr i jego zastosowanie

Tellurometr jest aparatem służącym do mierzenia odległości o zasięgu praktycznie od 15 do 50 km. Teoretycznie można mierzyć długości od 150 m, jednak stały błąd aparatury wynoszący ± 6 cm czyni pomiar 150 m za mało dokładny. Ponieważ jednak prace nad udoskonaleniem tego aparatu trwają, należy przypuszczać, że będzie można osiągnąć granice dokładnego pomiaru niżej 1 km, a nawet będzie można użyć go w przyszłości do poligonizacji.

Pomiary tellurometrem na większą skalę wykonano w latach 1954-1956 w Południowej Afryce głównie przez National Telecommunication Research Laboratory. Na podstawie tych pomiarów stwierdzono, że jest on wystarczająco dokładny do mierzenia długości boków triangulacji I rzędu, przy czym obsługa jest bardzo prosta i nie wymaga specjalnych fachowych znajomości z dziedziny radiotechniki. Sam przyrząd jest dość portatywny (11 kg) i dlatego można go zastosować we wszystkich normalnych warunkach meteorologicznych i geograficznych. Przyrząd ten produkowany jest seryjnie przez znaną firmę angielską Cooke, Troughton and Simms.

Tellurometr pracuje przy pomocy fal krótkich decymetrowych, dzięki czemu nie ma zakłóceń przy odbiorze nadawanych fal. Powstałe przy pomiarze błędy należy przypisać głównie wahaniom temperatury. Przy pomiarze odcinka musi istnieć teoretycznie widoczność między punktami końcowymi trasy. Małe przeszkody w widoczności jak: drzewa, krzaki itp. nie odgrywają jednak roli, również opary, mgła, dym, a nawet mżawki nie mają wpływu na dokładność. Pochyłe odległości mierzy się — ogólnie biorąc — wystarczająco dokładnie. Długości pochyłe redukuje się do poziomu przez barometryczny pomiar wysokości punktów skrajnych mierzonego odcinka trasy.

Do pełnego wyposażenia należą 2 instrumenty; stacja główna („Masterstation"), na której wykonuje się sam pomiar i stacja pomocnicza („Remotestation"), ustawiona w punkcie końcowym odcinka przeznaczonego do mierzenia. Stacja pomocnicza ma za zadanie odbijać fale wysyłane przez stację główną. Obserwatorzy obydwu stacji komunikują się wzajemnie przy pomocy aparatu odbiorczego i nadawczego.

Zewnętrzna budowa obydwu instrumentów wykonana jest ze stopu aluminiowego odpornego na gorąco. Wielkość instrumentu wynosi ca 53 cm × 43 cm × 25 cm. Waga bez opakowania i dodatkowych urządzeń — 11 kg.

Tellurometr jest ustawiony na statywie lub innej podstawie. Oba instrumenty posługują się zwierciadłem parabolicznym o otworze 45 cm, w którego ognisku znajduje się antena. Jako źródło siły zastosowany jest specjalny akumulator o mocy 50 W. Do wyposażenia każdej stacji należy jeszcze aneroid i hygrometr.

Stacja główna wysyła impulsy na długości fali 10 cm. Impulsy te są modulowane i po wzmocnieniu odsyłane przez stację pomocniczą do stacji głównej. Tam ustawiony oscylator kołowy rejestruje przesunięcia faz fal wysyłanych i odbieranych. Oscylator jest podzielony na 100 kresek podziałowych. Przesunięcia faz odczytuje się na kole podziałowym, przy czym szacuje się również pół i ćwierć kreski podziałowej. Dokładność odczytu jest bardzo duża, gdyż jednemu przesunięciu fazy całego koła odpowiada interwał czasu równy $\frac{1}{10}$ mld sekundy. Każda szczegółowa kreska podziałowa oznacza w tym wypadku różnicę czasu równą 1/miliardowej części sekundy, co równa się odcinkowi długości 15 cm. Pomiar wykonuje się przy 4 częstotliwościach. Właściwy pomiar trwa najwyżej 15 minut. Przy uwzględnieniu czasu ustawienia i rozebrania aparatu dla wykonania pomiaru nie potrzeba więcej czasu — jak pół godziny.

Pomiary powtarza się według ustalonego schematu. Na początku i końcu pomiaru obydwaj obserwatorzy notują odczyt aneroidu i psychometru, jak również temperaturę kryształka kwarcu. Otrzymany wynik pomiaru czasu poprawia się przy pomocy danych meteorologicznych i otrzymuje się odstęp czasu w próżni. Tak otrzymany czas pomnożony przez połowę prędkości światła — daje pochyłą odległość mierzonego odcinka.

Na podstawie pomiarów przeprowadzonych w Afryce Południowej, można wyciągnąć pewne wnioski dotyczące zasięgu i dokładności tej metody. Jak podano wyżej zasięg pomiarów leży w granicach od 15—50 km; jedynie przy specjalnie dogodnych warunkach topograficznych i meteorologicznych można zwiększyć zakres pomiaru do 80 km. Pomiar dłuższych odcinków trasy zależy głównie od tego, z jaką dokładnością mogą być uchwycone warunki temperatury. Na podstawie 10 próbnych pomiarów przeprowadzonych w kwietniu 1957 r. w Anglii i porównaniu ich z wartościami uzyskanymi z triangulacji otrzymano następujące różnice w cm przy przyjęciu prędkości światła w dwóch wielkościach: raz 299 792,000 km/sek, zaś drugi raz 299 792,8 km/sek.

Przybliżona długość km	Przyjęta prędkość światła 299 792,0 km/sek odchyłka w cm	Przyjęta prędkość światła 299 792,8 km/sek odchyłka w cm
11,3	−3,0	0,0
25,8	−13,5	−6,6
25,6	−4,4	+2,4
48,8	−16,0	−3,0
24,4	−8,9	−2,4
16,2	−0,8	+3,6
49,7	−19,2	−5,9
19,6	−1,5	+3,7
73,4	+12,3	+31,9
63,4	−6,6	+10,3

Rys. 4. Tellurometr

Kierownik kursu prof. A. Kneissl podał do wiadomości, że Instytut Geodezyjny w Monachium przeprowadził również pomiary tellurometrem na starej sieci triangulacyjnej istniejącej w Bawarii, przy czym uzyskano następujące wyniki:

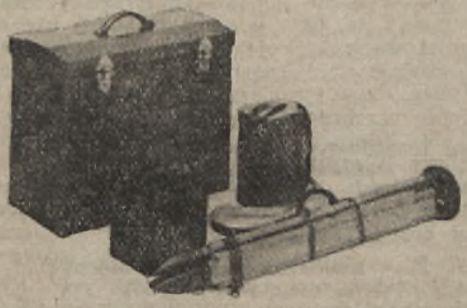
pomiar trygonometryczny	pomiar tellurometrem	
1 227,15 m	1 227,09 m	błąd + 6 cm
40 877,12 „	40 877.17 m	— 15 „
	40 877,24 m	— 12 „

W ostatnim czasie kierownictwo Pomiarów Kolonialnych (Direktorate of Overseas Surveys) wykonało w Afryce Południowej pomiary 650 km ciągów poligonizacji precyzyjnej. Pomiary te wykonało 3 geodetów w ciągu 1 miesiąca, gdy normalnie taka praca — przy użyciu dotychczasowych metod — trawałaby około dwu i pół lat. Pierwsze wyniki wskazują, że osiągnięto dokładność znacznie przewyższającą wyniki z poprzednich pomiarów.

Dotychczaasowe doświadczenia wskazują, że przy pomiarze tellurometrem można osiągnąć dokładność $\frac{3}{1\,000\,000}$ a nawet $\frac{2}{1\,000\,000}$. Jedynie stosunkowo duży stały błąd aparatury, który można by nazwać „błędem centrowania", a który wynosi przeciętnie 5-6 cm, uniemożliwia zastosowanie tego przyrządu do pomiaru krótkich odległości.

Jak widać, dokładność pomiaru większych długości tellurometrem jest bardzo wysoka, dzięki czemu instrument może znaleźć zastosowanie przy pomiarach sprawdzających stare sieci triangulacyjne przy pomiarze nowych sieci trilateracyjnych, jak również przy poligonizacji precyzyjnej. Metoda pomiaru samych długości jest przy trójkątowaniu 8-krotnie szybsza i tańsza niż dotychczasowe metody triangulacji typu klasycznego i nadaje się specjalnie dla terenów o stałych złych warunkach widoczności (dym, mgły, mżawka itp.). Również ewentualna budowa wież nie wymaga dużych kosztów, gdyż wieże muszą być tylko o tyle statyczne, aby zapewnić bezpieczeństwo dla obserwatora.

Należy zaznaczyć, że błąd indeksu ustalony przez wytwórcę nie zmienia się w czasie transportu, co sprawdzono przy transporcie instrumentu z Kapstadtu do Anglii bez specjalnego opakowania. Przyrządy po tej podróży nie odniosły żadnych uszkodzeń i można było pracować nimi bez ponownej rektyfikacji. Instrumentem tym w Wielkiej Brytanii zainteresowały się poważnie koła wojskowe, a specjalnie dowództwo artylerii, które widzi zastosowanie jego również w tej dziedzinie.



Rys. 5. Wyposażenie tellurometru

Elektrooptyczne dalmierze innych firm

Szereg znanych firm produkujących przyrządy geodezyjne, a wśród nich Wild, Askania (należy sądzić, że również zakłady Zeissa) prowadzą od kilku lat intensywne badania w kierunku budowy dalmierzy elektrooptycznych. W tym wyścigu wielu zakładów poczesne miejsce zajmuje Instytut Geodezji Stosowanej (Institut für Angewandte Geodäsie) we Frankfurcie n/Menem. Działanie wszystkich dalmierzy elektrooptycznych oparte jest w mniejszym lub większym stopniu na metodzie modulacji światła zastosowanej przez Bergstranda w 1940 r. Badania i wysiłki idą w kierunku:

a) skrócenia zasięgu działania przyrządów i przystosowania ich do pomiaru odległości od 200 m do 3 000 m, to jest odcinków spotykanych najczęściej w poligonizacji precyzyjnej i triangulacji szczegółowej.

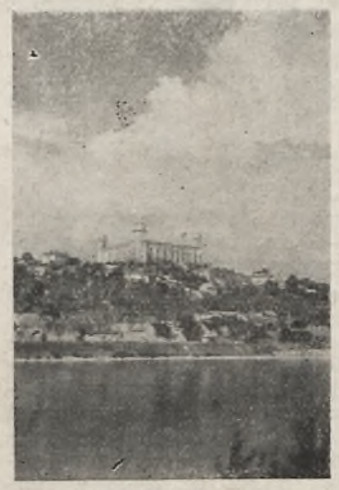
b) podniesienia dokładności przyrządów, co zresztą wiąże się ściśle z punktem poprzednim.

c) zmniejszenia rozmiarów i wagi przyrządów.

Z tego współzawodnictwa różnych firm i zakładów powstało już wiele przyrządów, które przeszły przez pierwsze próby i można mieć nadzieję, że wejdą one wkrótce do normalnej pracy terenowej. Niektóre z tych przyrządów znajdują się mniej więcej od roku w produkcji seryjnej. *c. d. n.*

Mgr inż. Wacław Kłopociński

Sprawozdanie z Konferencji Geodezyjnej w Bratysławie



Bratysława — widok od Dunaju na ruiny zamku

Uliczka starej Bratysławy — widok na bramę miejską

Czechosłowacja rozwija budownictwo wodne w skali znacznie większej niż Polska i kiedy my po wojnie możemy wykazać się zaledwie paroma i to małymi obiektami, u nich zabudowuje się systematycznie stopniami wodnymi całą Wełtawę, Wag i inne rzeki. Dla przykładu można wymienić największe stopnie wodne: Lipno, Orawa, Slapy.

Jak wiadomo udział geodezji w budownictwie wodnym, a w szczególności w projektowaniu — jest znaczny i o tym nie trzeba czytelnika przekonywać, świadczą o tym ukazujące się w Przeglądzie Geodezyjnym artykuły, jak też i konferencje naukowo-techniczne naszego stowarzyszenia. Na ogół podkreśla się dobrą współpracę geodety w CSR z projektantami w okresie projektowania urządzeń kontrolno-pomiarowych. Projektowanie tych urządzeń jest u nas po wojnie dość szczupłe, gdyż dotychczas wybudowane zapory (z wyjątkiem Goczałkowic) są obiektami małymi i nie oczekuje się większych odkształceń, ale rozpoczyna się budowa Koronowa. Myczkowic, Debego, wkrótce ruszy Włocławek, Solina (zapora betonowa — 70 m). W tych warunkach dobrze jest poznać organizację projektowania u sąsiada znanego z gospodarności i porównać ją z naszymi doświadczeniami.

Konferencję w dniach 26-27 września 1957 r. organizowała Vedecko-Technicka Spolecnost pre Stavebnictvo w Bratysławie. (Organizacja Naukowo-Techniczna dla budownictwa). Jest to pierwsza po rozwiązaniu SIA (Stowarzyszenie Inżynierów i Architektów) organizacja skupiająca geodetów, co prawda tylko z terenu Słowacji i tylko pracujących w budownictwie. Jest to jednak dobry zaczątek.

Przewodniczącym jest nasz dawny przyjaciel, członek-korespondent SGP, kolega inż. Peter Marčak. Jest on pracownikiem Naukowego Instytutu Mechanizacji Budownictwa (VUMS) w Bratysławie, jest również znany ze swych prac przy odkształceniach zapór tym kolegom polskim, którzy zajmują się tym zagadnieniem. Na XVII Konferencji w Krakowie inż. P. Marčak wygłosił referat na temat urządzeń pomiarowo-kontrolnych.

W konferencji w Bratysławie brali udział goście zagraniczni: NRD — 2 osoby, Węgry — 2 osoby i Polska — 5 osób: prof. T. Lazzarini z Politechniki Warszawskiej, inż. K. Wójtowicz i inż. K. Tarnowski z Instytutu Geodezji i Kartografii, prof. W. Dziubiński z Politechniki Gdańskiej oraz niżej podpisany jako delegat Ministerstwa Górnictwa i Energetyki. Stowarzyszenie Geodetów Polskich z braku dewiz nie wysyłało swego przedstawiciela, lecz było reprezentowane przez nas w wystąpieniach na konferencji.

Konferencja trwała dwa dni, każdy dzień poświęcony jednemu z tematów: geodezja w budownictwie wodnym i geodezja w budownictwie osiedlowym. Po zakończeniu konferencji zorganizowano wycieczkę na jedną z zapór wodnych. Na referentów zaproszono wybitnych specjalistów, udział naukowców i praktyków dał szereg cennych wypowiedzi.

Omówię niektóre referaty, przy czym czytelnik wybaczy, że dłużej zatrzymam się na części wodnej konferencji, co tłumaczy się zainteresowaniem delegującego mnie resortu, jak i tym, że nasze doświadczenia w budownictwie osiedlowym nie odbiegają od czechosłowackich.

— Dr inż. P. Danišovič: „Podkłady geodezyjne dla projektów stopnia wodnego na Dunaju". Autor jest dyrektorem oddziału Bratysławskiego Hydroprojektu — biura zajmującego się projektem stopnia wodnego na Dunaju. Zadanie to jest skomplikowane przez ogrom rzeki, warunki topograficzne i geologiczne, a również i przez to, że rzeka przebiega przez kilka państw, osnowy geodezyjne powstawały w różnych czasach w odniesieniu do różnych układów itp.

Jako informację można podać, że układ wysokościowy CSR jest. historycznie biorąc, niemniej skomplikowany niż u nas, gdzieśmy już mieli układy: Morze Bałtyckie — Morze Czarne — Adriatyk, Morze w Amsterdamie i najnowszy — Bałtyk w Kronsztacie. Nasi twórcy nowych układów odniesienia nie zajmują się rejestracją zmian wysokości tych samych reperów, czym powodują bezużyteczność starych map. Ostatni raz na przykład rzeka Dunajec była u nas niwelowana w r. 1911. Od tego czasu obowiązuje już na tym terenie trzeci układ odniesienia, dane niwelacyjne stają się nie do wykorzystania (stany wód powodziowych, zmiana koryta, dna) jeżeli projektant nie zna rzędnych tego samego reperu w każdym kolejno zmieniającym się układzie.

Inż. Danišovič informuje o zlepkach osnów geodezyjnych tworzących osnowę czechosłowackiego odcinka Dunaju, odcinkowo układanych triangulacjach, różnorodnych mapach o niejednolitej skali (od 1 : 5000 do 1 : 100 000), najróżnorodniejszych układach odniesienia, nawet o niejednolitym kilometrażu rzeki, gdyż poszczególne państwa miały własny kilometraż zaczynający się często od granic państwa, a w r. 1924 Międzynarodowa Komisja Dunaju wprowadziła jednolity kilometraż od ujścia Dunaju do Morza Czarnego. Jednak, jak wynikało z dyskusji, już wkrótce osnowa triangulacyjna będzie uporządkowana i obliczona w jednym układzie oraz zostaną wykonane jednolite mapy 1 : 50 000. W referacie inż. Danišoviča ude-

Bratysława — śródmieście — hotel Carlton

Bratysława — dzielnica handlowa

Bratysława — Opera — pomnik wdzięczności Armii Czerwonej

rzała jego wspaniała znajomość geodezji inżynierskiej, która jemu, niegeodecie, pozwalała również dobrze naświetlać historię pomiarów rejonu Dunaju, cenić korzyści, jakie dla studiów hydrologicznych, hydrogeologicznych i geologicznych daje osnowa geodezyjna, mapa i zdjęcia lotnicze, jakie są korzyści dla projektanta z obserwacji zmian budowli i podłoża i w związku z tym, jakie stawia wymagania geodetom co do stabilności osnowy i dokładności pomiarów.

Zakres prac geodezyjnych w projektowaniu budownictwa wodnego jest podobny w Czechosłowacji, jak i w Polsce, co jest zrozumiałe, gdyż dysponujemy mniej więcej podobnym stanem map i stosujemy podobną technikę pomiarów, natomiast zdaje się, że hydrolodzy czechosłowaccy bardziej korzystają z usług geodetów przy studiach przepływów

Bratysława — kościół koronacyjny cesarzy austriackich, na prawo synagoga, w głębi Dunaj

wód, a więc nie poprzestają na pomiarach stanów wód, to jest odczytach na łacie wodoskazowej, lecz obliczają przepływy wód jako funkcję szybkości wody oraz powierzchni przekroju hydrometrycznego. Otóż tę powierzchnię przekroju mierzy się o wiele systematyczniej niż to PIHM robi u nas.

— Dr inż. A. Jelinek wygłosił referat na temat: „Wyznaczanie budowli wodnych". Autor omawia zadania geodety na tle skomplikowanych prac projektowych i budowlanych: dobrze przygotowany geodeta, który umie nie tylko ze stanowiska geodezyjnego wyświetlić co można zrobić, a co jest celowe, ale który też umie podjąć myśl problemu gospodarki narodowej, może być dobrym partnerem hydrotechnika, a nie tylko wykonawcą jego życzeń i żądań. Geodeta ma twórcze zadanie wykorzystania dawniej prowadzonych prac, określenia dokładności i metody nowych prac, zaprojektowania osnowy i zakresu prac z myślą o wykorzystaniu w okresie studiów topograficznych i w okresie eksploatacji budowli i z myślą o wyciągnięciu z wykonanej pracy uzasadnionych wniosków co do zakresu i dokładności prac następnych. A udział geodety w projektowaniu jest duży:

a) współpraca przy wyborze miejsca zamknięcia doliny z uwagi na topografię miejsca, rzeźbę terenu, uprawy, dojazdy, wysokości obranych miejsc itp.

b) szczegółowy pomiar miejsca zamknięcia dla konkretnego zadania projektowego; Autor podkreśla duże znaczenie dowiązania wysokościowego i niewielkie — dowiązania sytuacyjnego,

c) wyznaczenie i pomiar tras — we współpracy z głównym projektantem z uwagi na przejścia przez wody, tory kolejowe i drogi, z uwagi na spady, wartość gruntów itp.,

d) założenie osnowy realizacyjnej (rzadko bywa to siatka kwadratów); opracowanie dokumentów dla wyznaczenia budowli; przekazywanie ich wykonawcy i sprawdzanie,

e) sporządzenie dokumentów dla uzyskania uprawnień wodnych i dla przewłaszczenia gruntów,

f) opracowanie projektu wysokościowego nowej powierzchni, koordynacja wysokości dróg komunikacji i odwodnienie terenu; Autor określa dopuszczalny błąd obliczenia robót ziemnych na 5% przy wielkich budowlach i 10% przy małych,

g) zadania specjalne jak: osiadanie i przesunięcia budowli, wypór ziemi, zachowanie się betonu i inne,

h) nadzór autorski nad zgodnością budowy z podanymi rzędnymi i współrzędnymi.

W dalszej części referatu dr Jelinek omawia sprawę dokładności prac geodezyjnych, zestawia błędy w obliczeniu kubatur ziemi w zależności od skali mapy oraz dokładności pomiaru powierzchni terenu różnymi metodami i dochodzi do wniosku, że zwiększenie dokładności pomiaru zaoszczędzi wiele zbędnych wydatków na powiększane przez wykonawców kubatury robót ziemnych. Dalej Autor analizuje zależność między wielkością kwadratu siatki realizacyjnej i błędem wyznaczania punktu. Autor dzieli systemy osnów realizacyjnych, stosowanych w różnorodnym budownictwie budowli wodnych na dwie grupy: system punktowy (np. narożniki budynków, słupy wysokiego napięcia i in.) oraz system sieci prostokątnych, w którym rozróżnia system osi realizacyjnych i system baz (prostych) realizacyjnych; podaje przykłady stosowania różnych osnów realizacyjnych, na przykład system punktowy jest wygodny przy rozbudowie zakładu istniejącego; przy budowie zapór łukowych stosuje się szereg pojedynczych punktów połączonych ze sobą trygonometrycznie; przy trasowaniu kanałów i sztolni stosuje się zagęszczenie triangulacji, sieć poligonową itd.

Następnym referatem był referat inż. P. Marčaka „Pomiar odkształceń budowli wodnych metodami geodezyjnymi". Wymagania co do obserwacji budowli wodnej stawia zwykle projektant znający charakter podłoża, konstrukcję i sposób jej pracy, spodziewane odkształcenia itp. Obserwacje odkształceń dzielą się na dwie grupy: pomiary geodezyjne i pomiary fizyczne. Inż. P. Marčak omawia tylko pomiary geodezyjne. Z tych najbardziej są rozpowszechnione: niwelacja precyzyjna, metoda trygonometryczna i metoda stałej prostej. Poligonizacji nie stosuje się, gdyż daje zbyt małe dokładności liniowe: pożądana byłaby dokładność rzędu 1:400 000.

Sieć realizacyjna nowego osiedla na równinie

Niwelację urządzeń prowadzi się w oparciu o kilka punktów niezmiennych (6 — 8 szt.). Stosuje się tylko niwelatory precyzyjne z płytką płasko-równoległą i libelą koincydencyjną oraz łaty inwarowe, pionowane libelą. Niwelator stale się sprawdza i łaty komparuje się. Dozwolone zamknięcia niwelacji Autor ujmuje wzorami:

1. Różnica pomiaru tam i z powrotem $\varrho = \pm 2\, m_o \sqrt{R}$ (mm), gdzie m_o jest błędem jednostkowym niwelacji $m_o = 0{,}5$ mm, R — długość odcinka w km.

2. Zamknięcie ciągu niwelacyjnego $\varphi = \pm 2\, m_o \sqrt{P}$ (mm), gdzie P jest długością ciągu w km.

Metoda wyrównania materiału obserwacyjnego jest często uwarunkowana terminem, jaki jest postawiony przed geodetą. Najprościej jest rozrzucić odchyłkę pomiaru proporcjonalnie do poszczególnych ciągów niwelacyjnych, najmniej dogodnie jest wyrównywać każdy pomiar sieci me-

Slapy — widok zapory od wody dolnej. Elektrownia w korpusie zapory

todą najmniejszych kwadratów. Autor podkreśla zalety metody prof. T. Lazzariniego, według której nie zakłada się stałości reperów wyjściowych i prowadzi się wyrównanie tak samo sieci podstawowej, jak i kontrolnej. Jeżeli chodzi o dobór wag — to doświadczenia nie są jeszcze tak pełne, by wypowiedzieć się zdecydowanie za wyborem

$$p = \frac{1}{R} \text{ lub } p = \frac{1}{N}.$$

Przesunięcia budowli w kierunku poziomym dają obserwacje trygonometryczne. Na Słowacji zaczęły się one w r. 1952 od zapory na Orawie. Znaczki kontrolne osadza się na zaporze betonowej od wody dolnej, a stanowiska obserwacyjne w takiej odległości, by ewentualne drobne przesunięcie słupa obserwacyjnego było bez wpływu na wynik obserwacji oraz, aby celowe jak najmniej podlegały wibracji i refrakcji. Autor omawia sieć obserwacyjną typu szwajcarskiego, budowaną na zdrowych skałach, na których nie ma ruchów stanowisk obserwacyjnych oraz typu polskiego, budowane w kiepskich warunkach geologicznych, w których wszystkie stałe punkty złączone są dwustronnymi celowymi. Przy obserwacjach nie chodzi o pomiar rzeczywistej wielkości kątów, lecz o dokładne określenie ich zmian, a ponieważ zmiany te są najwyżej rzędu niewielu dziesiątków sekund, unika się wpływu systematycznego błędu podziału limbusa, mierząc stale na tym samym miejscu podziału koła. Inaczej jest z wpływem błędów mikrometru optycznego.

Wyrównanie obserwacji wiąże się z ustaleniem niezmienności stanowiska obserwacyjnego, co wykonuje się sposobem graficzno-rachunkowym dla sieci typu szwajcarskiego i sposobem analitycznym dla typu polskiego: jednoczesne wyrównanie obserwacji kierunków lub kątów sieci podstawowej i sieci znaczków kontrolnych, po czym następuje transformacja przesunięć.

Dokładność obserwacji trygonometrycznych wykonywanych na Orawskiej Zaporze Autor charakteryzuje następująco:

1. Przeciętna wielkość średniego błędu wyrównanego kierunku ± 0",7.

2. Przeciętna wielkość średniego błędu określenia zmiennego położenia znaczka kontrolnego waha się od ± 0,5 mm do ± 0,8 mm.

Autor zwraca uwagę na wpływ temperatury na zmiany objętości betonu i w związku z tym na zmiany w obserwacjach odkształceń.

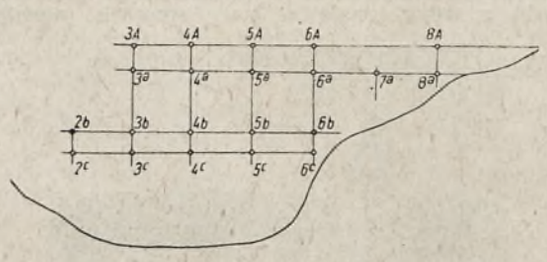
Trzecia metoda obserwacji geodezyjnych na zaporach — to pomiar wychyleń punktów ze stałej prostej. Jest to metoda prosta i daje dużą dokładność. Przesunięcia określa się przez pomiar kątów paralaktycznych lub przez zastosowanie tarczy celowniczej przesuwanej poprzecznie i zaopatrzonej w podziałkę.

Widok na cofkę zbiornika Slapy. Na pierwszym planie słup graniczny

Uzyskane na orawskiej zaporze średnie błędy określenia przesunięcia punktów na zaporze określa Autor na ± 0,27 mm.

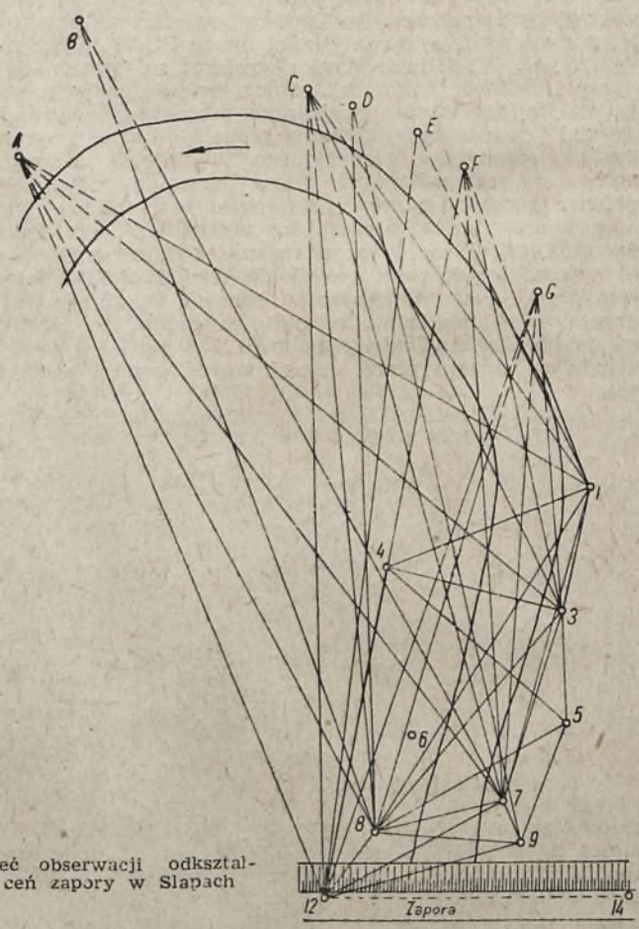
Referat inż. P. Marčaka ujmuje słuchacza zwartością, niepowtarzaniem rzeczy ogólnie znanych, a więc zbędnych, a słuchacza polskiego ujmuje dobrą znajomością polskiej literatury geodezyjnej.

Ostatni referat z zakresu geodezji w budownictwie wodnym wygłosili: dr Hajda i inż. Bolf na temat: „Nowe przyrządy do pomiaru przesunięć pionowych i poziomych". Autorzy opisują dwa przyrządy: niwelator hydrostatyczny wykonany w laboratorium Słowackiej Akademii Nauk oraz wahadło do badania przesunięć poziomych, tak zwany pendametr. Wahadło zawiesza się w szybie pionowym zapory betonowej. U dołu zainstalowany jest na stałe stolik z prostopadłymi podziałkami do pomiaru położenia drutu u spodu wahadła; zmiana współrzędnych, odczytanych na podziałkach daje bezpośrednio wielkość przesunięcia korony zapory względem jej fundamentów. Ponieważ podziałki umieszczone są wzdłuż zapory i do niej prostopadle, otrzymuje się z odczytu obie składowe przesunięcia. Oczywiście



Rozmieszczenie znaczków kontrolnych na zaporze Slapy, od wody dolnej

można wykonywać pomiar na dowolnej wysokości korpusu zapory, w miejscu gdzie były zainstalowane na stałe obie podziałki. Wahadło daje przesunięcia względne, obserwacje geodezyjne punktu zaczepienia wahadła pozwalają określić stałość obu punktów i przesunięcia bezwzględne. Wahadło wg projektu Słowackiej Akademii Nauk jest ulepszeniem



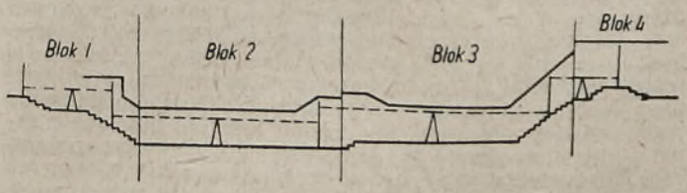
Sieć obserwacji odkształceń zapory w Slapach

szwajcarskiego wahadła Huggenbergera. Ma wiele zalet: cieńszy drut, a więc mniejsze zawieszone obciążenie, bezpośrednie odczytanie przesunięć w obu kierunkach, szybkie uspokojenie się drutu wprowadzonego przypadkowo w wahanie przez umieszczenie obciążenia w zbiorniku z oliwą.

Druga część konferencji dotyczyła pomiarów w budownictwie osiedlowym. My mamy w tej dziedzinie nie mniejsze od Czechosłowacji doświadczenie, choćby z powodu nasilenia budownictwa wobec większych zniszczeń. Wygłoszono dwa referaty, z których pierwszy: dr inż. Nykodema pt. „Technika projektowania dróg komunikacyjnych i urządzeń terenowych na osiedlach". Autor omawia zakres projektu i podkłady projektowe: pomiarowe, geologiczne, ruchowe i inne. Omawia współpracę z projektantami i koordynację projektowania. W związku z tym Autor daje zakres dokumentacji geodezyjnej: przekrój podłużny i poprzeczne, sytuacja, treść szkiców realizacyjnych, przekazywanie współrzędnych realizacyjnych itp.

— Dr inż. V. Krumphanzl w referacie pt. „Ogólne zasady wytyczenia osiedli" omawia zagadnienie współpracy geodety z projektantem oraz uwzględnianie w dokumentacji projektu sieci realizacyjnej. Autor podkreśla, że projektant nie pracuje na pierworysie, a praca na mokrych odbitkach daje poważne różnice przy graficznym braniu obmiaru, należy więc już w projekcie podać szkic sieci realizacyjnej, zasadnicze kąty i długości. W CSR korzysta się z drobnoskalowych odbitek litograficznych (sytuacja i warstwice), na których dla zgrania służą znaczki na zewnątrz rysunku. Pożądane jest umieszczanie tych znaczków kontrolnych wg Autora również pośrodku rysunku, gdyż przesunięcia mogą przy złym papierze wynosić i kilka milimetrów. Jedną z poważnych przyczyn, dla których projektant nie wykorzystuje w pełni podkładów geodezyjnych jest niezałączanie do map sprawozdań technicznych, w których byłaby podana metoda pomiarów sytuacyjnych i wysokościowych, określenie dokładności punktów poligonowych i reperów, warstwic i sytuacji oraz podanie punktów osnowy, które powinny być wykorzystane przy czynnościach projektowych i realizacji. Autor podaje projekt sieci realizacyjnej miasta na terenach równinnych, przy czym stosuje różne oznaczenia na punkty naziemne i kierunki znaczone na budowlach istniejących.

W czasie pobytu w CSR miałem możność zwiedzić biura projektowe budownictwa wodnego Hydroprojekt i Vodoprojekt. Oba te biura podlegają jednemu resortowi, ale różnią się zakresem prac: Hydroprojekt wykonuje projekty stopni wodnych, a Vodoprojekt obejmuje projekty gospodarki wodą dla celów konsumpcyjnych, rolnych i przemysłowych. W obu biurach rozbudowane są komórki geodezyjne, gdyż wykonują one mapy podkładowe dla projektowania, biorą udział w projektowaniu, realizacji i badaniu zachowania się budowli, a więc wykonują czynności,



Schemat niwelacji w sztolni

zwykle u nas dzielone między komórki geodezyjne inwestora, biura projektującego, wykonawcy i instytutu naukowego. Jest ciekawe, że komórka geodezyjna w Vodoprojekcie wykonuje również prace, wykonywane u nas z reguły przez inżynierów innych specjalności, a mianowicie projektowanie nowej powierzchni terenu i obliczanie mas ziemnych (stąd szerokie potraktowanie tego tematu w referacie dr Jelinka) oraz sporządzanie projektu zazielenienia.

W Hydroprojekcie miałem możność zapoznać się z komórką projektującą urządzenia kontrolno-pomiarowe zapór wodnych. Pomiary kontrolne zapory betonowej (a takie są przeważnie zapory czechosłowackie) obejmują pomiary przesunięć poziomych i pionowych, zachowanie się podłoża, korpusu zapory, poziomu wody gruntowej i przecieków, zachowania się betonów itp.

Urządzenia kontrolno-pomiarowe zapór betonowych są bardzo różnorodne i polegają na metodach obserwacji geodezyjnych (o czym w referacie inż. P. Marčaka), jak i fizycznych (wahadło, szczelinomierz, klinometry, piezometry, naczynia połączone, termometry itp.). Z drugiej strony obserwacje geodezyjne są materiałem dla wniosków, które wyciąga statyk — co do zachowania się badanych budowli. Zrozumiałe jest więc, że komórka projektowa urządzeń kontrolno-pomiarowych składa się ze specjalistów różnych dziedzin, między którymi jest również geodeta. W całej CSR przy projektowaniu urządzeń kontrolno-pomiarowych zatrudnionych jest około 20 osób. W Hydroprojekcie miałem możność zapoznać się z niektórymi, bardzo ciekawymi urządzeniami, jak na przykład reper teleskopowy do jednoczesnego mierzenia osiadania podłoża, osiadania korpusu zapory ziemnej na żądanych wysokościach, osiadania korony zapory oraz zmian poziomu wody filtracyjnej. Innym z ciekawych rozwiązań badania osiadania podłoża zapory ziemnej jest ułożenie na podłożu wzdłuż zapory poziomej rury metalowej o średnicy 30—70 cm ze światełkami rozmieszczonymi w określonym miejscu. Obserwacje kątowe światełek dają wielkość ugięcia rury w określonej odległości, a więc wielkość osiągnięcia podłoża zapory.

W czasie bytności w CSR miałem okazję zwiedzić elektrownię wodną Slapy położoną na Wełtawie, w górę od Pragi. Wełtawa jest na tym odcinku prawie całkowicie zabudowana i czynne są na drodze do Slap jeszcze dwie elektrownie: Vranor i Stechovice.

Slapy pracują w szczycie zapotrzebowania energii, na spadzie 51 m przy średnim przepływie 93 m³/sek, mocy instalowanej 126 MW, średniej produkcji rocznej 350 milionów KWh. Budynek elektrowni umieszczony w dolnej części korpusu zapory. Na geodezyjne urządzenia kontrolno-pomiarowe składa się:

1. Wcięcie trygonometryczne znaczków kontrolnych umieszczonych na korpusie zapory od wody dolnej.

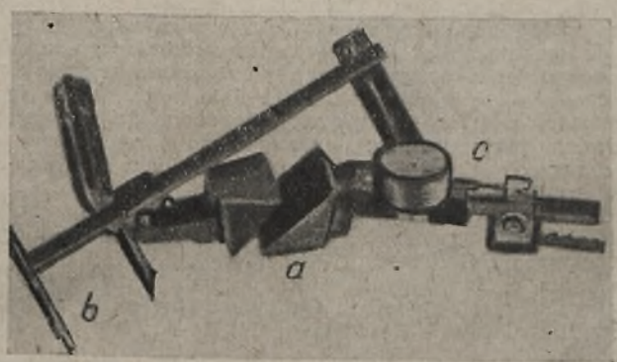
2. Obserwacje przesunięć punktów na stałej prostej na koronie zapory.

3. Obserwacje przesunięć poziomych punktów umieszczonych w sztolni rewizyjnej zapory (ciąg poligonowy).

4. Niwelacja reperów na korpusie zapory, w sztolni rewizyjnej i wokół zapory na gruntach podlegających wpływom budowli.

5. Pomiar przesunięć względnych przy pomocy wahadła i szczelinomierzy. Załączony rysunek wskazuje rozmieszczenie znaczków kontrolnych na zaporze. Rząd A (górny) stanowią głowice do ustawienia sygnału tarczowego na stałej prostej na koronie zapory, rzędy *a b* umieszczone są na korpusie zapory, a rząd *c* na filarach elektrowni. Jako materiał do znaczków zastosowano szkło, co ma jeszcze i tę zaletę, że umożliwia oświetlenie znaczka od spodu żarówką przy pomiarach nocnych, które są bardzo pożądane w okresach silnego nasłonecznienia.

Obserwacje znaczków kontrolnych zapory wykonuje się z punktów 7, 8 i 9, obeserwacje stałej prostej z punktu 12. Punkty te, są to słupy betonowe wystające na wysokość około 1,2 m będące wprost podstawą dla teodolitu; dla ochrony przed działaniem słońca obłożone są deskami. Dla ustalenia niezmienności układu założono punkty 1, 2, 4, 5, 6, z których zresztą punkt 6 odpadł, gdyż pod wpływem pobliskich odstrzałów zaczął zmieniać swe położenie. Stanowiska obserwacyjne 7, 8 i 9 są dodatkowo kontrolowane 2—4 punktami umieszczonymi w pobliżu (do 105 m). Punkty te pozwalają stwierdzić lokalne pochylenia słupków obserwacyjnych czy ich osiadanie. Punkty A-G, położone na odległości 1000—1400 m, służą jako punkty orientacyjne: ich znaczna odległość w stosunku do odległości zapory pozwala uwolnić obserwację kierunków w różnych okresach od błędu orientacji i zestawiać między sobą. W praktyce jednak okazało się, że nastawianie lunety na różne odległości, obserwacje w różnych warunkach oświetlenia (wschód-



Szczelinomierz dr Cacha (nieobsadzony) — a) połówki sześcianu, b) suwmiarka, c) suwmiarka zegarowa

zachód) i zmiana refrakcji pogarszały obserwacje kierunków i w dalszych etapach realizacji orientacja była ustalona z obserwacji sieci punktów 1—5.

Dla obserwacji przesunięć dolnych części zapory wykorzystano sztolnię rewizyjną idącą wewnątrz wzdłuż wszystkich bloków zapory. Niwelacja reperów kontrolnych daje przesunięcia pionowe, a poligonizacja przesunięcia poziome. Warunki pomiarów w sztolni są bardzo trudne: ciasnota, niski pułap, zejścia po schodach, zakręty i wilgoć — należy więc już w czasie projektowania sztolni przewidzieć stanowiska pod łaty i instrument, wyjście z niwelacją z obu końców sztolni, stanowiska dla teodolity i tarcz celowniczych oraz kontakty dla oświetlenia lampami przenośnymi. Na rysunku przedstawiono schematycznie niwelację w sztolni.

Pomiary poligonizacji precyzyjnej w Slapach nie zdały egzaminu. Punkty poligonowe osadzane były na specjalnych konsolach, wbudowanych w ścianach sztolni na zakrętach schodów, zwykle w bardzo krótkich i nierównych odległościach, przy znacznych różnicach wysokości. Przyczyną słabych wyników była zapewne silna refrakcja wobec nierównomiernej temperatury i znacznych ruchów powietrza, a zapewne również trudne warunki pomiaru długości między konsolami umieszczonymi na różnicy wysokości dochodzącej do 4 m przy długości około 10 m.

W Slapach zainstalowane są wahadła, o których mówiono na konferencji w Bratysławie oraz bardzo ciekawe szczelinomierze dr Cacha, które pozwalają mierzyć nie tylko zmiany szerokości szwu dylatacyjnego między sąsiednimi blokami zapory betonowej, lecz również przesunięcia wzdłuż szwu. Szczelinomierz składa się z dwóch ramion zakończonych sześcianem przeciętym ukośnie. Przesunięcia trzech par równoległych płaszczyzn dają wielkość przesunięcia w trzech kierunkach. Przesunięcia mierzy się suwmiarką zwykłą lub zegarową.

Konferencja w Bratysławie umożliwiła nam spotkanie z najbliższymi sąsiadami, z którymi prócz sentymentów łączą nas również wspólne interesy. Między innymi właśnie w budownictwie wodnym istnieje dość ożywiona współpraca polsko-czechosłowacka. Na tym tle rozwinęła się też współpraca geodetów obu krajów, w CSR ceniona jest nasza literatura na temat pomiarów odkształceń, u nas ceni się praktyczne osiągnięcia kolegów w CSR. Jest to dobra podstawa do wzajemnej wymiany doświadczeń.

Dipl. Ing. Richard Koitsch

Organizacja Naukowo-Technicznego Stowarzyszenia Geodetów Niemieckiej Republiki Demokratycznej

W dniach od 10 do 20 grudnia ub. r. przebywał w Polsce na zaproszenie Stowarzyszenia Geodetów Polskich dyplomowany inżynier Ryszard Koitsch, członek zarządu Związku Zawodowego Budownictwa w Izbie Techniki Niemieckiej Republiki Demokratycznej (Kammer der Technik), redaktor czasopisma Vermessungstechnik".

W czasie swego pobytu inż. R. Koitsch wygłosił w Warszawie w Domu Technika odczyt o strukturze

W dniach od 10 do 20 grudnia ub. r. przebywał w Polsce na zaproszenie Stowarzyszenia Geodetów Polskich

„Omówienie struktury Naukowo-Technicznego Stowarzyszenia Geodetów Niemieckiej Republiki Demokratycznej należy zacząć od podania podstawowych wiadomości o centralnej organizacji skupiającej naukowców, inżynierów i techników NRD — tak zwanej „Izbie Techniki" (Kammer der Technik). Statut Izby Techniki w następujący sposób określa cel i zadania tej organizacji. Izba Techniki postawiła sobie za cel „służyć technicznemu i ekonomicznemu postępowi przez ochotniczą zorganizowaną pracę społeczną, umacnianiu Niemieckiej Republiki Demokratycznej i tym samym przyczyniać się do przywrócenia jedności Niemiec". Jednym z celów Izby Techniki jest nawiązanie stosunków z przedstawicielami świata nauki i techniki innych krajów, przede wszystkim zaś ze stowarzyszeniami Związku Radzieckiego i krajów demokracji ludowej. Izba Techniki postawiła sobie za zadanie rozszerzenie wiedzy swych członków oraz popieranie postępu technicznego i ekonomicznego.

Aby sprostać temu zadaniu Izba Techniki dzieli się na 12 związków zawodowych. Jednym z nich jest Związek Zawodowy Budownictwa grupujący następujące dziedziny techniki: technika budowlana, budowa dróg i szlaków komunikacyjnych, geodezja. Związek ten jest kierowany przez 10-osobowy zarząd wybierany na okres trzyletni, w skład którego wchodzi między innymi przedstawiciel geodezji.

Przewodniczącym zarządu jest Minister Odbudowy NRD — inż. Winkler. Zadaniem zarządu związku jest kierowanie i koordynacja prac poszczególnych komisji zawodowych i komisji pracy. Na obrady zarządu zaprasza się często radę techniczną danego związku zawodowego.

Rada techniczna składa się z przewodniczącego komisji zawodowej oraz przewodniczącego zarządów okręgowych utworzonych w 15 okręgach NRD. Jak to ze składu rady technicznej wynika — związek zawodowy działa niejako w dwóch płaszczyznach: w płaszczyźnie regionalnej — przez zarządy okręgowe i w płaszczyźnie zawodowej — przez komisje zawodowe.

Jedną z tych komisji zawodowych jest komisja geodezyjna. Komisję geodezyjną stanowi Naukowo-Techniczne Stowarzyszenie Geodetów NRD.

Te kilka ogólnych wiadomości pozwala na zrozumienie roli komisji geodezyjnej w Centralnej Organizacji Techników Inżynierów i Naukowców NRD — jaką jest Izba Techniki.

Omówię obecnie strukturę komisji geodezyjnej i sposoby jej pracy. Punktem wyjścia przy opracowywaniu struktury organizacyjnej tej komisji było założenie, aby każdemu jej członkowi dana była możliwość współpracy na odcinku geodezji i kartografii. Toteż we wszystkich zakładach pracy z dziedziny geodezji i kartografii oraz w szkole inżynieryjnej dla geodetów i kartografów utworzono sekcje zawodowe Izby Techniki — stanowiące podstawową jednostkę organizacyjną. W większych zakładach pracy o charakterze nie czysto geodezyjnym lub kartograficznym, jak na przykład w biurach projektowych i zjednoczeniach budowlanych, w których zatrudnia się pewną ilość fachowych sił geodezyjnych, sekcje zakładowe danego zawodu dzielą się na podsekcje. Umożliwia to tworzenie podsekcji zawodowych w biurach i przedsiębiorstwach zatrudniających nieliczną grupę geodetów. Istnieje wreszcie cały szereg zakładów i organizacji zatrudniających tylko jednego lub dwóch geodetów, w których założenie oddzielnej podsekcji nie opłaca się. Dla takich kolegów możliwość zapewnienia im pracy w dziedzinie zawodowej i organizacyjnej rozwiązywana jest w dostosowaniu do miejscowych warunków. Tak więc na przykład jeśli w tej samej miejscowości istnieje sekcja zakładowa zakładu geodezyjnego, to współpraca przeprowadzana jest w istniejącej już sekcji zakładowej. Jeżeli jednak w jakiejś miejscowości istnieje więcej zakładów zatrudniających nieliczne grupy geodetów — to wówczas jest możliwość tworzenia podsekcji geodezyjnej działającej w płaszczyźnie ponadzakładowej.

Utworzenie podsekcji miejscowych przeprowadza się również wówczas, gdy istnieje więcej sekcji zakładowych, które obok pracy w sekcjach chcą przystąpić do wymiany doświadczeń między poszczególnymi zakładami, albo gdy chodzi o opracowanie tematów, które interesują w równym stopniu większą ilość zakładów, odpowiedni fachowcy zaś pracują w różnych, zakładach. Tego rodzaju komisje tworzone są przede wszystkim w miastach okręgowych NRD; kierowanie i koordynowanie pracy w komisjach okręgowych odbywa się podobnie, jak i w zarządzie związku zawodowego. Toteż w okręgowych zarządach związku zawodowego przewidziany jest udział przedstawiciela geodezji. Do przedstawiciela takiego należy kierowanie komisji okręgowych oraz miejscowych sekcji, a także kontrola ich działalności; natomiast kierowanie pracą w sekcjach zakładowych należy do Rady Technicznej poszczególnych zakładów.

Jak już wyżej wspomniano Komisję Geodezyjną stanowi stowarzyszenie wszystkich pracowników geodezji i kartografii. Jednak przeprowadzenie posiedzeń komisji ze

wszystkimi pracownikami jest niemożliwe. Dlatego komisja zawodowa utworzyła zarząd złożony z 7 osób, który przejął kierownictwo pracy. Każdy członek tego zarządu ma poza tym specjalne zadania do wykonania. W skład zarządu wchodzi przewodniczący, jego zastępca, sekretarz i sprawozdawca. Zadaniem jednego z członków zarządu jest otaczanie opieką pracy w okręgach i sekcjach miejscowych; sekcjami zakładowymi również opiekuje się jeden z członków. Zarząd wybierany jest przez członków Komisji Geodezyjnej na konferencji delegatów.

W Karl-Marx-Stadt 15.XI.1957 — wybrany został nowy zarząd na okres następnych dwóch lat. Na przewodniczącego Komisji Geodezyjnej wybrano ponownie kierownika Departamentu Geodezji i Kartografii w Ministerstwie Spraw Wewnętrznych — inż. dypl. Zappe.

W celu opracowywania określonych zadań fachowych lub ekonomicznych o znaczeniu państwowym Komisja Geodezyjna utworzyła 6 podkomisji: w skład każdej z nich wchodzi od 10 do 20 osób.

Podkomisje te pracują nad następującymi zagadnieniami:

— Kartografia
— Fotogrametria
— Normowanie i przepisy
— Nowe kadry i dokształcanie zawodowe
— Pomiary miejskie
— Pomiary inżynieryjne.

Współpraca tych podkomisji z Komisją Geodezyjną jest następująca. Posiedzenia zarządu Komisji Geodezyjnej odbywają się mniej więcej raz na miesiąc. Na posiedzeniach tych przygotowuje się posiedzenie zarządu w rozszerzonym składzie. W skład takiego rozszerzonego zarządu, oprócz 7 wymienionych członków wchodzą przedstawiciele 15 zarządów okręgowych związku, przewodniczący wyżej wymienionych podkomisji oraz przewodniczący sekcji zakładowych. Posiedzenia w rozszerzonym składzie odbywają się raz na kwartał. Początkiem takich posiedzeń jest zwykle jakiś aktualny referat, który z jednej strony poszerza wiadomości członków, a z drugiej jest podstawą do dyskusji na tematy dotyczące pracy komisji. Tak na przykład na jednym z ostatnich posiedzeń został wygłoszony referat dotyczący zdjęć o wysokościowych poziomach odniesienia, w którym porównywano system wysokości normalnych, będący podstawą niwelacji precyzyjnej w NRD — z innymi systemami wysokości.

Prace zarządu w rozszerzonym składzie stanowią dobrą podstawę do analizowania pracy w poszczególnych komisjach i sekcjach, do wymiany doświadczeń i rozszerzenia wiedzy. W takim składzie omawia się również prace poszczególnych komisji. Przedmiotem obrad rozszerzonego zarządu jest również opracowanie planu pracy Komisji Geodezyjnej. Postępuje się przy tym w ten sposób, że propozycje opracowane przez miejscowe i okręgowe komisje, sekcje i podsekcje kieruje się do zarządu, który je zbiera i przekazuje do dyskusji na sesji rozszerzonego zarządu. Ostatecznie opracowany plan pracy zostaje rozesłany do wszystkich sekcji zakładowych, komisji i podkomisji. Plan ten jest tylko ramowy i w żadnym wypadku nie ogranicza inicjatywy pracowników. Warto przytoczyć przykłady planów prac poszczególnych podkomisji. Dla podkomisji kartografii na przykład w planie na rok 1958 przewidziano:

— przygotowanie i przeprowadzenie szerszej wymiany doświadczeń w zakresie reprodukcji i metod kopiowania map,
— badania w zakresie mechanicznego opisu map, ze szczególnym uwzględnieniem map drobnoskalowych,
— zagadnienie ujednolicenia i ulepszenia map powiatowych i turystycznych,
— zagadnienie opracowania map geograficznych obrazujących prawie rzeczywisty stan terenu,
— akcja odczytowa w komisjach i sekcjach, ze szczególnym uwzględnieniem podnoszenia kwalifikacji kadr w zakresie metod grawerowania.

Dla podkomisji pomiarów inżynieryjnych plan pracy przewiduje:

1. Dalszą pracę nad serią broszur pt. „Z praktyki pomiarów inżynieryjnych". Pierwszy i drugi tom tej serii broszur jest obecnie w druku i ukaże się z początkiem 1958 r. Znajdują się tam interesujące zadania z geodezji przemysłowej, a w małej bibliografii zreferowano pokrótce najnowsze publikacje w tym zakresie.
2. Wstępne prace do opracowania instrukcji o pomiarach inżynieryjnych.

Naturalnie komisja ta będzie się zajmowała również wielu innymi zagadnieniami z tym, że wymienione dwa punkty traktowane są jako najważniejsze w nowym planie pracy.

Przykładem współpracy poszczególnych podkomisji z sekcjami zakładowymi może być podkomisja „Normowania i Przepisów". Podkomisja ta zajmuje się od pewnego czasu ujednoliceniem najważniejszych formularzy polowych i rachunkowych. Dotyczy to około 30 formularzy, które w związku z podziałem dawniejszych Niemiec na drobne państewka występują w najróżniejszych wariantach. Podkomisja „Normowania i Przepisów" postawiła sobie za cel ujednolicenie i zarazem ulepszenie tych formularzy. Ze względu na rozmiary tego zadania upłynie zapewne wiele czasu zanim zostanie ono wykonane. W celu przyśpieszenia tych prac rozdzielono je pomiędzy sekcje zakładowe. Zgodnie z wytycznymi opracowanymi przez te podkomisje, przeprowadza się najpierw prace wstępne, po czym powstaje projekt nowego formularza.

Ilustracją dalszych zagadnień, którymi zajmują się podkomisje może być plan pracy podkomisji pomiarów miejskich. Plan ten przewiduje następujące prace:

— opracowanie wytycznych dla tyczenia budowli,
— podstawowe zagadnienia przy opracowaniu wielkoskalowych map miejskich,
— zebranie materiałów do opracowania norm pracy,
— badania i sugestie odnośnie prac fotogrametrycznych w pomiarach miast oraz przestudiowanie dotychczasowych materiałów w tym zakresie,
— badania nad przydatnością logarytmicznego klina tachimetrycznego (Lotakeil), metody stolikowej oraz stolika do kartowania z tachimetrem „Dahlta" w pomiarach stolikowych,
— współpraca przy opracowaniu instrukcji o pomiarach miejskich.

Po tych rozważaniach o pracach poszczególnych podkomisji oraz zarządu Komisji Geodezyjnej dodać jeszcze należy kilka słów o działalności w okręgowych komisjach pracy oraz w sekcjach zakładowych. Współpracę obu tych jednostek z podkomisjami przedstawiłem już na przykładzie ujednolicenia formularzy. Jest oczywiste, że taka współpraca jest możliwa również w wielu innych dziedzinach. Komisje okręgowe oraz sekcje zakładowe po otrzymaniu ogólnego planu pracy od Komisji Geodezyjnej określają zakres, w jakim mogą udzielić pomocy poszczególnym podkomisjom, a następnie opracowują własny plan pracy.

W pracach komisji okręgowych oraz sekcji zakładowych wysuwają się przede wszystkim następujące zagadnienia:

— wykłady i prelekcje,
— wymiana doświadczeń,
— szkolenie zawodowe,
— omawianie literatury,
— urządzanie wystaw na tematy techniczne,
— starania o sprzęt i inne środki dokształcania zawodowego,
— zwiedzanie obiektów interesujących ze względów zawodowych.

Aktywność i wyniki pracy w poszczególnych okręgach i sekcjach zakładowych są bardzo różne. Istnieje cały szereg komisji i sekcji, które są bardzo czynne. Należy tu podkreślić akcję wykładową okręgu Drezna, co tłumaczy się faktem, że miasto to jest siedzibą Geodezyjnej Szkoły Inżynierskiej oraz Wyższej Szkoły Technicznej (Politechniki). W Karl-Marx-Stadt akcja wykładowa jest słabsza, natomiast koledzy tamtejsi spotykają się regularnie „przy okrągłym stole" dla omówienia aktualnych zagadnień geodezyjnych. Dobre wyniki pracy wykazuje również miasto Stralsund, zwłaszcza w dziedzinie przyswojenia sobie lepszych form pracy.

Po omówieniu prac komisji, należy jeszcze wspomnieć o sesjach specjalnych. Sesje takie zwoływano ongiś kilka razy do roku — ostatnio — raz w ciągu roku odbywa się jedną sesję centralną, na której omawiany jest w szerszym zakresie przegląd doświadczeń w określonych specjalnościach. W ostatnich latach na przykład taką wymianę doświadczeń przeprowadzono w zakresie zastosowań fotogrametrii.

W listopadzie 1956 roku na takiej sesji w Lipsku byli obecni trzej delegaci Stowarzyszenia Geodetów Polskich. W roku 1957 obecni byli koledzy z Węgier. W początkach tego roku przewiduje się sesję w sprawie reprodukcji

i metod kopiowania map z udziałem licznych delegacji zagranicznych. Bardzo chętnie widzielibyśmy na niej przedstawicieli Stowarzyszenia Geodetów Polskich.

Przedstawiona w ten sposób struktura naszego Stowarzyszenia ma rzeczywiście charakter raczej ogólny. Rzecz jasna, że trudno było omówić tu wszystkie szczegóły organizacyjne, strukturalne i metodyczne, bo wielość tych szczegółów, przy tym i tak nieco suchym temacie, przesłoniłaby jasność obrazu.

Niech mi jednak wolno będzie wyrazić Stowarzyszeniu Geodetów Polskich wyrazy mej wdzięczności za serdeczne zaproszenie mnie do Polski i umożliwienie przedstawienia geodetom polskim struktury naszego Stowarzyszenia i jego planów prac. Jestem przekonany, że wzajemne poznanie, wymiana planów prac i dyskusja nad nimi byłaby doskonałym środkiem zacieśnienia współpracy naszych stowarzyszeń zawodowych — dając im wszechstronne korzyści.

Tłumaczył: *E. Bilski*

Inż. Szymon Grygorczuk

Paralaktyczne pomiary o wysokiej precyzji

W dotychczasowej praktyce poligonizacji precyzyjnej dokładność paralaktycznego pomiaru boków poligonowych instrukcyjnie ograniczono do 1 : 20 000 ich długości. Ta względnie skromna dokładność była jednak w naszej praktyce niełatwa do osiągnięcia. Dlatego też w swoich poprzednich artykułach ograniczyłem się do udowodnienia, w jaki najprostszy i najtańszy sposób można osiągnąć tę dokładność i całkowicie ją zapewnić.

Lecz poligonizację paralaktyczną, zwłaszcza wykonywaną trzecim sposobem, stać na dużo lepsze dokładności. Wspomniałem o tym na stronie 475 PG nr 12/57. Obecnie jestem zdania, że nie należy zwlekać z wyszczególnieniem metody paralaktycznych pomiarów o wysokiej precyzji, które w swej istocie są rozwinięciem trzeciego sposobu paralaktycznego w warunkach naszych możliwości.

Jak wynika z treści artykułu pt. „Trzeci sposób poligonizacji paralaktycznej (PG nr 3/57 str. 113—116), dla osiągnięcia dokładności pomiaru boku 1 : 20 000 wystarczy baza o długości 5 m. Jest to baza krótka, a mogą być bazy dłuższe, których zastosowanie zwiększy dokładność pomiaru boków proporcjonalnie do zwiększenia długości bazy. Ale dłuższa baza pociąga za sobą zwiększenie nakładu pracy polowej i obliczeniowej, gdyż trudno o dłuższą bazę stałą i trzeba ją jednorazowo mierzyć i obliczać. Tu jednak przychodzi z pomocą podwójne rozwinięcie, które pozwala na ograniczenie długości bazy do długości jednego drutu inwarowego. Ponieważ długość tego drutu z reguły nie przekracza 24 m, a spotykane są również druty 12 m — ułożymy więc tabelkę obrazującą orientacyjne warunki osiągnięcia zadanej dokładności paralaktycznego pomiaru długości trzecim sposobem przy użyciu baz 12 m i 24 m, w założeniu, że bazy są bezbłędne (o dokładności ± 0,1 mm) oraz, że dokładność pomiaru kąta paralaktycznego = ± 3cc, co odpowiada trzem seriom teodolitów T2 Wilda, Th2 Zeissa i równorzędnych. Przyjmujemy tylko trzy serie, ponieważ większa ilość serii jest zbyt kosztowna w czasie w stosunku do poprawy dokładności pomiaru, zaś większe rozbieżności w wartościach kątów paralaktycznych można łatwo skorygować dodatkowymi pomiarami zapisanymi w rubryce uwag dziennika (tabl. I).

Jeżeli przyjmiemy dokładność kąta paralaktycznego = ±2cc, co odpowiada trzem seriom teodolitu DKM3 Kerna — otrzymamy odpowiednio (tabl. II).

Wreszcie gdybyśmy chcieli uzyskać dokładność jeszcze wyższą, musimy użyć teodolitu T3 Wilda. Również trzy serie tym teodolitem dadzą dokładność kąta paralaktycznego = ± 1,5cc, o ile wpływ prawdopodobnego stałego błędu mikrometru zostanie usunięty. A ta dokładność spowoduje uzyskanie wyników ujętych w tabl. III.

Tablica I

Baza b = 12.0000 m						Baza b_1 = 24.0000 m				
Kąt paralaktyczny β	Mierzona długość D	Przekładnia $D:B=B:b$	Rozwinięta baza B	Błąd pomiaru bazy B	Dokładność:	Błąd pomiaru bazy B_1	Rozwinięta baza B_1	Przekładnia $D:B_1=B_1:b_1$	Mierzona długość D_1	Kąt paralaktyczny β_1
5	4	3	2	1		6	7	8	9	10
9g00	590	7	84	±0.002₈	1 : 30 000					
12g00	330	5	63	±0.001₆	1 : 40 000	±0.003	125	5	660	12g00
15g00	210	4	50	±0.001₀	1 : 50 000	±0.001₉	100	4	420	15g00
					1 : 60 000	±0.001₄	83	3,5	290	18g00

Tablica II

Baza b = 12.0000 m						Baza b_1 = 24.0000 m				
Kąt paralaktyczny β	Mierzona długość D	Przekładnia $D:B=B:b$	Rozwinięta baza B	Błąd pomiaru bazy B	Dokładność:	Błąd pomiaru bazy B_1	Rozwinięta baza B_1	Przekładnia $D:B_1=B_1:b_1$	Mierzona długość D_1	Kąt paralaktyczny β_1
5	4	3	2	1		6	7	8	9	10
8g00	750	8	95	±0.002₄	1 : 40 000					
10g00	480	6	76	±0.001₆	1 : 50 000	±0.003₀	152	6	960	10g00
12g00	330	5	63	±0.001₀	1 : 60 000	±0.002₀	126	5	660	12g00
					1 : 70 000	±0.001₅	107	4,5	480	14g00
					1 : 80 000	±0.001₂	93	4	360	16g00

Tablica III

Baza b = 12.0000 m						Baza b_1 = 24.0000 m				
Kąt paralaktyczny β	Mierzona długość D	Przekładnia $D:B=B:b$	Rozwinięta baza B	Błąd pomiaru bazy B	Dokładność	Błąd pomiaru bazy B_1	Rozwinięta baza B_1	Przekładnia $D:B_1=B_1:b_1$	Mierzona długość D_1	Kąt paralaktyczny β_1
5	4	3	2	1		6	7	8	9	10
7g50	860	8	101	±0.001₉	1 : 50 000					
9g00	590	7	84	±0.001₄	1 : 60 000	±0.002₈	169	7	1180	9g00
12g00	330	5	63	±0.000₈	1 : 80 000	±0.001₅	126	5	660	12g00
					1 : 100 000	±0.001₀	100	4	420	15g00

Orientacyjne dane dla baz o innej długości można łatwo wyinterpolować z danych tu przytoczonych.

Te trzy tabelki orientują nas o teoretycznych możliwościach paralaktycznych pomiarów trzecim sposobem. Przeanalizujmy je bodaj pobieżnie.

Rubryki 1 i 6 wszystkich tabelek wskazują na konieczność bardzo dokładnego centrowania teodolitu i tarcz oraz uzasadniają konieczność centrowania automatycznego, przy tych pomiarach wprost niezastąpionego. Rubryki 2 i 7 orientują o szerokości potrzebnego pasa przejrzystego, przez który przejdzie nasz ciąg. Ten pas w najwęższym miejscu musi mieć co najmniej 55% wartości odnośnego wiersza tych rubryk. Warunki terenowe mogą zmusić do poważniejszych odstępstw od podanych wartości (w kierunku ich zmniejszenia), a wtedy należy pamiętać o konieczności zachowania (w przybliżeniu do ± 20%) przekładni (rubr. 3 i 8), która jest wykładnikiem dokładności. Również należy pamiętać, że najlepsze warunki dla dokładnego pomiaru kierunków mają celowe przyziemne o długości 300—800 m (rubr. 4 i 9). Wreszcie w każdym wypadku poważniejszego skracania bazy *B* trzeba zastanowić się, czy nie da się zastosować przestawiania baz (PG nr 3/57 str. 116) lub czy nie opłaca się przeszkodę tę po prostu usunąć.

Jakie są słabe strony i miejsca w tych wywodach i rozumowaniu?

Baza wartości około długości jednego drutu inwarowego, może mieć dokładność = 0,1 mm przy trzech równoczesnych odczytach na podziałkach drutu w warunkach, w jakich uprzednio dokonano komparacji danego drutu. Ta 0,1 mm dokładność jest konieczna, ponieważ teodolitem T3 Wilda przy najbliższej odległości już uchwycimy (63 × tg 1,5cc) 0,15 mm. Więc przy zupełnie pewnej długości drutu będziemy mieli zupełnie pewną bazę, a dla zapewnienia długości drutu trzeba go komparować przed każdą nową robotą, a w sezonie — co najmniej raz na miesiąc i ponadto trzeba mieć drugi drut kontrolny, z którym drut roboczy będzie porównywany każdego dnia przed pracą.

Dokładność pomiaru kąta paralaktycznego przyjęta na ± 3ss, ± 2cc i ± 1,5cc jest raczej skromna niż przesadna, gdyż dotychczasowa praktyka podaje, że średni błąd pomiaru w 4 seriach kąta paralaktycznego — teodolitem Wilda T2 ⊣ przeważnie nie przekracza ± 2cc. Przyjęto jednak więcej z uwagi na krótkie celowe, mimo przystosowania tarcz do krótkich celowych, i na potrzebę zabezpieczenia. Jest więc zabezpieczenie i nie powinno być obaw.

Automatyczne centrowanie teodolitu i tarcz, pod warunkiem należytego ustawiania i nieporuszania podczas pomiaru statywów, nie wymaga komentarzy. W związku z tym dokładność pomiaru katów poligonowych zbliży się do dokładności kątów paralaktycznych.

Odpowiedni stan teodolitu i reszty sprzętu oraz sprawność pod każdym względem personelu wykonawczego winny być poza dyskusją. Natomiast trzeba przewidywać, że uzyskanie wysokich dokładności będzie wymagało odpowiednich korzystnych warunków stanu powietrza i tu jest chyba główna trudność oceny i wykorzystania pogody oraz umiejętności poradzenia sobie, gdy niezależna kontrola wykaże niedostateczną dokładność.

Szczegóły tych trudności ustali wystarczająco praktyka.

Porównując zawarte w tych tabelkach możliwości z dotychczasową praktyką, wypadnie stwierdzić, że są one kilkakrotnie dokładniejsze i jednocześnie również kilkakrotnie prostsze i szybsze w wykonaniu. Również musimy stwierdzić, że te możliwości są łatwe do zrealizowania, ponieważ teodolity odpowiedniej dokładności mamy i mamy również druty inwarowe. Warto i można zakupić teodolity DKM3 Kerna ze względu na ich silne i jasne lunety, ale koniecznie trzeba wykonać u nas tarcze celownicze przystosowane do krótkich celowych oraz spodarki dopasowane tak do tarcz, jak i do teodolitów, a zaopatrzone w odpowiednie libele i piony optyczne. Tarcza mogłaby mieć wygląd, jak obok na rysunku, to jest wymiary 12 × 18 × 0,5 cm, z zaokrąglonymi rogami oraz kolory biały i czerwony — intensywne i matowe. W czubku białego trójkąta — cienka (0,1—0,2 mm) kreska czarna — wskaźnik dla odczytu na nim podziałki drutu inwarowego przy pomiarze bazy. Nieco poniżej tej kreski — jej przedłużenie w postaci grubej (około 1 mm) i dłuższej (2—3 cm) kreski czarnej ⊣ celu przy krótkich celowych, który będzie się brało pomiędzy dwie nitki krzyża optycznego lunety. Dalszym przedłużeniem tych dwóch kresek musi być oś rurki — wstawki do spodarki, która po spoziomowaniu i scentrowaniu, przedłuży dalej już pionową linię kreski — oś wstawki, aż do punktu mierzonego, przy czym odchylenie tej linii od punktu nie przekroczy 1 mm. Dla osiągnięcia tej dokładności spodarka będzie zaopatrzona w dwie ustawione na krzyż libele rurkowe, możliwe do rektyfikacji oraz w pion optyczny umieszczony na osi spodarki o lunetce powiększającej 2—3 razy. Chyba nie trzeba przypominać o zaopatrzeniu spodarki w trzy śruby poziomujące i śrubę sercową.

Można przypuszczać, że używane obecnie tarcze i spodarki dadzą się przerobić i przemalować, a wtedy koszt z tym związany byłby drobnostką. W przeciwnym razie — byłby niewiele większy. Zastanówmy się teraz, w jaki sposób należałoby realizować paralaktyczne pomiary o wysokiej precyzji. Zacznijmy od poligonizacji naprawdę precyzyjnej. Przypuśćmy, że mamy pomierzyć ciąg poligonowy pomiędzy dwoma punktami triangulacji głównej, odległymi od siebie o 20 km, z dokładnością pomiaru boku = 1 : 50 000.

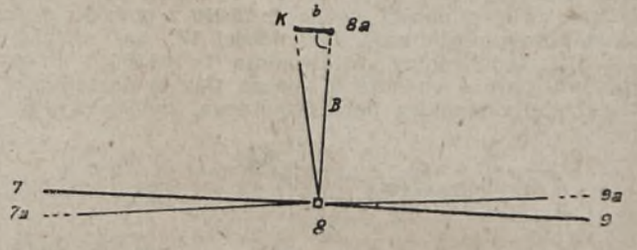
Rys. 1

Do wykonaia ciągu poligonowego potrzebujemy:

1. Teodolitu odpowiedniej dokładności z parasolem.
2. Dwóch drutów inwarowych: roboczego i konrolnego wraz ze stojakami i obciążeniami.
3. Siedmiu tarcz przystosowanych do krótkich celowych.
4. Siedmiu statywów ze spodarkami przydatnymi do ustawiania na nich tak teodolitu, jak i tarcz.
5. Pryzmatu-pentagonu, tasiemki parcianej o długości co najmniej drutu inwarowego, dwóch lornetek polowych, dziennika polowego i innych materiałów. Z tabelek widzimy, że najodpowiedniejszy do wykonania naszego zadania będzie teodolit DKM3 Kerna i 24-metrowy drut inwarowy, przy czym dla asekuracji bierzemy trzeci wiersz — dokładność 1 : 60 000.

Zaopatrzeni w ten sprzęt, dokonujemy wywiadu i trasujemy ciąg, o średnim boku 660 m przy przekładni 5 (w granicach ± 20%), a następnie stabilizujemy punkty poligonizacji precyzyjnej.

Przeciętne stanowisko tego ciągu pomierzymy w sposób następujący (rys. 2):



Rys. 2

Teodolit ustawiamy na statywie nad punktem 8 i skierowujemy wszystkie tarcze na teodolit. Ustawiamy statyw z tarczą na *K* tak, ażeby baza *b* była prostopadła (z dokładnością ± 20c, do czego wystarczy użycie pryzmatu) do bazy *B*, zaś długość 8*a*-*K* równałaby się 24 m (z dokładnością ± 10 cm, do czego wystarczy użycie taśmy parcianej). W wypadku pochylenia terenu pod bazą *B* powyżej 5g do prostopadłego ustawienia bazy *b* użyjemy pentagonu, przedłużając kierunek bazy *B* poza 8*a* na około 25 m. Należy również cel na tarczy *K* ustawić na jednym poziomie (z dokładnością ± 3 cm) z celem na tarczy 8*a*, do czego użyjemy teodolitu, nie ruszając go z punktu 8.

Po sprawdzeniu należytego i trwałego ustawienia statywu i tarczy *K* przystępujemy do pomiaru bazy *b* drutem inwarowym, odpowiednio naciągniętym na stojakach i obciążonym. Kierownik roboty i protokolant jednocześnie od-

czytują miejsca cienkich kresek tarcz na podziałkach przy końcach drutu, uważając, ażeby nie naruszyć ustawienia tarcz i statywów. Pomiar bazy będzie dokonany, gdy otrzymamy trzy wartości długości bazy b o rozpiętości do 0,3 mm. Średnią z tych trzech wartości ewentualnie poprawiamy za komparację drutu, otrzymując ostateczną wartość bazy b z dokładnością $\pm 0{,}1$ mm.

Następnie mierzymy stanowisko 8, celując kolejno na 7a, 7, 9a, 9, K i 8a, i po przerzuceniu lunety w kierunku odwrotnym. Mierzymy trzy serie, przy czym rozpiętość pomiędzy poszczególnymi wartościami kąta paralaktycznego nie przekroczy 6^{cc}. Średnie ostateczne zaokrąglamy do całych ^{cc}. Dziennik pomiaru z małymi poprawkami może być podobny do dziennika opublikowanego już w Przeglądzie Geodezyjnym na str. 115 w nr 3/57. Obliczenia polowe wykonujemy przy pomocy 6-miejscowych logarytmów, licząc bazę B w milimetrach, a długości D — do 0,5 cm. Obliczenia te są jeszcze nieco prostsze od obliczeń na str. 115 PG nr 3/57. Otrzymanie zadowalającego wyniku uprawnia do zmiany stanowiska na następne. Przyczyn wyniku niezadowalającego szukamy przede wszystkim w obliczeniach.

Personel potrzebny do pomiaru to: kierownik roboty, protokolant, starszy pomiarowy, 4—6 pomiarowych, robotnik miejscowy, a także lekki samochód terenowy.

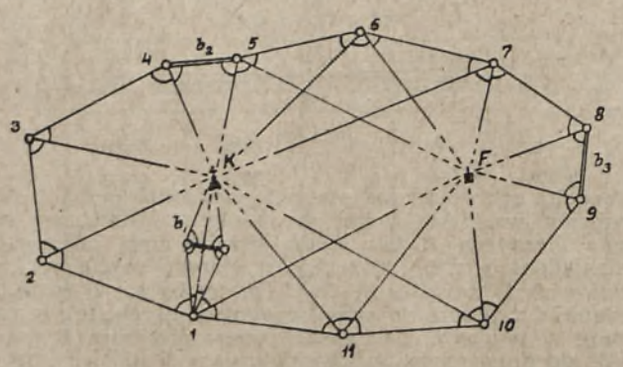
Pomiar jednego stanowiska, to jest ustawienie i pomiar bazy, pomiar kierunków, obliczenia, przejście na stanowisko następne i ustawienie tarcz na punktach w przód, przy średnio wprawionym personelu zajmie około 1,5 godziny, czyli na 8 godzin wypada 5 stanowisk, to jest około 3 km ciągu.

W wypadku konieczności używania teodolitu T2 Wilda, Th2 Zeissa lub różnorzędnych innych — długość średniego boku, a z nią wydajność pracy, zmniejszy się o $^1/_3$ i wyniesie około 2 km na 8 godzin.

Nadmieniam, że wyniki pomiaru będą całkowicie wolne od większych błędów, a dokładność ich będzie jednolita i zbliżona do dokładności zadanej. Porównanie tych dokładności i wydajności z praktyką dotychczasową pozostawiam odnośnym czynnikom kompetentnym.

O wiele ciekawsze byłoby porównanie tej metody z pomiarami elektrooptycznymi i elektronowymi, zwłaszcza pod względem pomiaru kierunków i kosztu pomiaru stanowiska, na to jednak trzeba jeszcze poczekać. Natomiast już teraz można twierdzić, że dokładność paralaktycznej poligonizacji o wysokiej precyzji sprosta wymaganiom praktycznym co najmniej na kilkadziesiąt lat najbliższej przyszłości.

Paralaktyczny pomiar o wysokiej precyzji, poza poligonizacją, może być zastosowany i do innych celów. Instrukcja BII w § 2 p. 2 wymaga w triangulacji szczegółowej IV rzędu dokładności pomiaru bazy 1 : 50 000, która to dokładność w sieci obniża się do 1 : 20 000 z powodu dopuszczenia użycia teodolitu o dokładności 12″, zaś w triangulacji III rzędu mamy odpowiednio 1 : 100 000 i 1 : 40 000 z powodu użycia teodolitu 6″-owego. Czy te dokładności są osiągalne dla pomiaru paralaktycznego, zwłaszcza gdy się



Rys. 3

zważy, że pomiar paralaktyczny daje jednolitą dokładność względną? Oczywiście tak.

Spróbujmy to zrealizować.

Przypuśćmy, że mamy do wykonania osnowę sytuacyjną pomiaru miasta z wymaganą dokładnością triangulacji szczegółowej IV rzędu.

Miasto ma kształt, na przykład wydłużony (rys. 3) i posiada dwa dominujące punkty: krzyż na wieży kościoła (K) i szpic na baszcie fabryki (F). Punkty te są nieruchome i stanowią dobre cele dla obserwacji. Przypuśćmy również, że początkowo mieliśmy do dyspozycji teodolit T2 Wilda i dlatego zaprojektowaliśmy i zastabilizowaliśmy bazę b, o długości około 400 m do rozwinięcia na bok 1-K. Wkrótce jednak uzyskaliśmy teodolit DKM3 Kerna i bazy b_2 i b_3 długości po około 900 m, zaprojektowaliśmy i zastabilizowaliśmy łącznie z całym obwodem dookoła miasta (pp. 1, 2, 3 ... 11). Całość pomierzyliśmy w trzech seriach teodolitem DKM3 Kerna, przy czym punkty K i F wykorzystano jako punkty oporowe według metody prof. Durniewa, którą w tym wypadku można zastosować.

Wywiad i stabilizacja trwały dwa dni. Żadnej sygnalizacji. Pomiar 13 stanowisk trwał 3 dni. Dowiązanie do sieci państwowej (nie uwidocznione na rysunku) trwało 1 dzień.

Czy pomiar polowy jest skończony?

Obliczenia, poza wykończeniem dziennika polowego, zaczniemy od warunków baz, które z uwagi na wysoką dokładność pomiaru kierunków można ograniczyć do wyrównań bardzo uproszczonych. Po ustaleniu długości boków obwodu obliczymy ciąg obwodowy, biorąc kąty pomierzone i poprawione za równanie baz do wyrównania w obwodzie, i z wyrównanych współrzędnych punktów obwodu obliczymy punkty K i F oraz inne punkty wcięte, których na rysunku nie widać.

Czy takie wyrównanie jest właściwe i wystarczające?

Czy sieć osnowy o jednolitej dokładności 1 : 50 000 wypadnie zaliczyć do sieci IV czy III rzędu? Jaka osnowa będzie bardziej pewna, czy oparta na jednej czy na trzech bazach? A ile razy tańsza będzie osnowa proponowana od osnowy przewidzianej w instrukcji BII?

Odpowiedzi na te pytania pozostawiam czytelnikom Przeglądu Geodezyjnego. Nadmieniam, że na rysunku podałem przykład raczej skomplikowany i że w większości wypadków, rzeczywistość będzie jeszcze prostsza. Nadmieniam również, że przy paralaktycznym pomiarze tylko trzech baz nie zrobi większej różnicy zastosowanie większej ilości serii, a wtedy podniesiemy dokładność baz i sieci.

Ogólnie biorąc mamy tu przykład współzawodnictwa i jednocześnie współpracy pomiarów paralaktycznych z triangulacją szczegółową.

Trzeci przykład. Mamy do pomiaru osnowę sytuacyjną doliny o znacznie różnej szerokości i obramowanej lasami. Czy nie można łańcucha małych trójkątów w miejscach wąskich i nieprzejrzystych zastąpić ciągiem poligonizacji precyzyjnej odpowiedniej dokładności, zaś miejsca szerokie i przejrzyste zaopatrzyć w łańcuchy trójkątów o współmiernej z poligonizacją dokładności? Dałoby to duże oszczędności w rąbaniu przecinek i jednocześnie podniosło dokładność i wydajność pomiaru, obniżaną przez małe trójkąty. Taki poligonowo-łańcuchowy ciąg można by liczyć łącznie od punktu do punktu dowiązania z większym uzasadnieniem, niż liczenie ciągu poligonizacji precyzyjnej I klasy, pomierzonego częściowo taśmą po szynie i częściowo paralaktycznie.

Nie będę nużył czytelnika innymi przykładami. Każdy przyzna, że to co przytoczyłem, aż nadto udowadnia konieczność wyjścia z impasu w dziedzinie pomiarów paralaktycznych, konieczność wykorzystania możliwości trzeciego sposobu paralaktycznego oraz konieczność nowelizacji przestarzałych i obciążonych błędami instrukcji. Do kilkakrotnego podwyższenia dokładności, przy jednoczesnym kilkakrotnym obniżeniu kosztów, trzeba przede wszystkim zmiany metody, a dopiero po tym drobnego nowego sprzętu oraz naprawy i przeróbki sprzętu posiadanego, czego koszt nie przekroczy zaledwie kilku procent kwoty oszczędności, którą da nowa metoda w ciągu pierwszego roku jej zastosowania.

Proszę czytelników Przeglądu Geodezyjnego o rzeczową krytykę i z góry dziękuję za słuszne uwagi krytyczne, a zwłaszcza za korektę możliwych błędów.

Od władz oczekuję zarządzeń odnośnie sprawdzenia wymienionych metod i wykorzystania podanych tak przed rokiem, jak i obecnie możliwości znacznego podwyższenia jakości produkcji geodezyjnej przy jednoczesnym kilkakrotnym obniżeniu jej kosztu.

Mgr inż. Zdzisław Adamczewski

Projektowanie działek trapezowych przy pomocy tablic-nomogramów

Projektowanie działek trapezowych jest zagadnieniem geodezyjnym często spotykanym w pracach urządzeniowo-rolnych i w pracach parcelacyjnych na terenach miast i osiedli.

Pomijając pewne szczególne przypadki, można powiedzieć, że prawie zawsze dążymy do zaprojektowania działek o kształtach wydłużonych trapezów. Ideałem jest oczywiście działka prostokątna, lecz, jak każdy ideał — jest trudno osiągalna lub często nieosiągalna.

Projektowanie działek trapezowych metodą analityczną jest — trzeba przyznać — dość pracochłonne i męczące Wymaga od rachmistrza dużego skupienia uwagi. W literaturze[1]) podaje się uporządkowane schematy obliczeń, które mogą nieco pomóc rachmistrzowi, gdyż systematyzują pracę.

W tym artykule zapoznam czytelników z pewnym sposobem projektowania działek trapezowych, który może być z powodzeniem uznany za sposób analityczny, a skraca czas pracy (w porównaniu z klasyczną metodą analityczną) — co najmniej dwukrotnie.

Jest to projektowanie przy pomocy tablic — nomogramów. Tablice te pozwalają projektować analitycznie działki o kształtach trapezów bez użycia maszyny do liczenia i tablic naturalnych funkcji trygonometrycznych. Pod względem szybkości pracy konkurują z metodą graficzną projektowania. Nie męczą zbytnio rachmistrza i nie wymagają od niego... zbyt rozległej wiedzy matematycznej. Zawierają się na 3—4 stronach formatu A4.

Wadami tych tablic i to niestety nieuniknionymi są: ograniczona dokładność i ograniczony zakres zastosowania.

Dokładność ich jest decymetrowa, to znaczy, że wielkości liniowe, potrzebne do wniesienia zaprojektowanej działki na grunt otrzymujemy z tych tablic z dokładnością ± 0,1 m. Ogólnie biorąc, dają taką dokładność zaprojektowania działki, jaką otrzymalibyśmy — projektując tę działkę na planie w skali 1:100 lub 1:200.

Rozczarowanym rzekomo niską dokładnością (jak na projektowanie analityczne) radzę wyobrazić sobie plan kilkusethektarowego obiektu urządzeniowo-rolnego w skali 1 : 100... Tym, którzy orzekną, że to nie jest projektowanie analityczne, bo nie uzyskujemy dokładności liniowej do cm, a powierzchniowej do m² — przypomnę, że instrukcyjna dokładność pomiarów rolnych nie upoważnia nas nawet do wykonania planu w skali 1:100 czy 1:200, że wobec tego zawiłe, wielocyfrowe spekulacje rachunkowe miarami z gruntu są czczymi poszukiwaniami dokładności, która dawno już „uciekła" w pole, jak „przepióreczka w proso".

Wprawdzie ogłoszona jest zasada, że obliczenia powinny być wykonane dokładniej niż pomiar, ale może ona mieć zastosowanie raczej w pracach o najwyższej dokładności, gdzie zależy nam na tym, żeby rachunek był „nieskazitelny", o wyniku decydowały tylko spostrzeżenia (na przykład w astronomii geodezji wyższej, pracach badawczych itp.).

W geodezji stosowanej przyjmujemy na ogół taką dokładność rachunku, z jaką wykonywaliśmy odczyty narzędzi pomiarowych[2]).

Poważniejszą wadą tablic jest ograniczony zakres ich zastosowania. Trudno go tak zdecydowanie określić, gdyż wiele zmiennych występuje we wzorach na projektowanie analityczne. Ogólnie — można powiedzieć, że do projektowania tym sposobem nadają się działki wydłużone w stosunku 1:1 i mniejszym, niezbyt duże (do 5 ha, wyjątkowo — większe) i na tyle zbliżone do prostokątów, aby bezwzględna wartość $k = \operatorname{ctg} + \operatorname{ctg} \beta$ nie była większa od jedności ($1 \leqslant k \leqslant +1$). Ale przecież w praktyce przeważnie spotykamy się z takimi właśnie działkami, więc na ogół rzadko się zdarzy, że tablic tych nie będzie można zastosować.

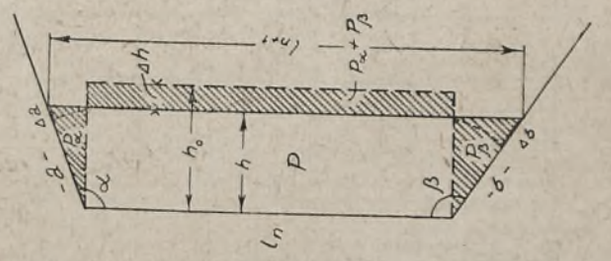
[1]) Geodezja Gospodarcza t. V. Praca zbiorowa, W-wa 1955. — Zbiór tematów i pytań kolokwialnych z miernictwa. Praca zbiorowa, Warszawa 1953. — K. Wysocki — Wzory rozwiązań zadań z dziedziny pomiarów stosowanych. W-wa. 1955 (wyd. II).

[2]) K. Wysocki. Wzory rozwiązań zadań z dziedziny pomiarów stosowanych. Warszawa, 1955 str. XV.

Podstawy teoretyczne tablic

Ogólną zasadą konstrukcji tablic — nomogramów jest dążenie do takiego przekształcenia zależności funkcyjnych występujących przy projektowaniu analitycznym, aby można było otrzymywać wartości funkcji przez dodawanie stosunkowo niewielkich poprawek do tabelaryzowanych wartości głównych tych funkcji. Poprawki mają mały zakres zmienności i wobec tego mogą być brane z wystarczającą dokładnością z nomogramów.

Tablice skunstruowane na zasadzie bardzo prostej geometrycznej interpretacji zagadnienia (rys. 1). Mianowicie, wyprowadzono potrzebne wzory, zastępując projektowany trapez równoważnym prostokątem, którego wysokość h_o bardzo łatwo i szybko można znaleźć i potem „poprawić" przez nadanie poprawki Δh, by stała się wysokością trapezu h. Aby nie nużyć czytelników algebrą elementarną podam tylko gotowe wzory.



Będziemy rozróżniali w projektowaniu zadanie „wprost" i zadanie „odwrotne".

Zadanie wprost

Dane: P, l_n, α, β

Szukane: h, a, b, l_{n+1}

Wzory zastosowane w tablicach

$$h_o = \frac{P}{l_n} \tag{1}$$

$$\Delta h = \frac{-h_o Pk}{l_n^2 + l_n \sqrt{l_n^2 - 2Pk} - Pk} \tag{2}$$

gdzie

$$k = \operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \beta \tag{2a}$$

$$h = h_o - \Delta h \tag{3}$$

$$a = h + \Delta a \tag{4}$$

$$b = h + \Delta b \tag{5}$$

$$l_{n+1} = l_n + \Delta l \tag{6}$$

gdzie

$$\Delta l = -hk \tag{6a}$$

Zadanie odwrotne

Dane: $l_n, a\,(b), \alpha, \beta$

Szukane: $h\, l_{n+1}, P, b\,(a)$

Wzory zastosowane w tablicach

$$h = a - \Delta a' \tag{7}$$

$$(h = b - \Delta b')$$

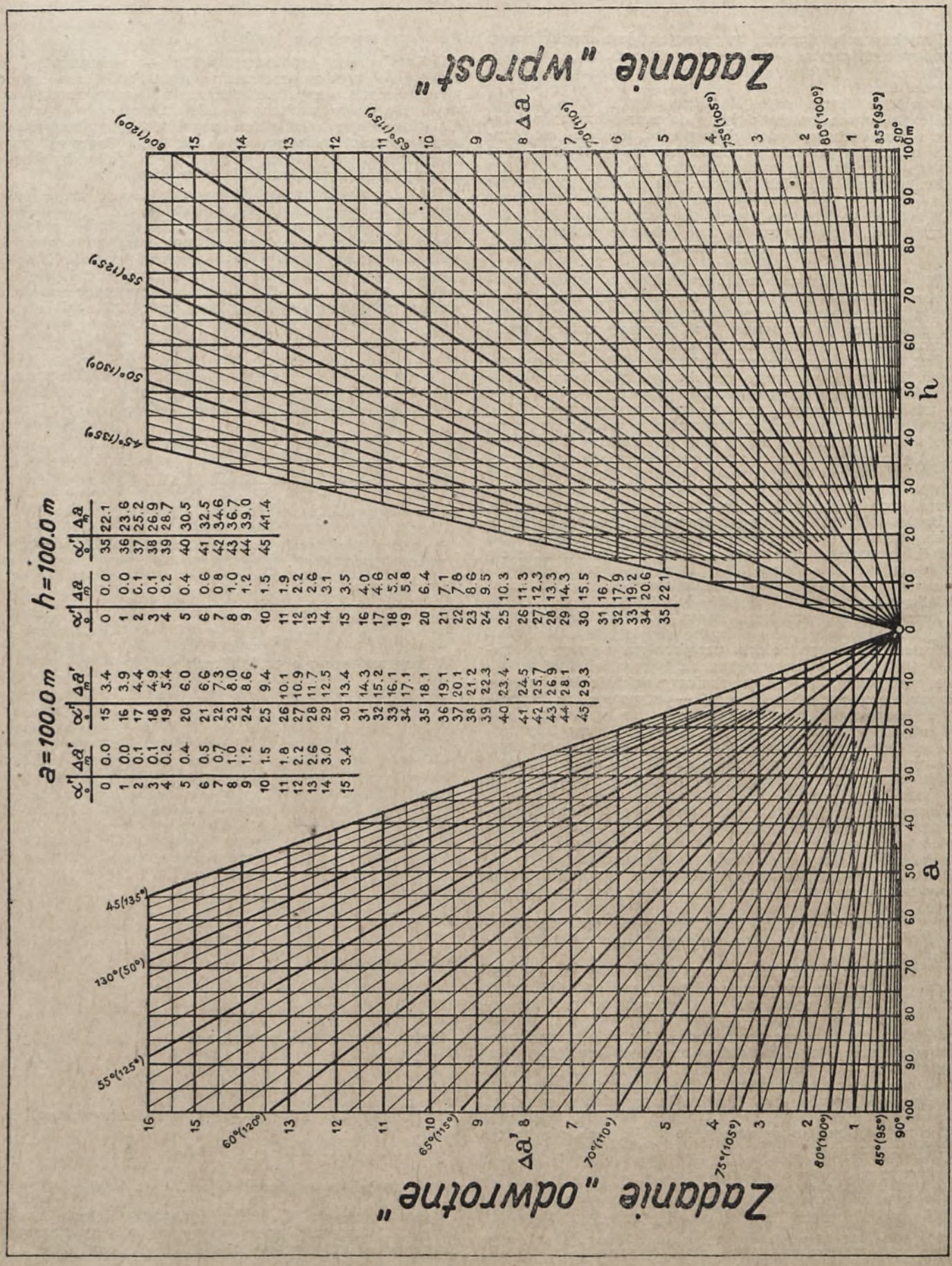
Obliczanie l_{n+1} i $b\,(a)$ — jak w zadaniu wprost

$$P = h\,\frac{l_n + l_{n+1}}{2} = h\left(l_n + \frac{\Delta l}{2}\right) \tag{8}$$

Posługiwanie się tablicami

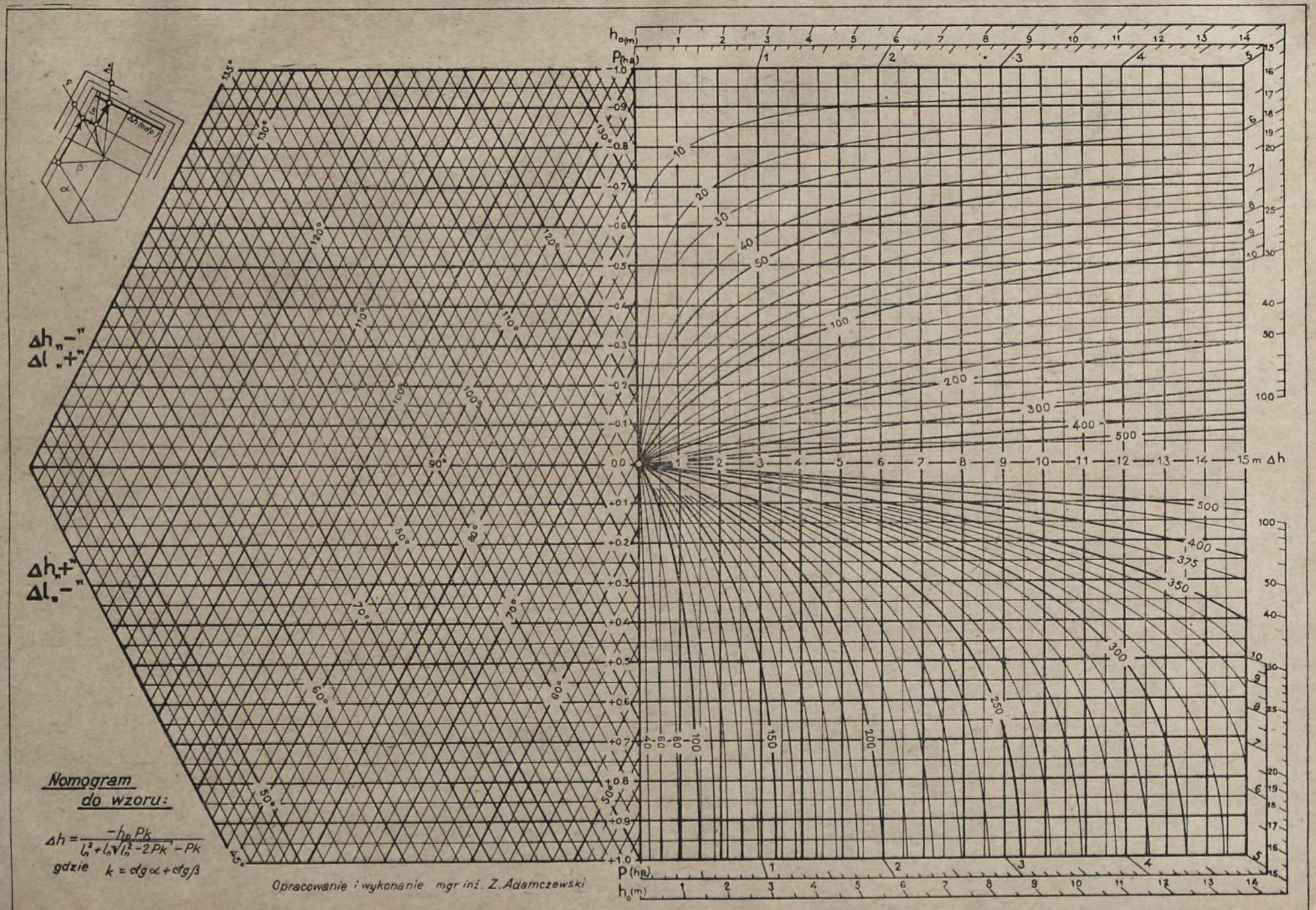
Zadanie wprost. W tablicy mnożenia-dzielenia znajdujemy h_o. Następnie przechodzimy na główny nomogram. Szukamy na nim poprawki Δh „idąc przez dane", jak

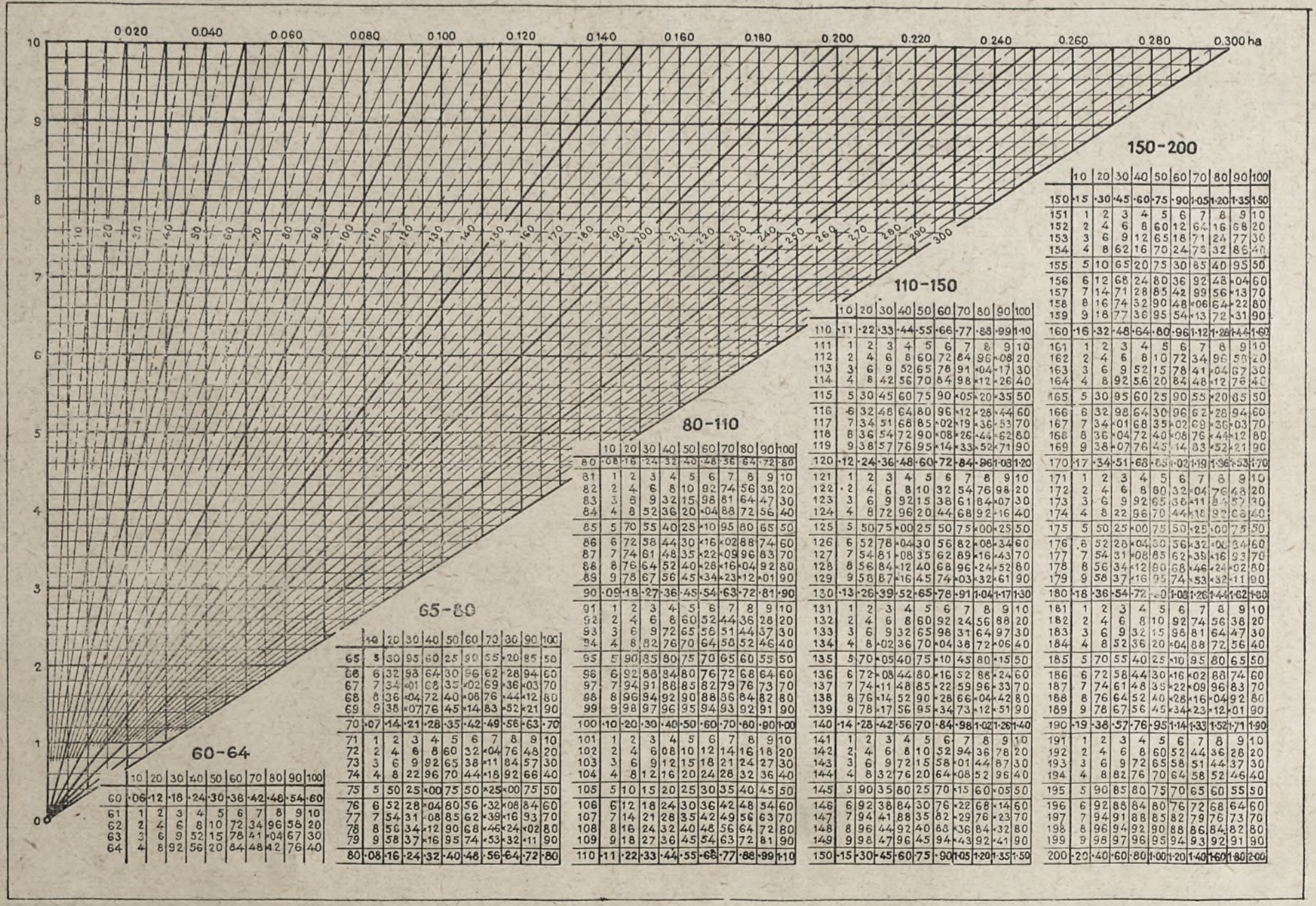
wskazują strzałki na schemacie, a więc kolejno: α, β, P, l_n, h_o i wynik Δh. Ostateczny znak Δh (po uwzględnieniu sumowania algebraicznego) jest podany na nomogramie z lewej strony i zależy od tego czy tę poprawkę znajdujemy na górnej, czy na dolnej części prawej strony nomogramu. Wysokość trapezu h znajdziemy przez dodanie algebraiczne (z podanym na nomogramie znakiem) poprawki Δh do h_o.



α' °	Δa m	α' °	Δa m
0	0.0	35	22.1
1	0.0	36	23.6
2	0.1	37	25.2
3	0.1	38	26.9
4	0.2	39	28.7
5	0.4	40	30.5
6	0.6	41	32.5
7	0.8	42	34.6
8	1.0	43	36.7
9	1.2	44	39.0
10	1.5	45	41.4
11	1.9		
12	2.2		
13	2.6		
14	3.1		
15	3.5		
16	4.0		
17	4.6		
18	5.2		
19	5.8		
20	6.4		
21	7.1		
22	7.8		
23	8.6		
24	9.5		
25	10.3		
26	11.3		
27	12.3		
28	13.3		
29	14.3		
30	15.5		
31	16.7		
32	17.9		
33	19.2		
34	20.6		
35	22.1		

α' °	Δa' m	α' °	Δa' m
0	0.0	15	3.4
1	0.0	16	3.9
2	0.1	17	4.4
3	0.1	18	4.9
4	0.2	19	5.4
5	0.4	20	6.0
6	0.5	21	6.6
7	0.7	22	7.3
8	1.0	23	8.0
9	1.2	24	8.6
10	1.5	25	9.4
11	1.8	26	10.1
12	2.2	27	10.9
13	2.6	28	11.7
14	3.0	29	12.5
15	3.4	30	13.4
		31	14.3
		32	15.2
		33	16.1
		34	17.1
		35	18.1
		36	19.1
		37	20.1
		38	21.2
		39	22.3
		40	23.4
		41	24.5
		42	25.7
		43	26.9
		44	28.1
		45	29.3


Δh „−"
Δl „+"
Δh „+"
Δl „−"
h₀(m)
P(hPa)
Δh
Nomogram
do wzoru:
Δh = −h₀Pk / (l_n² + l_n√(l_n² − 2Pk) − Pk)
gdzie k = ctgα + ctgβ
Opracowanie i wykonanie mgr inż. Z. Adamczewski



60-64

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
60	·06	·12	·18	·24	·30	·36	·42	·48	·54	·60
61	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
62	2	4	6	8	10	72	34	96	58	20
63	3	6	9	52	15	78	41	·04	67	30
64	4	8	92	56	20	84	48	12	76	40

65-80

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
65	5	30	95	60	25	90	55	·20	85	50
66	6	32	98	64	30	96	62	·28	94	60
67	7	34	·01	68	35	·02	69	·36	·03	70
68	8	36	·04	72	40	·08	76	·44	·12	80
69	9	38	·07	76	45	·14	83	·52	·21	90
70	·07	·14	·21	·28	·35	·42	·49	·56	·63	·70
71	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
72	2	4	6	8	60	32	·04	76	48	20
73	3	6	9	92	65	38	·11	84	57	30
74	4	8	22	96	70	44	·18	92	66	40
75	5	50	25	·00	75	50	·25	·00	75	50
76	6	52	28	·04	80	56	·32	·08	84	60
77	7	54	31	·08	85	62	·39	·16	93	70
78	8	56	34	·12	90	68	·46	·24	·02	80
79	9	58	37	·16	95	74	·53	·32	·11	90
80	·08	·16	·24	·32	·40	·48	·56	·64	·72	·80

80-110

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
80	·08	·16	·24	·32	·40	·48	·56	·64	·72	·80
81	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
82	2	4	6	8	10	92	74	56	38	20
83	3	8	9	32	15	98	81	64	47	30
84	4	8	52	36	20	·04	88	72	56	40
85	5	70	55	40	25	·10	95	80	65	50
86	6	72	58	44	30	·16	·02	88	74	60
87	7	74	61	48	35	·22	·09	96	83	70
88	8	76	64	52	40	·28	·16	·04	92	80
89	9	78	67	56	45	·34	·23	·12	·01	90
90	·09	·18	·27	·36	·45	·54	·63	·72	·81	·90
91	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
92	2	4	6	8	60	52	44	36	28	20
93	3	6	9	72	65	58	51	44	37	30
94	4	8	82	76	70	64	58	52	46	40
95	5	90	85	80	75	70	65	60	55	50
96	6	92	88	84	80	76	72	68	64	60
97	7	94	91	88	85	82	79	76	73	70
98	8	96	94	92	90	88	86	84	82	80
99	9	98	97	96	95	94	93	92	91	90
100	·10	·20	·30	·40	·50	·60	·70	·80	·90	1·00
101	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
102	2	4	6	08	10	12	14	16	18	20
103	3	6	9	12	15	18	21	24	27	30
104	4	8	12	16	20	24	28	32	36	40
105	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50
106	6	12	18	24	30	36	42	48	54	60
107	7	14	21	28	35	42	49	56	63	70
108	8	16	24	32	40	48	56	64	72	80
109	9	18	27	36	45	54	63	72	81	90
110	·11	·22	·33	·44	·55	·66	·77	·88	·99	1·10

110-150

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
110	·11	·22	·33	·44	·55	·66	·77	·88	·99	1·10
111	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
112	2	4	6	8	60	72	84	96	·08	20
113	3	6	9	52	65	78	91	·04	·17	30
114	4	8	42	56	70	84	98	·12	·26	40
115	5	30	45	60	75	90	·05	·20	·35	50
116	6	32	48	64	80	96	·12	·28	·44	60
117	7	34	51	68	85	·02	·19	·36	·53	70
118	8	36	54	72	90	·08	·26	·44	·62	80
119	9	38	57	76	95	·14	·33	·52	·71	90
120	·12	·24	·36	·48	·60	·72	·84	·96	1·08	1·20
121	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
122	2	4	6	8	10	32	54	76	98	20
123	3	6	9	92	15	38	61	84	·07	30
124	4	8	72	96	20	44	68	92	·16	40
125	5	50	75	·00	25	50	75	·00	·25	50
126	6	52	78	·04	30	56	82	·08	·34	60
127	7	54	81	·08	35	62	89	·16	·43	70
128	8	56	84	·12	40	68	96	·24	·52	80
129	9	58	87	·16	45	74	·03	·32	·61	90
130	·13	·26	·39	·52	·65	·78	·91	1·04	1·17	1·30
131	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
132	2	4	6	8	60	92	24	56	88	20
133	3	6	9	32	65	98	31	64	97	30
134	4	8	·02	36	70	·04	38	72	·06	40
135	5	70	·05	40	75	·10	45	80	·15	50
136	6	72	·08	44	80	·16	52	88	·24	60
137	7	74	·11	48	85	·22	59	96	·33	70
138	8	76	·14	52	90	·28	66	·04	·42	80
139	9	78	·17	56	95	·34	73	·12	·51	90
140	·14	·28	·42	·56	·70	·84	·98	1·12	1·26	1·40
141	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
142	2	4	6	8	10	52	94	36	78	20
143	3	6	9	72	15	58	·01	44	87	30
144	4	8	32	76	20	64	·08	52	95	40
145	5	90	35	80	25	70	·15	60	·05	50
146	6	92	38	84	30	76	·22	68	·14	60
147	7	94	41	88	35	82	·29	76	·23	70
148	8	96	44	92	40	88	·36	84	·32	80
149	9	98	47	96	45	94	·43	92	·41	90
150	·15	·30	·45	·60	·75	·90	1·05	1·20	1·35	1·50

150-200

	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100
150	·15	·30	·45	·60	·75	·90	1·05	1·20	1·35	1·50
151	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
152	2	4	6	8	60	12	64	16	68	20
153	3	6	9	12	65	18	71	24	77	30
154	4	8	62	16	70	24	78	32	86	40
155	5	10	65	20	75	30	85	40	95	50
156	6	12	68	24	80	36	92	48	·04	60
157	7	14	71	28	85	42	99	56	·13	70
158	8	16	74	32	90	48	·06	64	·22	80
159	9	18	77	36	95	54	·13	72	·31	90
160	·16	·32	·48	·64	·80	·96	1·12	1·28	1·44	1·60
161	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
162	2	4	6	8	10	72	34	96	58	20
163	3	6	9	52	15	78	41	·04	67	30
164	4	8	92	56	20	84	48	·12	76	40
165	5	30	95	60	25	90	55	·20	85	50
166	6	32	98	64	30	96	62	·28	94	60
167	7	34	·01	68	35	·02	69	·36	·03	70
168	8	36	·04	72	40	·08	76	·44	·12	80
169	9	38	·07	76	45	·14	83	·52	·21	90
170	·17	·34	·51	·68	·85	·02	1·19	1·36	1·53	1·70
171	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
172	2	4	6	8	80	32	·04	76	48	20
173	3	6	9	92	65	38	·11	84	57	30
174	4	8	22	96	70	44	·18	92	66	40
175	5	50	25	·00	75	50	·25	·00	75	50
176	6	52	28	·04	80	56	·32	·08	84	60
177	7	54	31	·08	85	62	·39	·16	93	70
178	8	56	34	·12	90	68	·46	·24	·02	80
179	9	58	37	·16	95	74	·53	·32	·11	90
180	·18	·36	·54	·72	·90	1·08	1·26	1·44	1·62	1·80
181	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
182	2	4	6	8	10	92	74	56	38	20
183	3	6	9	32	15	98	81	64	47	30
184	4	8	52	36	20	·04	88	72	56	40
185	5	70	55	40	25	·10	95	80	65	50
186	6	72	58	44	30	·16	·02	88	74	60
187	7	74	61	48	35	·22	·09	96	83	70
188	8	76	64	52	40	·28	·16	·04	92	80
189	9	78	67	56	45	·34	·23	·12	·01	90
190	·19	·38	·57	·76	·95	1·14	1·33	1·52	1·71	1·90
191	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
192	2	4	6	8	60	52	44	36	28	20
193	3	6	9	72	65	58	51	44	37	30
194	4	8	82	76	70	64	58	52	46	40
195	5	90	85	80	75	70	65	60	55	50	50
196	6	92	88	84	80	76	72	68	64	60
197	7	94	91	88	85	82	79	76	73	70
198	8	96	94	92	90	88	86	84	82	80
199	9	98	97	96	95	94	93	92	91	90
200	·20	·40	·60	·80	1·00	1·20	1·40	1·60	1·80	2·00

Skośne odcinki a i b znajdziemy ze wzorów (4) i (5), po uprzednim odszukaniu poprawek Δa i Δb na nomogramie z napisem „zadanie wprost" według danych h, α i β.

Drugą podstawę trapezu l_{n+1} znajdujemy z wzoru (6) po odszukaniu Δl na głównym nomogramie. Należy wtedy przyjąć skalę h_o jako skalę h, a skalę Δh jako skalę Δl. Ostateczny znak poprawki Δl jest również podany na nomogramie. Szukając Δl korzystamy z danych α, β i h.

Gdy Δl jest większe od 15 m, wówczas skali h można użyć jako zwiększonej dziesięciokrotnie i potraktować wartości odstępów między liniami Δl (Δh) również jako dziesięciokrotnie większe. Tak można postąpić, gdy działka jest wydłużona. Wtedy większy błąd odszukania Δl nie wpłynie zbytnio na błąd projektowanej powierzchni.

Jako ramienia wodzącego dla głównego nomogramu można użyć przezroczystej ekierki z naciętą linią prostą.

Zadanie odwrotne. Na nomogramie z napisem „zadanie odwrotne" znajdujemy poprawkę $\Delta a'$ ($\Delta b'$ — gdy dane jest b) i z wzoru (7) znajdujemy h.

Drugą podstawę trapezu l_{n+1} i drugi skośny odcinek b (a) znajdujemy tak samo, jak w zadaniu wprost.

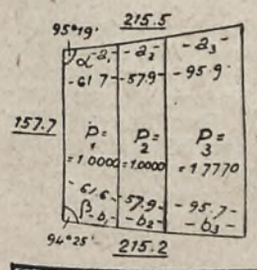
Powierzchnię P znajdujemy w tablicy mnożenia-dzielenia z dokładnością 5-10 m².

Tablica mnożenia-dzielenia wymaga dodatkowych wyjaśnień. Niezbyt wygodny jej układ podyktowany jest chęcią niezajmowania wiele cennego miejsca na łamach naszego czasopisma. Podane są w niej powierzchnie w dziesiątkach metrów kwadratowych, czyli w tysiącznych hektara dla l od 60 do 200 m w odstępach co 1 m i dla h od 0 do 100 m w odstępach co 10 m.

Dla długości l w pełnych dziesiątkach metrów podana jest powierzchnia w hektarach bez zer na końcu.

Dla innych wartości l należy wziąć pierwszą (zawsze) cyfrę po przecinku z wiersza pełnych dziesiątek i dalsze cyfry h odpowiedniego wiersza. Gdy końcówka w danym wierszu jest jednocyfrowa, należy wziąć dwie cyfry po przecinku z wiersza pełnych dziesiątek i do nich dopisać tę jednocyfrową końcówkę. Zawsze więc dla l wyrażonego w całkowitej ilości metrów i h — w pełnych dziesiątkach metrów — otrzymamy powierzchnię w trzech znakach po przecinku. Dalsze znaki — to zera. Krzyżyki przed końcówkami oznaczają, że odnoszą się one do następnego wiersza pełnych dziesiątek.

Do tablicy mnożenia-dzielenia dołączony jest nomogram interpolacyjny. Podany przykład najlepiej wyjaśnia sposób posługiwania się tablicą wraz z nomogramem interpolacyjnym.



Przykład korzystania z tablicy mnożenia-dzielenia

$l_n = 157.7$ dla $l = 157.0$ · $h = 60$ 0.942
$P = 1.000$ ha " 0.7 · · · · · · · · + 42
$h_o = ?$ 0.9462
(w pamięci)
$h_o = \frac{P}{l_n}$ z nomogramu dla $\frac{0.0538 \text{ ha}}{157.7 \text{ m}}$ } 34
$h_o = 60.0 + 3.4 = 63.4$

Nr działki	α / β	Powierzchnia do zaprojektow. ha	l_n / Δl m	h_o / Δh m	h	Δa / Δb m	a / b m	l_{n+1} m	Błędy przed wyrównaniem	Błędy po wyrównaniu
1	95°19'	1.0000	157.7	63.4	61.5	+0.3	61.8	168.1	+ 18 m²	+ 9 m²
	94°25'		+10.4	- 1.9		+0.2	61.7		1/556	1/1111
2	95°19'	1.0000	168.1	59.5	57.8	+0.2	58.0	177.6	- 9 m²	- 14 m²
	94°25'		+ 9.5	- 1.7		+0.2	58.0		1/1111	1/713
3	95°19'	1.7770	177.6	100.0	95.6	+0.5	96.1	194.4	+ 12 m²	- 1 m²
	94°25'		+ 16.8	- 4.4		+0.3	95.9	(194.3)	1/1480	1/17770
	P =	3.7770								

[a] = 215.9 (215.5) $f_p = +21 \text{ m}^2$ $f'_p = -6 \text{ m}^2$
[b] = 215.6 (215.2) $f_p/p = 1/1800$ $f'_p/p = 1/6300$

Przykład

Jak widać z przykładu liczbowego, projektowanie tymi tablicami daje stosunkowo nieznaczne odchyłki między sumą obliczonych czołówek, a całym skośnym bokiem figury dzielonej. Odchyłki te można rozrzucić na czołówki proporcjonalnie do ich długości.

Dla tego przykładu zbadano, jak wpływa to „wyrównanie" na dokładność zaprojektowanej powierzchni. Obliczono z dużą dokładnością powierzchnie zaprojektowanych figur, biorąc za punkt wyjścia „wyrównane czołówki", gdyż na ich podstawie te figury będą wniesione w teren. Odchyłki między powierzchnią zaprojektowaną a założoną, przed i po „wyrównaniu" zestawiono w tabelce. W tej samej tabelce podano błędy względne. Są to błędy prawdziwe.

Ja widać dokładność tego projektowania nie jest do pogardzenia. Oczywiście ten 1 m² odchyłki w ostatniej działce jest miłym przypadkiem.

Nomogramy tu podane stanowią tylko ilustrację do artykułu. Jednak na nich właśnie policzono przytoczony przykład liczbowy.

WARUNKI PRENUMERATY

PRENUMERATA NORMALNA

Zgłoszenia na prenumeratę normalną przyjmują urzędy pocztowe i listonosze oraz oddziały i delegatury „Ruch". Można również zamawiać prenumeratę przez wpłacenie należności bezpośrednio na konto Centrali Kolportażu Prasy i Wydawnictw „Ruch", Warszawa, ul. Srebrna 12, PKO 1-6-100 020, podając dokładnie nazwisko, adres, okres prenumeraty i tytuł zamawianego czasopisma.

kwartalna . . . . . zł 36.—
półroczna . . . . . „ 72.—
roczna. . . . . „ 144.—

Zgłoszenia na prenumeratę normalną na okres kwartalny, półroczny lub roczny winny być składane w terminie od dnia 16 do 15 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty. Na I kwartał od 16.11.57 r. do 15.12.57 r.

PRENUMERATA Z RABATEM

Udziela się 30% rabatu dla członków stowarzyszeń naukowo-technicznych zrzeszonych w NOT. Zamówienia zbiorowe, imienne z podaniem adresów, okresu prenumeraty i tytułu czasopisma oraz należności przyjmują: koła zakładowe, od członków nie zrzeszonych w kołach — oddziały stowarzyszeń naukowo-technicznych

kwartalna . . . . . zł 25.20
półroczna . . . . . „ 50.40
roczna. . . . . „ 100.80

Zgłoszenia na prenumeratę z 30% rabatem winny być składane do dnia 1 każdego miesiąca poprzedzającego okres prenumeraty. Na I kwartał do dnia 1.12.57 r.

Bieżące zeszyty Przeglądu Geodezyjnego można nabywać w kiosku „Ruchu" w hallu Domu Techników przy ul. Czackiego 3/5.
Stare zeszyty Przeglądu Geodezyjnego można nabyć w Wydziale Zbytu Czasopism Technicznych NOT, Warszawa, **Czackiego 3/5. Zakupu można dokonać osobiście względnie** korespondencyjnie. Można również nabyć Przegląd Geodezyjny z lat ubiegłych w sklepach antykwarycznych „Ruch" w Warszawie, ul. Wiejska 14 lub Puławska 108. **Zakupu można dokonać osobiście względnie korespondencyjnie, przesyłając** zamówienie na adres: **Centrala Kolportażu Prasy i Wydawnictw „Ruch", Dział Sprzedaży Prasy Antykwarycznej, Warszawa,** ul. Srebrna 12.

Mgr inż. Bogdan Ney

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

Część II

Określenie wartości $m\alpha_j$ średniego błędu kątowego ze względu na średnie liniowe przesunięte stanowiska

We wzorze (10) $m\alpha_j$ oznacza błąd średni spowodowany ewentualnym poruszeniem punktu S_j. Gdyby nasze pomiary kątowe były wykonane bezbłędnie, wówczas napisalibyśmy wprost:

$$m^2\alpha_j = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta\alpha_i^2}{n}$$

gdzie $\Delta\alpha_j$ oznacza różnicę między i-tym kątem uzyskanym z pomiaru aktualnego i pierwotnego. Warunek ten nie jest możliwy w praktyce, gdyż zarówno pomiar pierwotny jak i aktualny obarczone są pewnymi błędami, a zatem i różnica ich nie będzie bezbłędna. Przy oznaczeniu: $\Delta\alpha_j = \alpha_i' - \alpha_j$ gdzie α_i' — kąt uzyskany w pomiarze aktualnym, α_j — kąt uzyskany w pomiarze pierwotnym, będzie:

$$m^2\Delta\alpha_i = m^2\alpha_i' + m^2\alpha_i$$

jako błąd różnicy.

Jeśli korzystamy z pomiarów metodą kierunkową pełnych serii wówczas należy pamiętać, że

$$m^2\alpha_i' = 2\,\mu_i'^2 \text{ oraz } m^2\alpha_i = 2\,\mu_i^2$$

gdzie μ i μ' oznaczają błędy średnie kierunków średnich z pomiarów: pierwotnego i aktualnego. Wielkości te są obowiązujące dla wszystkich kierunków danego pomiaru, dlatego — oznaczając krócej

$$m^2\Delta\alpha_i = mP^2\alpha_j, \text{ będzie: } mP^2\alpha_j = 2\,(\mu_j^2 + \mu'^2_j) \qquad (13)$$

Wyrażenie $mP\alpha_j$ jest błędem średnim średniej różnicy kątowej na stanowisku S_j, wynikającym z niedokładności pomiarów. Oznaczmy przez $m^r\alpha_j$ (odpowiadające dla przypadku idealnego wprost $m\alpha_j$) błąd średni kątowy utworzony z zaobserwowanych różnic kątów $\Delta\alpha_i$, tak, że

$$m^r\alpha_j^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta\alpha_i^2}{n} \qquad (14)$$

gdzie poszczególne $\Delta\alpha_j$ traktujemy jako błędy prawdziwe. Na wielkość $m^r\alpha_j$ złożą się wielkości: $m\alpha_j$ i $mP\alpha_j$. Przeto będzie:

$$m^r\alpha_j^2 = m\alpha_j^2 + mP\alpha_j^2$$

a stąd:

$$m\alpha_j^2 = m^r\alpha_j^2 - mP\alpha_j^2$$

czyli

$$m\alpha_j = \sqrt{m^r\alpha_j^2 - mP\alpha_j^2} \qquad [15]$$

A zatem, w celu uzyskania wielkości $m\alpha_j$, którą możemy nazwać nadwyżką błędu średniego z różnicy pomiarów kątowych — aktualnego i pierwotnego — nad łącznym błędem średnim pomiaru, zależy od wielkości:

$$m^r\alpha_j^2 = \frac{\sum_{i=1}^{n} \Delta\alpha_i^2}{n} \text{ odjąć wielkość } mP\alpha_j^2.$$

Do wzoru na $mP\alpha_j$ wchodzą wielkości błędów średnich, średnich kątów (lub kierunków) obu pomiarów. W dotychczasowej praktyce wyznacza się te wielkości na podstawie wyrównań stacyjnych, biorąc do rachunku wartości otrzymane z danych pojedynczych wyrównań.

Prof. Kochmański uważa, iż wielkości te na ogół lepiej jest otrzymywać z większej ilości wyrównań, a nie z konkretnego wyrównania. Pogląd ten uznać należy za słuszny, biorąc pod uwagę mały poziom ufności błędu średniego otrzymanego na podstawie jednego wyrównania stacyjnego i — co za tym idzie — nie uzasadnione dostatecznie różnicowanie pod względem dokładności pomiarów wykonywanych w jednakowych warunkach sieciowych, identycznymi przyrządami i na ogół w jednakowych warunkach atmosferycznych.

Wydaje się, że dla stałych sieci odkształceniowych (dla prac wielokrotnych) można by ustalić średnie błędy pomiarów kątowych na podstawie analizy zbiorczej dokładności przyrządu, przy czym wartości błędów odczytu i celowania należałoby ustalać empirycznie. Rezultaty tego rodzaju rozważań przy zachowaniu metodyki stosowanej w pracach odkształceniowych byłyby przypuszczalnie zgodne z wynikami średnimi otrzymanymi praktycznie na podstawie obfitego zbioru wyrównań stacyjnych.

Oszacowanie fiducjalne wartości es_j. Ostateczne sformułowanie kryterium

Wartość es_j określona wzorem (10) posiada właściwości błędu średniego. Nie jest to zatem najprawdopodobniejsze liniowe przesunięcie punktu, gdyż jak wiadomo z teorii błędów — prawdopodobieństwo błędów mniejszych od błędu średniego wynosi 0,67, co oznacza w przybliżeniu, że w próbie o objętości $n = 3$, w dwóch przypadkach wartość prawdziwa przesunięcia będzie mniejsza od es_j zaś w jednym — większa. Oczywiście stwierdzenie to możemy traktować ściśle tylko dla próby o bardzo dużej objętości, o czym mówi wyraźnie prawo wielkich liczb.

Wartość es_j jako błąd średni posiada tak zwaną niepewność zależną od ilości n elementarnych wartości es_i, na podstawie których została obliczona. Znalezienie tej niepewności polega na wyznaczeniu granic przedziału, w którym — z danym prawdopodobieństwem — leżeć będzie prawdziwe es_j. Zagadnienie powyższe ma znaczenie dla określenia kryterium stałości stanowiska. Uprzednio już stwierdziliśmy bowiem, że jeżeli obliczone es_j nie będzie przekraczać spodziewanej dokładności wyznaczenia nowego położenia punktu z zastosowaniem zasady najmniejszych kwadratów, wówczas punkt potraktujemy jako nieporuszony. Dalej — jeśli nawet pierwsza z powyższych wielkości przekracza drugą, ale nieznacznie — wtedy biorąc pod uwagę względy ekonomiczne, również potraktujemy punkt jako stały. Powyższe stanowisko umotywowane jest, jeśli chodzi o stronę teoretyczną, istnieniem tej — wyżej wspomnianej już — niepewności wielkości es_j wyznaczonego wzorem (10). Pozostaje więc tylko stwierdzić, że przekroczenie przez es_j dokładności wyznaczenia nowego położenia punktu uważać będziemy za nieznaczne, gdy mieści się ono w niepewności es_j. Teraz zagadnienie sprowadza się do znalezienia tejże niepewności. Zadanie to w świetle teorii klasycznej błędów jest identyczne ze znalezieniem tak zwanego średniego błędu, błędu średniego, co wykonujemy według wzoru:

$$\mu_{es_j} = \frac{es_j}{\sqrt{2k}} \qquad (16)$$

gdzie k — jest ilością nadliczbowych elementarnych wielkości, z których uzyskano es_j. W naszym przypadku

$k = n-1$, przy czym n jest ilością kątów użytych do wyznaczenia e_{S_j}.

Poprzestając na teorii klasycznej sformułowalibyśmy nasze kryterium tak:

$$\text{jeżeli} \qquad e_{S_j} - \mu_{e_{S_j}} < m(e_{S_j}) \tag{17}$$

wówczas punkt S_j traktujemy jako nieporuszony.

Symbol $m(e_{S_j})$ oznacza dokładność wyznaczenia najprawdopodobniejszego przesunięcia liniowego przy zastosowaniu zasady najmniejszych kwadratów. Jednakże nie poprzestaniemy na powyższym kryterium z uwagi na zbyt duże nieścisłości metody klasycznej. Teoria ta bowiem jest uzasadniona zadowalająco tylko dla nieskończonych lub bardzo dużych objętości prób czyli ilości spostrzeżeń. U nas natomiast opieramy się przeważnie zaledwie na kilku przypadkach elementarnych, z których wyznaczamy szukane wielkości. Zatem bezkrytyczne zastosowanie klasycznej teorii dla znajdowania niepewności e_{S_j} w naszym przypadku nie daje odpowiednio wiarogodnych rezultatów. Zagadnienie to rozwiązać możemy ściślej, opierając się na nowoczesnych metodach statystycznych — konkretnie na tak zwanym rozkładzie Studenta i jego praktycznych konsekwencjach.

Mamy mianowicie określić granice ufności dla przybliżonej wartości średniego przesunięcia liniowego punktu. Wydaje się, że najwłaściwsze w naszych warunkach będzie postępowanie następujące.

Przyjmijmy poziom ufności $\alpha = 0{,}7$. Przyjęcie tego poziomu ufności podyktowane jest brakiem dostatecznie zagęszczonej tablicy Studenta-Fishera, która podawałaby wartości t (zależne od poziomu ufności i liczby spostrzeżeń nadliczbowych k) dla interwałów α równych 0,01. Wtedy moglibyśmy dokładniej wykonać zadanie, przyjmując $\alpha = 0{,}67$, czyli poziom ufności dla błędu średniego. Niemniej różnice stąd wynikające nie powinny odgrywać praktycznie większej roli. Wartość $t_{\alpha=0{,}7}$ dla naszego konkretnego $n = N$, czyli $k = n-1 = N-1$ oznaczmy $t_{\alpha k(N)}$.

Wartość $t_{\alpha=0{,}7}$ dla $k = \infty$ oznaczmy $t_{\alpha k(\infty)}$.

$$\text{Weźmy iloraz:} \quad \frac{t_{\alpha k(N)}}{t_{\alpha k(\infty)}} = q_{\alpha(N)} \tag{18}$$

Wyrażenie $q_{\alpha(N)}$ określone wzorem (18) oznacza, w jakim stosunku pozostaje wielkość t dla $n = N$, czyli w teorii nowoczesnej do wielkości t dla $n = \infty$ (teoria klasyczna). Wielkość $q_{\alpha(N)}$ nazwać możemy mnożnikiem fiducjalnym dla danego α i danego $n = N$, który pozwoli nam — mając niepewność wielkości e_{S_j} określoną klasycznie, to jest wzorem (16) — określić niepewność (połowę przedziału ufności) według metody nowoczesnej.

Oznaczmy niepewność wyznaczoną przy pomocy tablic Studenta — Fishera $\mu'_{e_{S_j}}$.

$$\text{Napiszemy:} \quad \mu'_{e_{S_j}} = \mu_{e_{S_j}} \cdot q_{\alpha(N)} \tag{19}$$

W każdym przypadku będzie $q_{\alpha(N)} > 1$. Zatem zawsze zachodzi

$$\mu'_{e_{S_j}} > \mu_{e_{S_j}}$$

Obecnie, po przeprowadzeniu nowoczesnego oszacowania wielkości e_{S_j} kryterium stałości stanowiska wyrazimy jak następuje:
jeżeli

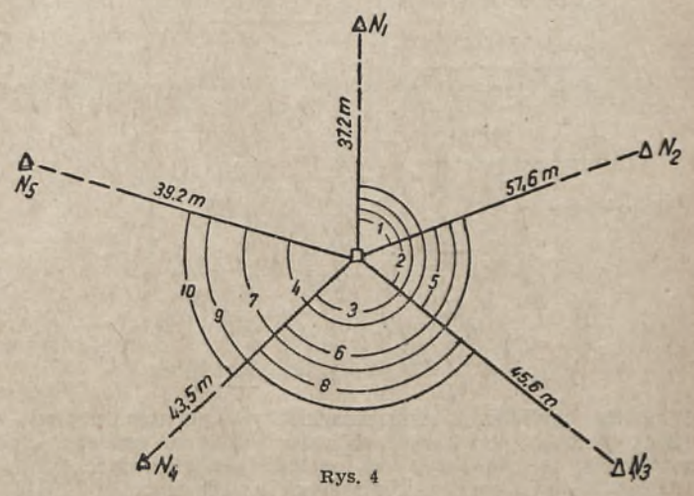
$$e_{S_j} - \mu'_{e_{S_j}} < m(e_{S_j}) \tag{20}$$

punkt S_j uważamy za nieporuszony. Znaczenie symbolu $m(e_{S_j})$ — jak we wzorze (17).

Przykłady

Przykład 1. Przykład ten oparty jest na pomiarze wykonanym przez autora na terenie Akademii Górniczo-Hutniczej.

Ze stanowiska S wykonano pomiary kątowe metodą kierunkową pełnych serii (po trzy), celując do pięciu punktów nawiązujących. Użyto instrumentu Tb—1 oraz sygnałów na statywach. Długości celowych pomierzono ruletką stalową, następnie instrument przesunięto nieco, wykonując pomiary kątowe na stanowisku S'. Wielkość przesunięcia punktu S do $S' = e_S$ uważana za prawdziwą, wynosząca 13,3 mm pomierzona została milimetrówką.



Rys. 4

Wyznaczenie spodziewanego średniego przesunięcia stanowiska.

Kierunki pomierzone

Cel	K_i	K_i'
N_1	0°00′00″,0	00′00″,0
N_2	62 23 14 ,8	22 11 ,2
N_3	123 17 10 ,5	15 34 ,9
N_4	211 54 36 ,5	54 12 ,7
N_5	306 26 53 ,8	27 36 ,1

$$n = \frac{r(r-1)}{2} = 10$$

$$\mu_1^2 = 71{,}191$$

$$\mu_2^2 = 26{,}049$$

$$\Sigma = 97{,}240$$

$$\times 2$$

$$m_\alpha^{P^2} = 194{,}480$$

Kąty

Nr	Ozn.	α	α'	$\Delta\alpha = \alpha' - \alpha$
1	$N_1 - N_2$	63°23′14″,8	22′11″,2	− 63″,6
2	$N_1 - N_3$	123 17 10 ,5	15 34 ,9	− 95 ,6
3	$N_1 - N_4$	211 54 36 ,5	54 12 ,7	− 23 ,8
4	$N_1 - N_5$	306 26 53 ,8	27 36 ,1	+ 42 ,3
5	$N_2 - N_3$	60 53 55 ,7	53 23 ,7	− 32 ,0
6	$N_2 - N_4$	149 31 21 ,7	32 01 ,5	+ 39 ,8
7	$N_2 - N_5$	244 03 39 ,0	05 24 ,9	+ 105 ,9
8	$N_3 - N_4$	88 37 26 ,0	38 37 ,8	+ 71 ,8
9	$N_3 - N_5$	183 09 43 ,3	12 01 ,2	+ 137 ,9
10	$N_4 - N_5$	94 32 17 ,3	33 23 ,4	+ 66 ,1

Obliczenie parametru sieciowego K_s

Tablica K_i

i	Wartość K_i
1	41,122
2	23,246
3	20,850
4	60,836
5	49,266
6	25,668
7	27,322
8	32,150
9	21,087
10	28,039

$$K_i^2 = 12\,464{,}083$$

$$\frac{K_i^2}{n} = 1\,246{,}408$$

$$K_s = 35{,}30$$

Obliczenie średniego błędu m_α

$$[\Delta\alpha^2] = 57\,903{,}76$$

$$m^r_{\alpha^2} = 5\,790{,}38$$

$$m^P_{\alpha^2} = 194{,}48$$

$$m^2_\alpha = 5\,595{,}90$$

$$m_\alpha = 74'',81$$

Obliczenie e_S

$$e_S = 0{,}006\,8563 \cdot K_s \cdot m_\alpha$$

$$e_S = 18{,}08 \text{ mm}$$

Oszacowanie e_S

$$\mu_{e_S} = \frac{e_S}{\sqrt{2k}} = \frac{18{,}08}{\sqrt{18}} = 4{,}2615$$

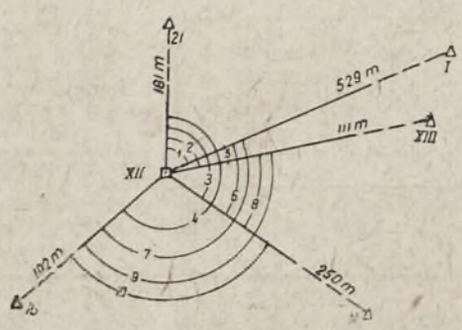
$$\mu'_{e_S} = \mu_{e_S} \cdot q = 4{,}5249$$

$$e_S - \mu'_{e_S} = 18{,}08 - 4{,}52 = 13{,}56 \text{ mm}$$

Wniosek: wielkość powyższa świadczy o poruszeniu punktu S. Wobec tego należy obliczyć składowe przesunięcia punktu S, to jest dx_s i dy_s metodą wcięcia wstecz przy zastosowaniu zasady najmniejszych kwadratów.

Uwaga: najprawdopodobniejsze liniowe przesunięcie punktu S, czyli (e_S) obliczone według metody podanej przez prof. Lazzariniego wynosi w naszym przykładzie 14,3 mm.

Przykład 2. Badanie stałości stanowiska XII sieci pomiarowej — odkształceniowej kościoła Św. Anny w Warszawie. Dane według publikacji prof. Lazzariniego „Geodezyjne pomiary odkształceń ze szczególnym uwzględnieniem potrzeb kontroli zapór wodnych". W-wa, 1952.



Wyznaczenie spodziewanego średniego przesunięcia stanowiska.

Kierunki pomierzone

Cel	K_i	K_i'
21	359°59'60",0	60",0
I	40 15 10 ,6	05 ,5
XIII	42 05 58 ,7	56 ,7
N	154 27 20 ,3	13 ,4
16	208 47 24 ,3	14 ,9

$$n = \frac{r(r-1)}{2} = 10$$

$$\mu_1^2 = 0{,}336$$

$$\mu_2^2 = 0{,}656$$

$$\Sigma = 0.992$$

$$\times 2$$

$$\mu^P_{\alpha^2} = 1{,}985$$

Kąty

Nr	Ozn.	α	α'	$\Delta\alpha = \alpha' - \alpha$
1	21 — I	45°15'10",6	05",5	— 5",1
2	21 — XIII	41 05 58 ,7	56 ,7	— 2 ,0
3	21 — N	154 27 20 ,3	12 ,4	— 7 ,9
4	21 — 16	208 47 24 ,3	14 ,9	— 9 ,4
5	I — XIII	0 50 48 ,1	51 ,2	+ 3 ,1
6	I — N	114 12 09 ,7	06 ,9	— 2 ,8
7	I — 16	168 32 13 ,7	09 ,4	— 4 ,3
8	XIII — N	113 21 21 ,6	15 ,7	— 5 ,9
9	XIII — 16	167 41 25 ,6	18 ,2	— 7 ,4
10	N — 16	54 20 04 ,0	02 ,5	— 1 ,5

Obliczenia parametru sieciowego K_{XII}

Tabela K_i

i	Wartość K_i
1	227,9
2	165,1
3	116,1
4	96,2
5	91,8
6	197,0
7	141,4
8	89,2
9	70,7
10	230,4

$$K_i^2 = 235\,228{,}9$$

$$\frac{K_i^2}{n} = 23\,522{,}9$$

$$K_{XII} = 153{,}4$$

Obliczenie średniego błędu m_α

$$[\Delta\alpha^2] = 308{,}54$$

$$m^r_{\alpha^2} = 30{,}85$$

$$m^P_{\alpha^2} = 1{,}985$$

$$m^2_\alpha = 27{,}869$$

$$m_\alpha = 5'',37$$

Obliczenie e_{XII}

$$e_{XII} = 0{,}006\,8563 \cdot K_{XII} \cdot m_\alpha$$

$$e_{XII} = 5{,}65 \text{ mm}$$

Oszacowanie e_{XII}

$$\mu_{e_{XII}} = \frac{e_{XII}}{\sqrt{2k}} = \frac{5{,}65}{\sqrt{18}} = \frac{5{,}65}{4{,}2426} = 1{,}33$$

$$\mu'_{e_{XII}} = \mu_{e_{XII}} \cdot q = 1{,}41$$

$$e_{XII} - e_{XII} = 5{,}65 - 1{,}41 = 4{,}24 \text{ mm}$$

Wniosek: wielkość powyższa świadczy o poruszeniu punktu XII.

Uwaga: najprawdopodobniejsze liniowe przesunięcie punktu XII wynosi 4,25 mm.

Uwagi końcowe

Na zakończenie przypominamy kryterium nasze wyrażone wzorem (20). Otóż, jeżeli zachodzi nierówność $e_{S_j} - \mu'_{e_{S_j}} < m(e_{S_j})$, wówczas stanowisko S_j traktujemy jako nieporuszone. Słowa interpretacja powyższego jest następująca:

„Jeżeli wielkość spodziewanego średniego przesunięcia liniowego stanowiska S_j zmniejszona o niepewność tego średniego przesunięcia na poziomie ufności błędu nie większego od błędu średniego — nie przekracza spodziewanej dokładności wyznaczenia nowego, najprawdopodobniejszego położenia punktu S_j, wówczas stanowisko S_j traktujemy jako stałe (nieporuszone)". Należy pamiętać, iż powyższe kryterium uzasadnione zostało dla przypadku szczególnego, to jest przy założeniu stałości punktów nawiązujących.

Wydaje się jednak, że nawet w przypadku, gdy założenie to nie jest spełnione, z kryterium naszego można wyciągnąć pewne wnioski, dokonując w tym celu prostych pomocniczych manipulacji. Proces otrzymania związku (20), stanowiącego podstawę naszego kryterium — nie jest może zbyt prosty pod względem teoretycznym — niemniej samo kryterium wydaje się proste przy wielokrotnych zastosowaniach w tych samych warunkach sieciowych. Postać kryterium pozwala na podejmowanie odpowiednich decyzji natychmiast po wykonaniu właściwych obserwacji aktualnych, a więc jeszcze w toku pracy polowej. Wprawdzie z dwóch przykładów nie można wyciągać zbyt daleko idących wniosków, niemniej zupełnie zadowalająca zgodność kryterium z rzeczywistością w obu podanych przykładach przemawia również za słusznością wyprowadzonych związków, które przy łatwości ich stosowania mogą być dużą pomocą w badaniach odkształceń.

Klemens Godlewski

Wyrównanie sieci niwelacyjnych metodą redukcji obwodów

Część IV

Podane w części niniejszej przykłady przedstawiają wyrównanie sieci niwelacyjnych przy użyciu nieco odmiennego formularza B.

Formularz B ułożony został dla sieci podobnych do przedstawionej na rys. 53. Sieć ta obejmuje 2 znane repery i 4 nowe repery węzłowe położone na dwóch obwodach wewnętrznych.

Przechodząc bezpośrednio od szkicu sieci na rys. 53 do formularza B na rys. 54, odchyłki obwodów I, II i III stają się odchyłkami A_0, A_1 i A_2. Wpisujemy je, jak również długości ciągów, w odpowiednie miejsca na formularzu i wykonujemy obliczenia przy pomocy wydrukowanych na nim wzorów.

Podobnie, jak przy użyciu formularza A, wykorzystujemy tylko tę część formularza B, która jest potrzebna. W tym wypadku ciągi 8, 9, 10, 11, 12 i 13 mają długości i różnice wysokości równe zerom.

Pełne wyrównanie sieci z rys. 53 przedstawione jest na rys. 54. Po zakończeniu obliczeń na formularzu B, obliczamy wyrównane różnice wysokości pamiętając o regule znaków poprawek przy ich dodawaniu do pomierzonych różnic wysokości. W poniższej tablicy wyrównywanych ciągów zaznaczono w uwagach przez symbol $-v$, które poprawki dodano po zmianie znaku na odwrotny w myśl tej reguły.

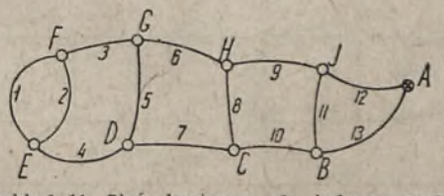
Tablica wyrównywanych ciągów

Nr ciągu	Od reperu do reperu	Pomierzona różnica wysokości m	Poprawka v mm	Wyrównana różnica wysokości m	Uwagi w sprawie reguły znaków
1	2	3	4	5	6
1	$Y \rightarrow X$	−1,2106	−4,8	−1,2154	$-v$
2	$X \rightarrow Y$	+1,2215	−6,1	+1,2154	
3	$W \rightarrow X$	−8,6450	−3,6	−8,6486	
4	$Z \rightarrow Y$	−9,9319	+3,9	−9,9280	$-v$
5	$Z \rightarrow W$	−2,4860	−8,8	−2,4948	$-v$
6	$A \rightarrow W$	−1,6735	+2,0	−1,6715	
7	$Z \rightarrow B$	+7,5565	+2,3	+7,5588	

Nie zastanawialibyśmy się nad znakami poprawek przy ich dodawaniu, gdybyśmy szkic sieci z rys. 53 dostosowali do schematu na formularzu z rys. 54 przez uwidocznienie na rys. 53 strzałek na ciągach wskazujących kierunek odwrotny do strzałek tychże ciągów, na schemacie, o czym już parokrotnie była mowa.

Teraz pozostaje nam tylko obliczenie wysokości reperów X, Y, W i Z.

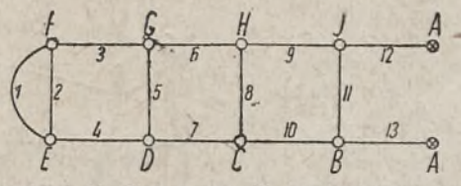
Przykład 14 — ilustruje użycie formularza B w wypadku, gdy sieć ma kształt przedstawiony na rys. 55.



Rys. 55. Przykład 14. Sieć dowiązana do jednego znanego reperu i zawierająca 8 nowych reperów węzłowych, położonych na czterech wewnętrznych obwodach. Ma być wyrównana na formularzu B

Rysunek 55 jest szkicem sieci zawierającej jeden znany punkt i 8 nowych reperów węzłowych położonych na czterech wewnętrznych obwodach. Sieć tę możemy wyrównać na formularzu B po bardzo prostym jej przekształceniu. Jeżeli założymy, że są dwa identyczne repery A, to sieć z rys. 55 daje się łatwo przekształcić na sieć pokazaną na rys. 56, który całkowicie jest podobny do schematu na formularzu B. Wykonanie obliczeń i ostateczne wyrównanie przebiega podobnie, jak w przykładzie 13 i nie wymaga dalszych wyjaśnień.

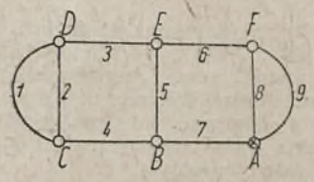
Ćwiczenie 8. Zastosować regułę znaków przed wyrównaniem sieci z rys. 55, to znaczy: powodując się schema-



Rys. 56. Przykład 14. Sieć z rys. 55 przekształcona w celu upodobnienia do schematu na formularzu B przy założeniu że są dwa identyczne znane repery A

tem formularza B tak oznaczyć strzałkami ciągi na rys. 55 i rys. 56, aby obliczone poprawki można było bez zmiany ich znaków dodać do pomierzonych różnic wysokości.

Przykład 15 — ilustruje użycie formularza B dla wyrównania sieci niwelacyjnej niezależnej o kształcie przedstawionym na rys. 57.



Rys. 57. Przykład 15. Szkic niezależnej sieci niwelacyjnej zawierającej 6 węzłowych reperów na czterech wewnętrznych obwodach. Wyrównana została na formularzu B

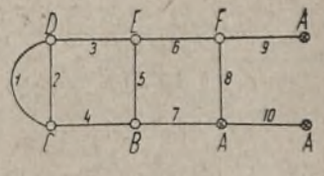
Często w praktyce spotykane sieci niezależne, w których pewna ilość ciągów tworzy zamknięty poligon przecięty ciągami związkowymi łączącymi repery węzłowe na obwodnicy położone, mogą być w prosty sposób przystosowane do wyrównania na formularzu B.

Jeżeli w sieci z rys. 57 założymy, że reper A jest reperem znanym i że są trzy identyczne repery A, to wtedy możemy przekształcić szkic sieci w sposób przedstawiony na rys. 58, który całkowicie jest podobny do schematu formularza B. W danym przykładzie ciąg 10 będzie ciągiem zerowym rozciągającym się od A do A.

Wykonanie obliczeń i wyrównanie — są już znane z przykładu 13 i nie wymagają dalszych omówień.

Uwaga. Oczywiście, można założyć, że znanym punktem jest reper *F*. Wtedy ciąg 9 będzie ciągiem zerowym przebiegającym od *F* do *F*, a ciąg pomierzony *FA* będzie ciągiem 10. Sieć będzie przystosowana do wyrównania na formularzu *B*.

Rys. 58. Przykład 15. Sieć z rys. 57 została przekształcona w celu dostosowania do schematu formularza B. Przyjęto, że są trzy identyczne repery A o znanej wysokości. Przekształcenie jest podobne do zastosowanego w przykładzie 14 z tym uzupełnieniem, że do szkicu przekształconej sieci wprowadzono ciąg zerowy oznaczony numerem 10, przebiegający od A do A



Ćwiczenie 9. Kierując się schematem formularza B opatrzyć ciągi na rys. 57 i rys. 58 strzałkami tak, aby obliczone poprawki można było bez zmiany ich znaków dodać do pomierzonych różnic wysokości.

Ćwiczenie 10. a) przez sporządzenie odpowiedniego szkicu przystosować sieć z rys. 7 do wyrównania na formularzu B.

b) porównać wzory formularza A z rys. 10 ze wzorami formularza B potrzebnymi do wyrównania tej sieci [1]).

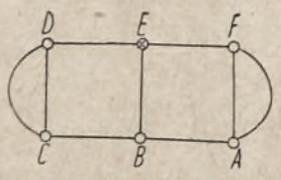
Przykład 16 — ilustruje wyrównanie przy pomocy formularza B sieci typu przedstawionego na rys. 59.

Sieć na rys. 59 podobna jest do sieci niezależnej z rys. 57, ale dowiązana jest do punktu stałego *B*, który jednocześnie jest punktem węzłowym sieci. Wyrównamy ją

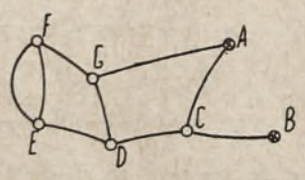
[1]) Patrz część I niniejszej pracy (PG nr 1 z 1958 r.).

w identyczny sposób, jak sieć niezależną typu z rys. 57. Obrawszy reper A za punkt stały i przyjąwszy, że są trzy identyczne repery A, upodobnimy szkic sieci do schematu formularza B przez przyjęcie za ciąg zerowy ciągu 10, jak to przedstawia rys. 58.

Po obliczeniu poprawek w formularzu B wyrównamy pomierzone różnice wysokości. Następnie obliczymy wyrównane wysokości nowych reperów węzłowych, rozpoczynając rachunek od punktu węłowego B o znanej wysokości.



Rys. 59. Przykład 16. Szkic sieci niwelacyjnej zawierającej 6 reperów węzłowych, z których jeden jest reperem znanym. Sieć tę wyrównano na formularzu B



Rys. 60. Ćwiczenie 12. Szkic zależnej sieci niwelacyjnej zawierającej 2 repery znane i 5 nowych reperów węzłowych, z których 4 leżą na dwu obwodach wewnętrznych. Sieć tę wyrównano na formularzu B

Ćwiczenie 11. a) zakładając, że reper C jest punktem znanym, wyrównać sieć z rys. 11 przy pomocy formularza B.

b) porównać to rozwiązanie z obliczeniami wykonanymi na formularzu A, rys. 14.

Ćwiczenie 12. Sieć z rys. 60 ma być wyrównana na formularzu B. Należy:

a) przygotować sieć do wyrównania przez narysowanie jej szkicu upodobnionego do schematu formularza B,

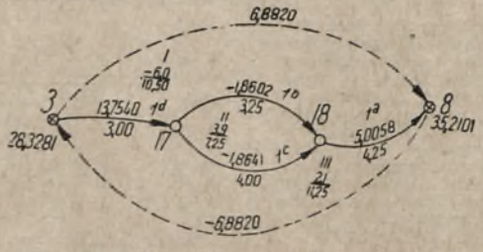
b) zanumerować na nim ciągi i opatrzyć je strzałkami tak, aby obliczone poprawki można było bez zmiany znaków dodać do pomierzonych różnic wysokości.

Wskazówka: przyjąć, że są dwa identyczne znane repery *A*, połączone ciągiem zerowym *AA*.

Przykład 17 — ilustruje użycie pomocniczego formularza D w charakterze formularza zasadniczego do wyrównania sieci typu podobnego do schematu tego formularza.

Sieć na rys. 61 jest podobna do schematu na formularzu D. Zawiera ona 2 repery o znanych wysokościach i 2 nowe repery węzłowe położone na wewnętrznym obwodzie składającym się z dwóch ciągów. Na szkicu sieci wszystkie strzałki na ciągach wskazują kierunek odwrotny w stosunku do strzałek na ciągach w schemacie. Uczyniono tak celowo: umożliwi to dodanie obliczonych poprawek bez zmiany obliczonych znaków.

Przechodząc od szkicu na rys. 61 wprost do formularza D na rys. 62 wpisujemy do niego długości ciągów i odchyłki obwodów C_I, C_{II} i C_{III}, po czym obliczamy długość L_x ciągu równoważnego x oraz K. Obliczywszy



Rys. 61. Przykład 17. Sieć niwelacyjna zawierająca 2 znane repery i 2 nowe repery węzłowe położone na wewnętrznym obwodzie została wyrównana na pomocniczym formularzu D użytym jako formularz niezależny, rys. 62

A_I i A_{II} widzimy, że odchyłki te są równe liczbowo, ale mają odwrotne znaki. Oczywiste jest, że dla wyrównania odchyłki $A_{II} = +4{,}25$ ostatniego po redukcji obwodu, należy do równoważnej różnicy wysokości ciągu x (której nie obliczaliśmy), dodać poprawkę $v_x = -A_{II} = -4{,}25$. Stąd wynika, że poprawkę v_x potrzebną do obliczenia poprawek czterech ciągów równoważnych ciągowi x jest $-A_{II} = A_I$. Możemy przeto napisać:

$$v_x = A_1$$

Po takim obliczeniu v_x obliczamy w dolnej połowie formularza poprawki v_a, v_b, v_c i v_d i wyrównujemy pomierzone różnice wysokości, jak pokazano w poniższej tablicy wyrównywanych ciągów.

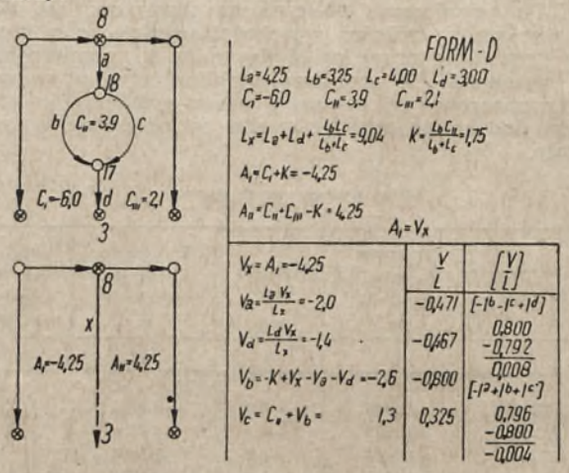
Nr ciągu	Od Reperu do Reperu	Reper minus Reper	Pomierzona różnica wysokości m	Poprawka v mm	Wyrównana różnica wysokości m
1	2	3	4	5	6
1a	18 → 8	8 — 18	−5,0058	−2,0	−5,0078
1b	17 → 18	18 — 17	−1,8602	−2,6	−1,8628
1c	17 → 18	18 — 17	−1,8641	+1,3	−1,8628
1d	3 → 17	17 — 3	+13,7540	−1,4	+13,7526

Obliczenie wyrównanych wysokości ciągów węzłowych:

3	28,3281	18	40,2179
+	13,7526	—	5,0078
17	42,0807	8	35,2101 (sprawdzenie)
—	1,8628		
18	40,2179		

Wyrównanie zostało zakończone.

Wyrównanie sieci z rys. 61 może być również wykonane na formularzu B. Przebieg wyrównania na tym formularzu, przedstawiony na rys. 63 — nie wymaga komentarzy.



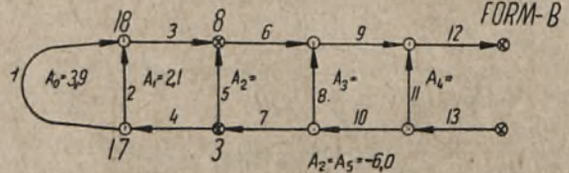
Rys. 62. Przykład 17. Formularz D użyty jako formularz niezależny dla wyrównania sieci przedstawionej na rys. 61

Ćwiczenie 13. Sieć przedstawioną na rys. 64, zawierającą 4 znane repery i 11 nowych reperów węzłowych należy przygotować do wyrównania na formularzach *A*, *B*, *C* i *D* przez jej upodobnienie do schematów na tych formularzach, a w szczególności należy:

a) przygotować szkice przekształconej do wyrównania sieci,

b) zanumerować ciągi na rys. 64 i na przygotowanych szkicach, stosownie do numeracji na schematach formularzy obliczeniowych i

c) zaopatrzyć ciągi na rys. 64 i na przygotowanych



Rys. 63. Przykład 17. Formularz B, na którym wyrównano sieć z rys. 61

szkicach w strzałki tak, aby bez rozważania znaków obliczonych poprawek można je było dodać do pomierzonych różnic wysokości.

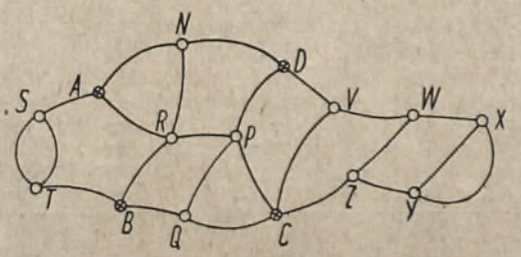
Wskazówka: do wyrównania należy rodzielić sieć na 3 niezależne części. Znane repery *A* i *B* rozbiły poligon *ARBTSA* na dwa niezależne obwody *ARBA* i *BTSAB*, a repery *C* i *D* — poligon *CPDVC* na dwa niezależne obwody *CPDC* i *DVCD*. Wobec tego:

1. Część na zachód od linii *AB* należy potraktować jako oddzielną sieć dowiązaną do reperów *A* i *B* i wyrównać na formularzu D lub formularzu B, jak w przykładzie 17.

2. Część na wschód od linii *CD* należy wyrównać na formularzu B, traktując ją jako oddzielną sieć dowiązaną do reperów *C* i *D*.

3. Część środkową położoną między liniami *AB* i *CD* należy uważać za oddzielną sieć dowiązaną do reperów *A*, *B*, *C* i *D* i wyrównać na formularzu A przy użyciu pomocniczego formularza C.

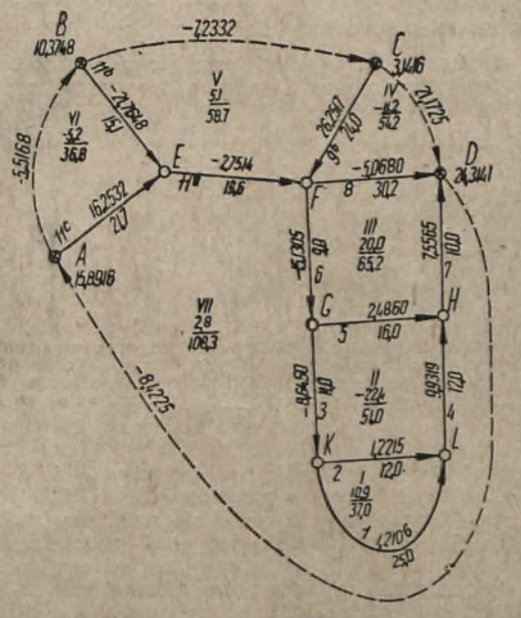
Przykład 18 — ilustruje użycie pomocniczych formularzy (w tym przykładzie formularza C) w połączeniu z formularzem B. W przykładzie podano pełne cyfrowe rozwiązanie, a to ze względu na to, że ma on służyć jako kontrola ogólniejszego zagadnienia wyrównania sieci przez łączenie formularzy, rozpatrzonego w przykładzie 19.



Rys. 64. Ćwiczenie 13. Sieć niwelacyjna zawierająca 4 znane repery i 11 nowych reperów węzłowych została wyrównana na formularzach A, B, C i D

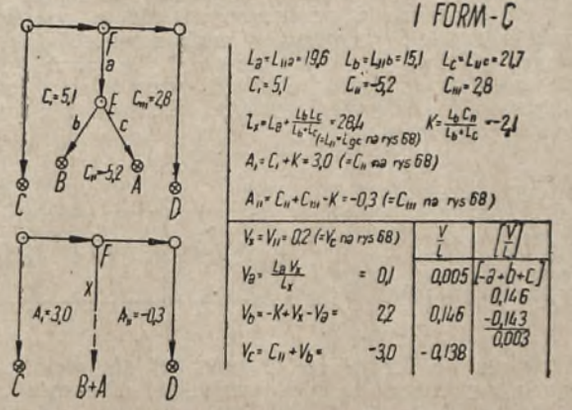
Sieć przedstawiona na rys. 65 zawierająca 4 znane repery i 6 nowych reperów węzłowych została wyrównana na formularzu B. W celu doprowadzenia jej kształtu do schematu na tym formularzu użyto dwóch formularzy C, redukując na nich ciągi 11*a*, 11b, 11c i 9b do równoważnego im ciągu 9 (rys. 69).

W górnej połowie formularza C (rys. 66) obliczono długość ciągu 11 równoważnego ciągom 11*a*, 11b i 11c oraz odchyłki $A_I = +3{,}0$ i $A_{II} = -0{,}3$ nowych obwodów po zredukowaniu C_{II}. Obliczenie poprawek wykonano później po zakończeniu obliczeń na formularzu B. Po tej pierwszej redukcji sieć z rys. 65 przyjęła kształt przedstawiony na rys. 67, na którym jednocześnie uwidoczniono wprowadzony dla dalszych obliczeń ciąg zerowy 9*a*, rozciągający się od *F* do *F*. Suma odchyłek tak przekształconej sieci jest zerem, co jest sprawdzeniem prawidłowości obliczenia odchyłek nowych obwodów.



Rys. 65. Przykład 18. Szkic sieci zawierającej 4 znane repery i 6 nowych reperów węzłowych. Wyrównano ją na formularzu B przy dwukrotnym użyciu formularza pomocniczego C

Z rys. 67 widać, że używając ponownie formularza C można ciągi 9*a*, 9b i 9c zastąpić jednym równoważnym ciągiem 9 i zredukować obwód *C—F—B+A—C*. Odpowiednie obliczenia wykonano w górnej połowie drugiego formularza C, rys. 68. Obliczenie poprawek wykonano później po zakończeniu obliczeń na formularzu B.



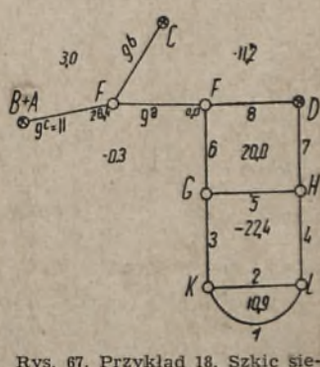
Rys. 66. Przykład 18. Pierwsze użycie formularza C, na którym obliczono ciąg 11 (9c na drugim formularzu C) równoważny ciągom 11a, 11b i 11c z rys. 65

Dotychczasowe obliczenia na obu formularzach C dały w wyniku ciąg 9 równoważny czterem ciągom 11*a*, 11b, 11c i 9b. Sieć przyjęła kształt przedstawiony na rys. 69, na którym celem zupełnego upodobnienia jej do schematu formularza B wprowadzono ciąg zerowy rozciągający się od *D* do *D*.

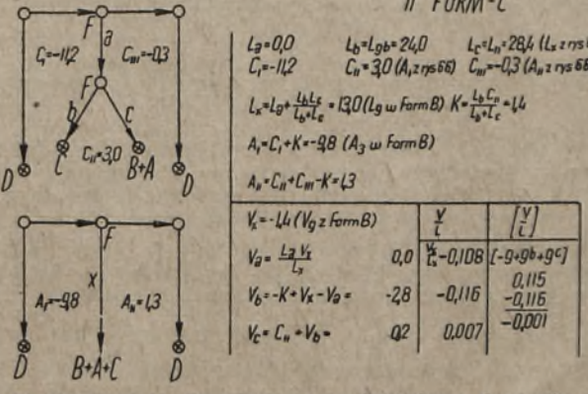
Równoważny ciąg obliczony na drugim formularzu C staje się ciągiem 9 o długości 13,0, a ciąg zerowy — ciągiem 10. Odchyłka $A_I = -9{,}8$ z rys. 68 staje się odchyłką C_3 na rys. 69, a odchyłka $A_{II} = +1{,}3$ — odchyłką C_4. Jak poprzednio, podsumowano wszystkie odchyłki na rys. 69 otrzymując w wyniku zero.

Szkic na rys. 69 całkowicie jest podobny do schematu formularza B (rys. 70), na którym wykonano dalsze obliczenia.

Z dotychczasowego opisu zrozumiała jest numeracja ciągów na rys. 65. Zanumerowano je po wykonaniu szkiców z rysunków 67 i 69. Oczywiście, wymienione szkice sporządzono (bez cyfrowych danych) przed rozpoczęciem jakichkolwiek obliczeń dla ustalenia programu wyrównania. Należy zawsze to robić przy bardziej skomplikowanych sieciach. Czasami nawet

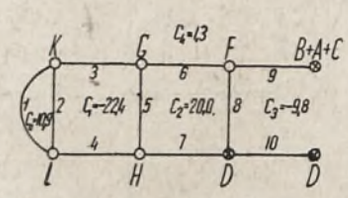


Rys. 67. Przykład 18. Szkic sieci z rys. 65 po pierwszym użyciu formularza C, na którym obliczono ciąg 11 równoważny ciągom 11a, 11b i 11c. Szkic niniejszy uzupełniono ciągiem zerowym 9a, co umożliwiło ponowne użycie formularza C dla obliczenia równoważnego ciągu 9



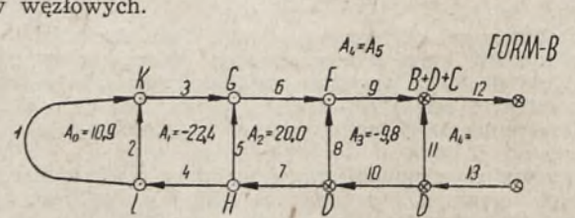
Rys. 68. Przykład 18. Powtórne użycie formularza C w celu zredukowania ciągów 11 i 9b z rys. 67 do równoważnego ciągu 9 z rys. 69 i rys. 70

kilkakrotnie przygotowuje się takie odręczne szkice przekształcając sieć w różny sposób z myślą o upodobnieniu jej szkicu lub szkiców do schematów formularzy obliczeniowych. Pozwoli to wybrać najwłaściwszy sposób postępowania. Po ustaleniu programu wyrównania opatrzono ciągi na rys. 65 strzałkami w ten sposób, aby w myśl reguły znaków wskazywały one kierunki przeciwne do kierunków strzałek na tychże ciągach na schematach formularzy *B* i *C*. Pozwoli to — jak wiadomo — dodać obliczone poprawki bez zmiany ich znaków do pomierzonych różnic wysokości. Następnie całkowicie wykończono szkic z rys. 65 i przystąpiono do obliczeń na formularzach C. W miarę wykonywania opisanych wyżej obliczeń uzupełniano szkice z rysunków 67 i 69 przez wpisanie odchyłek i długości równoważnych ciągów.



Rys. 69. Przykład 18. Po drugim użyciu formularza C sieć przyjęła kształt podobny do schematu na formularzu B i jest gotowa do wyrównania na tym formularzu

Po wpisaniu do formularza B (rys. 70) długości boków i odchyłek, wykonano na nim wszystkie obliczenia wraz ze sprawdzeniem sumowań ilorazów $\frac{v}{L}$ dokoła nowych reperów węzłowych.



			$\frac{v}{L}$	$\left[\frac{v}{L}\right]$
$L_1=25$	$A_0=10{,}9$	$V_1=A_0+V_2 \quad =4{,}6$	0,184	[-1-2+3]
$L_2=12$		$V_2=A_1-V_3-V_4+V_5 \quad =-6{,}3$	-0,525	0,525 -0,530 -0,005
$E_1=\frac{L_2L_1}{L_1+L_2}=8{,}1$	$K_1=\frac{L_2A_0}{L_1+L_2}=3{,}5$			[1-2-4]
$L_3=11$		$V_3=\frac{L_3(K_1+A_1+V_2)}{E_1+L_3+L_4} \quad =-3{,}8$	-0,346	0,526 -0,525 0,001
$L_4=12$	$A_1=-22{,}4$	$V_4=\frac{L_4(K_1+A_1+V_2)}{E_1+L_3+L_4} \quad =-4{,}1$	-0,342	[-3-5+6]
$L_5=16$		$V_5=A_2+V_6-V_7+V_8 \quad =8{,}2$	0,513	0,524 -0,513 0,011
$E_2=\frac{L_5(E_1+L_3+L_4)}{E_1+L_3+L_4+L_5}=10{,}6$	$K_2=\frac{L_5(K_1+A_1)}{E_1+L_3+L_4+L_5}=6{,}4$			[4-5-7]
$L_6=9$		$V_6=\frac{L_6(K_2+A_2+V_8)}{E_2+L_6+L_7} \quad =1{,}6$	0,178	0,513 -0,522 -0,009
$L_7=10$	$A_2=20{,}0$	$V_7=\frac{L_7(K_2+A_2+V_8)}{E_2+L_6+L_7} \quad =1{,}8$	0,180	[-6-8+9]
$L_8=30{,}2$		$V_8=A_3-V_9-V_{10}+V_{11} \quad =-8{,}4$	-0,278	0,278 -0,286 -0,008
$E_3=\frac{L_8(E_2+L_6+L_7)}{E_2+L_6+L_7+L_8}=14{,}9$	$K_3=\frac{L_8(K_2+A_2)}{E_2+L_6+L_7+L_8}=6{,}9$			
$L_9=13$ (=L_4 z II Form C)		$V_9=\frac{L_9(K_3+A_3+V_{11})}{E_3+L_9+L_{10}} \quad =1{,}4$	-0,108	
$L_{10}=0$	A_3 z II Form C $=A_3=-9{,}8$	$V_{10}=\frac{L_{10}(K_3+A_3+V_{11})}{E_3+L_9+L_{10}}=0{,}0$		

Rys. 70. Przykład 18. Formularz B, na którym wyrównano sieć z rys. 65 po dwukrotnym użyciu formularza pomocniczego C. v_9 staje się v_x na drugim formularzu C

Resztę obliczeń wykonano na formularzach C, najpierw na drugim formularzu, a następnie na pierwszym.

$v_9 = -1{,}4$, która jest poprawką równoważnego ciągu 9, wpisano na rys. 68 jako v_x i obliczono poprawkę v_b ciągu 9b i v_c poprawkę ciągu równoważnego 11, który na tym formularzu oznaczony został nr 9b. Poprawka $v_a = 0{,}0$, gdyż ciąg 9*a* jest ciągiem zerowym. Ponieważ z punktu *F* rozchodzą się ciągi 9, 9b i 9c, sprawdzenie sumy ilorazów $\frac{v}{L}$ w tym wypadku wykonano, znajdując sumę

$$-\frac{v_x}{L_x}+\frac{v_b}{L_b}+\frac{v_c}{L_c}$$

Poprawkę $v_c = +0{,}2$ równoważnego ciągu 11 z rys. 68 wpisano jako v_x do pierwszego formularza C (rys. 66) i obliczono v_a, v_b i v_c, czyli poprawki ciągów 11*a*, 11b i 11c. Rachunek zakończono obliczeniem sumy ilorazów $\frac{v}{L}$ dokoła węzła *E*.

Wyrównanie pomierzonych różnic wysokości wykonano w poniższej tablicy.

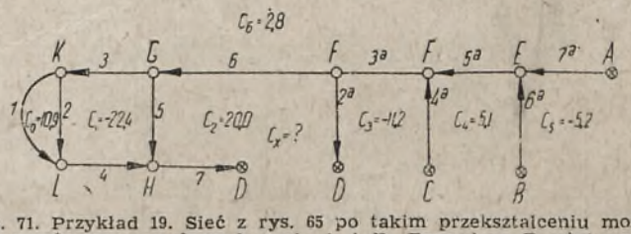
Nr ciągu	Od reperu do reperu	Reper minus Reper	Pomierzona różnica wysokości m	Poprawka v mm	Wyrównana różnica wysokości m
1	2	3	4	5	6
1	$K \to L$	$L-K$	+1,2106	+4,6	+1,2152
2	$K \to L$	$L-K$	+1,2215	−6,3	+1,2152
3	$G \to K$	$K-G$	−8,6450	−3,8	−8,6488
4	$L \to H$	$H-L$	+9,9319	−4,1	+9,9278
5	$G \to H$	$H-G$	+2,4860	+8,2	+2,4942
6	$F \to G$	$G-F$	−15,1305	+1,6	−15,1289
7	$H \to D$	$D-H$	+7,5565	+1,8	+7,5583
8	$F \to D$	$D-F$	−5,0680	−8,4	−5,0764
9b	$C \to F$	$F-C$	+26,2517	−2,8	+26,2489
11a	$E \to F$	$F-E$	−2,7514	+0,1	−2,7513
11b	$B \to E$	$E-B$	+21,7648	+2,2	+21,7670
11c	$A \to E$	$E-A$	+16,2532	−3,0	+16,2502

Rachunek zakończono obliczeniem wyrównanych wysokości nowych reperów węzłowych:

B	10,3748		*F*	29,3905	
	+ 21,7670			— 5,0764	
E	32,1418		*D*	24,3141	(sprawdzenie)
				— 7,5583	
A	15,8916		*H*	16,7558	
	+ 16,2502			— 9,9278	
E	32,1418	(sprawdzenie)	*L*	6,8280	
	— 2,7513			— 1,2152	
F	29,3905		*K*	5,6128	
	— 26,2489			+ 8,6488	
C	3,1416	(sprawdzenie)	*G*	14,2616	
				+ 15,1289	
G	14,2616		*F*	29,3905	(sprawdzenie)
	+ 2,4942		*K*	5,6128	
				+ 1,2152	
H	16,7558	(sprawdzenie)	*L*	6,8280	(sprawdzenie)

Przykład 19 — ilustruje wyrównanie sieci przez łączne użycie formularzy A i B. Formularz B użyty został jako formularz pomocniczy dla formularza A.

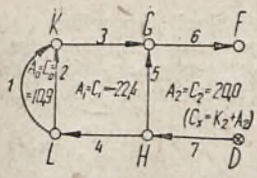
Jeżeli założymy, że w sieci przedstawionej na rys. 65 są dwa identyczne repery *D* i dwa identyczne repery *F*,



Rys. 71. Przykład 19. Sieć z rys. 65 po takim przekształceniu może być wyrównana na formularzach A i B. Formularz B użyty zostanie w charakterze pomocniczego dla formularza A. Strzałki wskazują kierunek OD reperu DO reperu, zgodnie ze szkicem sieci z rys. 65

to po podniesieniu jej części za punkty *G* i *A* i wyprostowaniu wzdłuż osi wyprostowania *GFEA* możemy szkic z rys. 65 przekształcić na szkic pokazany na rys. 71.

Lewa część tak przekształconej sieci podobna jest do schematu formularza B, a prawa do schematu formularza A, złączonego ze schematem formularza B wspólnym ciągiem *GF*. Sieć, którą da się przekształcić w ten sposób, możemy wyrównać na tych formularzach według następującego programu.

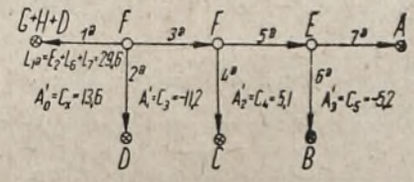


Rys. 72. Przykład 19. Lewa część sieci z rys. 71 wyrównana zostanie na formularzu B. Strzałki wskazują kierunek REPER minus REPER zgodnie ze schematem formularza B

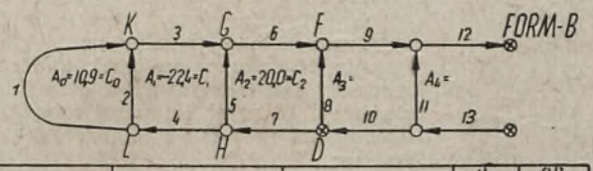
Dzielimy sieć na dwie części o wspólnym punkcie F jak to przedstawiono na rysunku 72 i 73. Lewą część sieci przedstawioną na rys. 72 wyrównamy na formularzu B, a prawą z rys. 73 na formularzu A.

Obliczenia zaczniemy od formularza B rys. 74. Po wyliczeniu na nim ciągu E_2 równoważnego ciągom 1, 2, 3, 4 i 5 obliczymy ciąg równoważny temu ciągowi i ciągom 6 i 7. Oznaczymy go numerem 1a. Długość jego wynosić będzie $L_{1a} = E_2 + L_6 + L_7$. Będzie on pierwszym ciągiem prawej części sieci przedstawionej na rys. 73. Również na formularzu B wyliczymy odchyłkę C_x, na którą zamieni się C_2 po zredukowaniu obwodów C_0 i C_1. Odchyłka ta stanie się odchyłką A'_0 pierwszego obwodu na rys. 73. Pozostawiając wyliczenie poprawek na formularzu B na później, przejdziemy z obliczeniami do formularza A, na którym wyrównamy sieć z rys. 73. Z poprawki v_{1a} równoważnego ciągu 1a obliczymy poprawki ciągów 6 i 7 na formularzu B i zakończymy na nim wyrównanie obliczając resztę poprawek. Poniżej podaje się niezbędne objaśnienia przebiegu wyrównania.

Po ustaleniu programu wyrównania wykończono szkic na rys. 71 oraz sporządzono szkice z rys. 72 i rys. 73. Do formularza B, rys. 74 wpisano długości ciągów od 1 do 7 z rys. 65 oraz odchyłki A_0, A_1 i A_2 z rys. 72. W lewej połowie formularza wykonano obliczenie równoważnego ciągu $E_2 = 10{,}6$ i równoważnej odchyłki $K_2 = -6{,}4$. Dalej obliczono długość równoważnego ciągu 1a $L_{1a} = E_2 + L_6 + L_7 = 29{,}6$ i wpisano ją na szkic z rys. 73 oraz odchyłkę $C_x = K_2 + A_2 = +13{,}6$ na którą zamieniła się A_2 po zredukowaniu obwodów A_0 i A_1 i wpisano ją również na szkic z rys. 73. Na tym — tymczasem — zakończono obliczenia na formularzu B. Resztę obliczeń pozostawiono na później po zakończeniu obliczeń na formularzu A.

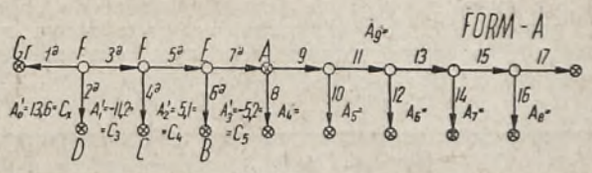


Rys. 73. Przykład 19. Prawa część sieci z rys. 71 po wprowadzeniu do niej równoważnego ciągu 1a i równoważnej odchyłki A'_0 obliczonych na formularzu B zostanie wyrównana na formularzu A. Strzałki wskazują kierunek REPER minus REPER zgodnie ze schematem formularza A



$L_1 = 25$		$V_1 = A_0 + V_2 = -4{,}6$	0,184	[1-2-3]
$L_2 = 12$	$A_0 = 10{,}9$	$V_2 = A_1 - V_3 - V_4 + V_5 = -6{,}3$	−0,525	0,525 −0,529 −0,004
$E_1 = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 8{,}1$	$K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 3{,}5$			
$L_3 = 11$		$V_3 = \frac{L_3(K_1 + A_1 + V_5)}{E_1 + L_3 + L_4} = -3{,}8$	−0,345	[1-2-4] 0,342 −0,349 −0,007
$L_4 = 12$	$A_1 = -22{,}4$	$V_4 = \frac{L_4(K_1 + A_1 + V_5)}{E_1 + L_3 + L_4} = -4{,}1$	−0,342	
$L_5 = 18$		$V_5 = A_2 - V_6 - V_7 + V_8 = 8{,}2$	0,512	[3-5-6] 0,523 −0,512 0,011
$E_2 = \frac{L_5(E_1 + L_3 + L_4)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = 10{,}6$	$K_2 = \frac{L_5(K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = -6{,}4$			
$L_6 = 9$		$V_6 = \frac{L_6(K_2 + A_2 + V_8)}{E_2 + L_6 + L_7} = 1{,}6$	0,178	[4-5-7] 0,512 −0,522 −0,010
$L_7 = 10$	$A_2 = 20{,}0$	$V_7 = \frac{L_7(K_2 + A_2 + V_8)}{E_2 + L_6 + L_7} = 1{,}8$	0,180	
Do Form A $L_8 = L_{1a} = E_2 + L_6 + L_7 = 29{,}6$	Do Form A $C_x = A'_0 = K_2 + A_2 = 13{,}6$	$V_8 = -V_{2a}$ z Form A $= -6{,}4$	w Form A	

Rys. 74. Przykład 19. Formularz B użyty jako formularz pomocniczy do wyrównania na formularzu A sieci z rys. 65



$L_{1a} = 29{,}6$ (z Form B) $L_{2a} = 30{,}2$	z Form B $A'_0 = 13{,}6$			
$E_1 = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 14{,}9$	$K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 6{,}9$	$V_1 = -A_0 + V_2 = -5{,}2$	−0,176	[1-2-4-5] 0,283 −0,293 −0,010
$L_{3a} = 0{,}0$ $L_{4a} = 24{,}0$	$A'_1 = -11{,}2$	$V_2 = -A_1 + V_3 + V_4 = 8{,}4$	0,278	
$E_2 = \frac{L_4(E_1 + L_3)}{E_1 + L_3 + L_4} = 9{,}2$	$K_2 = \frac{L_4(K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4} = -7{,}2$	$V_3 = \frac{L_3(K_1 + A_1 - V_4)}{E_1 + L_3} = 0{,}0$	0,000	
$L_{5a} = 19{,}6$ $L_{6a} = 15{,}1$	$A'_2 = 5{,}1$	$V_4 = -A_2 + V_5 + V_6 = -2{,}8$	−0,117	[3-5-6-7] 0,146 −0,143 0,003
$E_3 = \frac{L_6(E_2 + L_5)}{E_2 + L_5 + L_6} = 9{,}9$	$K_3 = \frac{L_6(K_2 + A_2)}{E_2 + L_5 + L_6} = 0{,}8$	$V_5 = \frac{L_5(K_2 + A_2 - V_6)}{E_2 + L_5} = 0{,}1$	0,005	
$L_{7a} = 24{,}7$ $L_{8a} = 0{,}0$	$A'_3 = -5{,}2$	$V_6 = -A_3 + V_7 + V_8 = 2{,}2$	0,146	
		$V_7 = \frac{L_7(K_3 + A_3 - V_6)}{E_3 + L_7} = -3{,}0$	−0,138	
		$V_{8a} = -A_4 + V_9 + V_{10} = 0{,}0$		

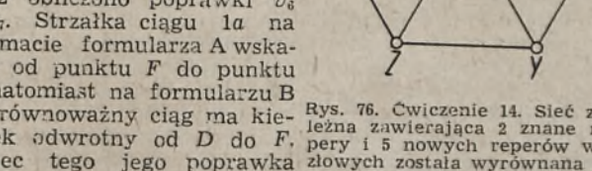
Rys. 75. Przykład 19. Formularz A, na którym wyrównano sieć z rys. 65 po obliczeniu równoważnego ciągu 1a w formularzu B użytym jako pomocniczy

Ze szkicu na rys. 73 wpisano do formularza A, rys. 75 odchyłki od A'_0 do A'_3 oraz długość ciągu 1a, a ze szkicu z rys. 65 długości ciągów od 2a do 7a. Na tym formularzu wykonano wszystkie obliczenia wraz ze sprawdzeniem sumowań i ilorazów $\frac{v}{L}$ dokoła nowych punktów węzłowych E i F. Strzałki na ciągu 2a na szkicu z rys. 71 i 73 i schemacie z rys. 75 wskazują te same kierunki, wobec czego w myśl reguły znaków, znak poprawki winien być odwrotny, czyli $v_{2a} = -8{,}4$.

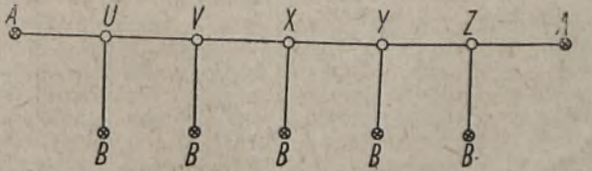
Resztę poprawek obliczono na formularzu B. Przede wszystkim z poprawki $v_{1a} = -5{,}2$ obliczono poprawki v_6 i v_7. Strzałka ciągu 1a na schemacie formularza A wskazuje od punktu F do punktu D, natomiast na formularzu B ten równoważny ciąg ma kierunek odwrotny od D do F. Wobec tego jego poprawka obliczona na tym formularzu powinna mieć znak odwotny, czyli wynosić $-v_{1a} = +5{,}2$. Poprawkę v_7 obliczono jako proporcjonalną do długości ciągu 7, część poprawki $-v_{1a} = +5{,}2$ według wzoru

$$v_7 = L_7 \frac{-v_{1a}}{L_{1a}} = L_7 \frac{-v_{1a}}{E_2 + L_6 + L_7} = 10 \frac{+5{,}2}{29{,}6} = +1{,}8$$

Podobnie obliczono v_6. W obu przypadkach skorzystano ze wzorów formularza B na v_7 i v_6, zakreślając w nich czynnik $(K_2 + A_2 + v_8)$ jako nieodpowiedni i wstawiając na jego miejsce $+5{,}2$ wartość odchyłki ciągu równoważnego 1a.



Rys. 76. Ćwiczenie 14. Sieć zależna zawierająca 2 znane repery i 5 nowych reperów węzłowych została wyrównana na formularzu A



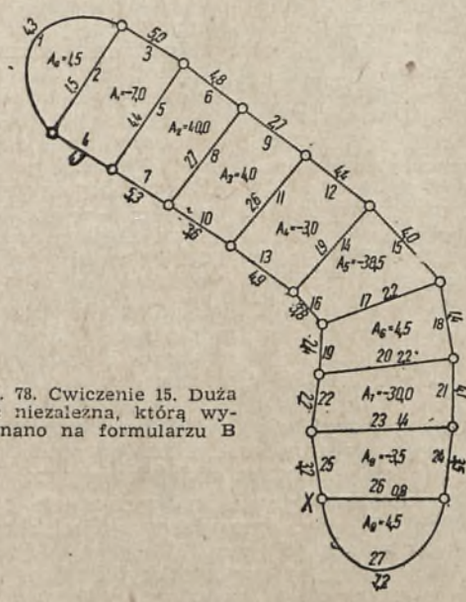
Rys. 77. Ćwiczenie 14. Szkic sieci z rys. 76 po jej przekształceniu przez wyprostowanie wzdłuż osi wyprostowania AUVXYZA

Wzór na v_5 również nie jest odpowiedni do obliczenia tej poprawki, którą obliczono w następujący sposób. Wiadomo, że suma poprawek w danym obwodzie (obchodząc go w prawo według szkicu sieci) powinna się równać wziętej z odwrotnym znakiem odchyłce tego obwodu, przy czym, gdy kierunek ciągu zgodny jest z kierunkiem obchodzenia obwodu v ma znak obliczony,

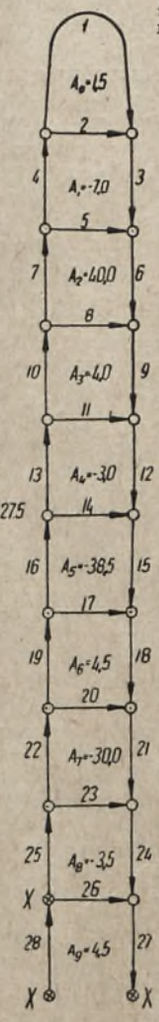
FORM-B

			$\frac{V}{L}$	$\left[\frac{V}{L}\right]$
$L_1 = 4{,}3$				[1-2-3]
$L_2 = 1{,}5$	$A_0 = 1{,}5$	$V_1 = A_0 + V_2 = 1{,}44$	0,335	0,336
$E_1 = \frac{L_2 L_1}{L_1 + L_2} = 1{,}11$	$K_1 = \frac{L_2 A_0}{L_1 + L_2} = 0{,}39$	$V_2 = A_1 - V_3 - V_4 + V_5 = -0{,}06$	-0,040	-0,335
$L_3 = 5{,}0$		$V_3 = \frac{L_3(K_1 + A_1 + V_5)}{E_1 + L_3 + L_4} = 1{,}48$	0,296	0,001
$L_4 = 4{,}7$	$A_1 = -7{,}0$	$V_4 = \frac{L_4(K_1 + A_1 + V_5)}{E_1 + L_3 + L_4} = 1{,}40$	0,298	[1+2-4]
$L_5 = 4{,}4$		$V_5 = A_2 - V_6 - V_7 + V_8 = 0{,}82$	0,232	0,295
$E_2 = \frac{L_5(E_1 + L_3 + L_4)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = 3{,}13$	$K_2 = \frac{L_5(K_1 + A_1)}{E_1 + L_3 + L_4 + L_5} = -1{,}91$			-0,296
$L_6 = 4{,}8$		$V_6 = \frac{L_6(K_2 + A_2 + V_8)}{E_2 + L_8 + L_7} = 12{,}14$	2,529	-0,001
$L_7 = 5{,}3$	$A_2 = 40{,}0$	$V_7 = \frac{L_7(K_2 + A_2 + V_8)}{E_2 + L_6 + L_7} = 13{,}40$	2,528	[3-5+6]
$L_8 = 2{,}7$		$V_8 = A_3 - V_9 - V_{10} + V_{11} = -4{,}64$	-1,718	2,529
$E_3 = \frac{L_8(E_2 + L_6 + L_7)}{E_2 + L_6 + L_7 + L_8} = 2{,}74$	$K_3 = \frac{L_8(K_2 + A_2)}{E_2 + L_6 + L_7 + L_8} = 6{,}46$			2,528
$L_9 = 2{,}7$		$V_9 = \frac{L_9(K_3 + A_3 + V_{11})}{E_3 + L_9 + L_{10}} = 2{,}18$	0,807	-0,529
$L_{10} = 3{,}6$	$A_3 = 4{,}0$	$V_{10} = \frac{L_{10}(K_3 + A_3 + V_{11})}{E_3 + L_9 + L_{10}} = 2{,}91$	0,808	0,002
$L_{11} = 2{,}6$		$V_{11} = A_4 - V_{12} - V_{13} + V_{14} = -3{,}55$	-1,365	[7-8-10]
$E_4 = \frac{L_{11}(E_3 + L_9 + L_{10})}{E_3 + L_9 + L_{10} + L_{11}} = 1{,}99$	$K_4 = \frac{L_{11}(K_3 + A_3)}{E_3 + L_9 + L_{10} + L_{11}} = 2{,}44$			2,530
$L_{12} = 4{,}4$		$V_{12} = \frac{L_{12}(K_4 + A_4 + V_{14})}{E_4 + L_{12} + L_{13}} = -2{,}45$	-0,557	-2,528
$L_{13} = 4{,}9$	$A_4 = -3{,}0$	$V_{13} = \frac{L_{13}(K_4 + A_4 + V_{14})}{E_4 + L_{12} + L_{13}} = -2{,}73$	-0,557	0,002
$L_{14} = 1{,}9$		$V_{14} = A_5 - V_{15} - V_{16} + V_{17} = -5{,}73$	-3,016	[9-11-12]
$E_5 = \frac{L_{14}(E_4 + L_{12} + L_{13})}{E_4 + L_{12} + L_{13} + L_{14}} = 1{,}63$	$K_5 = \frac{L_{14}(K_4 + A_4)}{E_4 + L_{12} + L_{13} + L_{14}} = -0{,}08$			1,365
$L_{15} = 4{,}0$		$V_{15} = \frac{L_{15}(K_5 + A_5 + V_{17})}{E_5 + L_{15} + L_{16}} = -14{,}25$	-3,562	-1,364
$L_{16} = 3{,}8$	$A_5 = -38{,}5$	$V_{16} = \frac{L_{16}(K_5 + A_5 + V_{17})}{E_5 + L_{15} + L_{16}} = -13{,}54$	-3,563	0,001
$L_{17} = 2{,}2$		$V_{17} = A_6 - V_{18} - V_{19} + V_{20} = 4{,}98$	2,264	[10-11-13]
$E_6 = \frac{L_{17}(E_5 + L_{15} + L_{16})}{E_5 + L_{15} + L_{16} + L_{17}} = 1{,}78$	$K_6 = \frac{L_{17}(K_5 + A_5)}{E_5 + L_{15} + L_{16} + L_{17}} = -7{,}30$			1,365
$L_{18} = 1{,}4$		$V_{18} = \frac{L_{18}(K_6 + A_6 + V_{20})}{E_6 + L_{18} + L_{19}} = -1{,}83$	-1,307	-1,365
$L_{19} = 2{,}4$	$A_6 = 4{,}5$	$V_{19} = \frac{L_{19}(K_6 + A_6 + V_{20})}{E_6 + L_{18} + L_{19}} = -3{,}14$	-1,308	0,000
$L_{20} = 2{,}2$		$V_{20} = A_7 - V_{21} - V_{22} + V_{23} = -4{,}49$	-2,041	[13+14-16]
$E_7 = \frac{L_{20}(E_6 + L_{18} + L_{19})}{E_6 + L_{18} + L_{19} + L_{20}} = 1{,}58$	$K_7 = \frac{L_{20}(K_6 + A_6)}{E_6 + L_{18} + L_{19} + L_{20}} = -0{,}79$			3,563
$L_{21} = 4{,}4$		$V_{21} = \frac{L_{21}(K_7 + A_7 + V_{23})}{E_7 + L_{21} + L_{22}} = -4{,}71$	-3,343	-3,573
$L_{22} = 2{,}2$	$A_7 = -30{,}0$	$V_{22} = \frac{L_{22}(K_7 + A_7 + V_{23})}{E_7 + L_{21} + L_{22}} = -2{,}35$	-3,341	-0,010
$L_{23} = 1{,}4$		$V_{23} = A_8 - V_{24} - V_{25} + V_{26} = 3{,}45$	2,464	[15-17+18]
$E_8 = \frac{L_{23}(E_7 + L_{21} + L_{22})}{E_7 + L_{21} + L_{22} + L_{23}} = 1{,}20$	$K_8 = \frac{L_{23}(K_7 + A_7)}{E_7 + L_{21} + L_{22} + L_{23}} = -4{,}50$			3,562
$L_{24} = 3{,}5$		$V_{24} = \frac{L_{24}(K_8 + A_8 + V_{26})}{E_8 + L_{24} + L_{25}} = -3{,}06$	-0,874	-3,571
$L_{25} = 3{,}2$	$A_8 = -3{,}5$	$V_{25} = \frac{L_{25}(K_8 + A_8 + V_{26})}{E_8 + L_{24} + L_{25}} = -2{,}80$	-0,875	-0,009
$L_{26} = 0{,}8$		$V_{26} = A_9 - V_{27} - V_{28} = 1{,}09$	1,362	[16+17-19]
$E_9 = \frac{L_{26}(E_8 + L_{24} + L_{25})}{E_8 + L_{24} + L_{25} + L_{26}} = 0{,}73$	$K_9 = \frac{L_{26}(K_8 + A_8)}{E_8 + L_{24} + L_{25} + L_{26}} = -0{,}74$			3,572
$L_{27} = 1{,}2$		$V_{27} = \frac{L_{27}(K_9 + A_9)}{E_9 + L_{27} + L_{28}} = 3{,}41$	0,474	-3,563
$L_{28} = 0{,}0$	$A_9 = 4{,}5$	$V_{28} = \frac{L_{28}(K_9 + A_9)}{E_9 + L_{27} + L_{28}} = 0{,}00$	0,000	-0,009

Rys. 79. Ćwiczenie 15. Formularz B, na którym wyrównano sieć z rys. 78



Rys. 78. Ćwiczenie 15. Duża sieć niezależna, którą wyrównano na formularzu B



gdy kierunek ciągu jest odwrotny —v ma znak odwrotny. I tak, zgodnie z rys. 65 lub rys. 71 otrzymamy:

$$-v_5 - v_6 + v_{2a} - v_7 = -C_2$$

albo

$$+v_5 + v_6 + v_7 - v_{2a} = +C_2$$

skąd

$$v_5 = +20{,}0 - 1{,}6 - 1{,}8 - 8{,}4 = +8{,}2$$

co zapisano we wzorze na v_5 w formularzu B jako $v_5 = +A_2 - v_6 - v_7 + v_{2a} = 8{,}2$ po zakreśleniu części tego wzoru.

Przy obliczaniu odchyłki w powyższy sposób, możemy posługiwać się schematem formularza obliczeniowego zamiast szkicem sieci. Wtedy, przy obchodzeniu obwodu również w prawo, suma obliczonych poprawek w formularzu (lub formularzach) równa się odchyłce obwodu, przy czym, gdy kierunek ciągu na schemacie zgodny jest z kierunkiem obchodu obwodu, v ma znak obliczony, gdy kierunek jest odwrotny, v otrzymuje znak odwrotny. W myśl tej reguły zgodnie z rysunkami 72 i 73 lub rysunkami 74 i 75 obliczymy:

$$v_6 + v_{2a} + v_7 + v_5 = C_3$$

albo

$$+1{,}6 + 8{,}4 + 1{,}8 + v_5 = +20{,}0$$

i ostatecznie

$$\underline{v_5 = +8{,}2}$$

Następnie, korzystając ze wzorów formularza obliczono resztę poprawek, to jest v_4, v_3, v_2 i v_1. Sprawdzeniem sum ilorazów $\frac{v}{L}$ dokoła nowych punktów węzłowych zakończono obliczenie.

Obliczenie wyrównanych różnic wysokości i wyrównanych wysokości nowych reperów węzłowych zakończyłoby wyrównanie sieci.

Jak widać, otrzymano identyczne wyniki z otrzymanymi w przykładzie 18. Pozostawia się czytelnikowi porównanie obu sposobów wyrównania i ich ocenę pod względem przydatności.

Nadmienić należy, że sieć z rys. 65 moglibyśmy przekształcić na sieć, w której lewa część byłaby podobna do schematu na formularzu A, a prawa do schematu na formularzu B. Wtedy formularz A mógłby być użyty jako pomocniczy dla formularza B. Jednak ze względu na dość zawiły sposób obliczenia poprawek na formularzu B przy użyciu ciągu równoważnego i równoważnej odchyłki obliczonych na formularzu A i możność popełnienia omyłek, nie zaleca się używać obu formularzy w takiej kombinacji. Sieć, która może być upodobniona do schematu formularzy A i B połączonych razem, należy wyrównywać według programu przyjętego w przykładzie 19, używając formularz B w charakterze formularza pomocniczego dla formularza A.

Ćwiczenie 14. Sieć przedstawioną na rys. 76 zawierającą 2 znane repery i 5 nowych reperów węzłowych wyrównano na formularzu A.

Rys. 77 ilustruje przekształconą sieć po jej wyprostowaniu wzdłuż osi *AUVXYZA*. Należy:

a) zanumerować ciągi na obu rysunkach stosownie do numeracji na schemacie formularza A,

b) zaopatrzyć ciągi na obu rysunkach w strzałki tak, aby bez rozważania znaków obliczonych poprawek można je było dodać do pomierzonych różnic wysokości. Strzałki mają oznaczać różnice OD reperu DO reperu,

c) na wzór szkicu z rys. 77 przygotować szkic sieci po jej wyprostowaniu wzdłuż osi *BUVXYZB*.

Ćwiczenie 15. Przykład ten zaczerpnięto z książki GEODEZJA GOSPODARCZA, tom VI, Rozdział III, mgr inż. *Edward Weychert* — BŁĘDY I WYRÓWNANIE OSNOWY POLIGONOWEJ, str. 236 i 237.

Sieć niwelacyjną podaną przez inż. E. Weycherta przytoczono tutaj po to, aby czytelnik miał przykład, w jaki sposób można powiększyć formularz B, gdy zachodzi popotrzeba wyrównania na nim wielkiej sieci. Rozpatrywana sieć, której uproszczony szkic przedstawia rys. 78 — jest siecią niwelacyjną składającą się z 27 ciągów i 10 obwodów.

Założywszy, że w węźle *X* znajdują się trzy znane punkty o tej samej wysokości, upodobnimy tę sieć do schematu formularza B (rys. 79) przez wprowadzenie zerowego ciągu 28 przebiegającego od *X* do *X*.

Przebieg obliczeń jest znany i nie wymaga objaśnień. Dla wykazania zgodności wyników obliczenia z poprawkami obliczonymi przez rozwiązanie równań warunkowych, rachunek wykonano z dokładnością dwóch znaków dziesiętnych.

Mgr inż. Janusz Gołaski

Problemy klasyfikacji nazw osiedli na mapach szczegółowych

1. Podstawy klasyfikacji

Ścisły związek między elementem krajobrazu a jego nazwą zobowiązuje do sklasyfikowania napisów na mapie według systematyki przedmiotów terenowych. Podstawą określenia wielkości napisu jest na ogół rozległość jego obiektu. Tak postępujemy przy opisywaniu wód, łąk i lasów.

Zagadnienie klasyfikacji komplikuje się, gdy będziemy zajmować się opisem osiedli. Osiedla możemy rozpatrywać w dwu płaszczyznach. Z jednej strony elementy osadnicze tworząc oddzielne skupiska są jednostkami krajobrazowymi, podobnie jak lasy, wzgórza, jeziora. Z drugiej strony tworzą one pewne całości w stosunkach społecznych. Spośród tych ostatnich czołowe kompleksy zostały przyswojone przez administrację państwową i spetryfikowane w trakcie podziału administracyjnego, formując podstawowe komórki ustroju.

Nazewnictwo osiedli jest wiernym odbiciem tej sytuacji. Jednostkom krajobrazowym oraz ich naturalnym zespołom odpowiadają nazwy terenowe — ludowe (naturalne), podczas gdy jednostkom administracyjnym — nazwy urzędowe. Na skutek powiązań historycznych — społecznych między osadami, nazwy te układają się hierarchicznie z nazwą urzędową na czele.

Ten porządek nazw, w bardziej szczegółowych opracowaniach kartograficznych, musi znaleźć swoje odbicie w klasyfikacji napisów. Na mapach w mniejszych skalach rozległe nawet zespoły osadnicze tworzą jedną całość graficzną. Wystarczy więc umieścić nazwy urzędowe, a napisy sklasyfikować według wielkości osiedli. W miarę powiększania skali prac na mapie przedstawia się plamą każdą krajobrazową jednostkę osadniczą, co zmusza kartografię do zaopatrzenia jej we własny znak słowny. Tą drogą oprócz nazw czołowych — urzędowych pojawiają się nazwy niższych rzędów.

Przed redakcją map wyłania się problem uwzględnienia w graficznej klasyfikacji nazw nowych czynników. By znaleźć rozwiązanie omówimy szczegółowo stosunki między nazwami. Zgodnie z przytoczoną na wstępie zasadą zapoznamy się z systemem nazewnictwa od strony jego przedmiotu.

2. Naturalny układ nazw

Podłożem nazw naturalnych jest sieć osiedli potraktowana jako żywiołowo rozwijający się organizm. Liczne powiązania widoczne są na tle genezy osiedli. Obecna postać układu jest dziełem przemian społeczno-gospodarczych w ostatnich czasach. Pomijając zmiany wywołane kolonizacją u schyłku feudalizmu — dopiero uwłaszczenie chłopów zerwało więzy, które utrzymywały wieś w jej historycznej, skupionej postaci. Rozpoczął się silny ruch odśrodkowy, przejawiający się w przenoszeniu zagród chłopskich na wydzielone grunty oraz lokalizowaniu ich w centrum działki. Znalazł on szczytowy punkt w rozproszonym rozplanowaniu wsi parcelacyjnej. Powstają przysiółki i kolonie. Pojedyncze zagrody rozrastają się w nowe osady na skutek nie skrępowanych działów rodzinnych i sprzedaży.

Ruch dośrodkowy charakteryzuje osiedla typu miejskiego i ujawnia się we wchłanianiu osiedli wiejskich przez rozrastające się miasta i ośrodki przemysłowe.

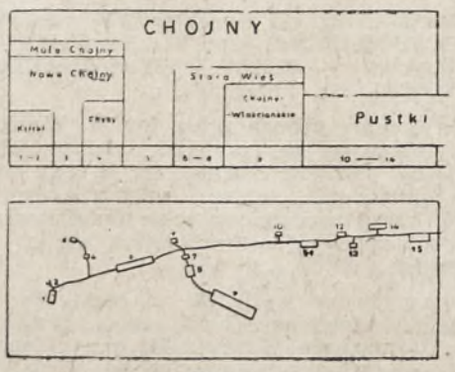
Rozwój osadnictwa znajduje odbicie w nazewnictwie miejscowym. Nowa nazwa pojawia się na skutek potrzeby wyróżnienia części osiedla w rezultacie jego odrębności geograficznej lub społecznej. Już z tego wynika, że naturalne stanowisko nazwy uzależnione jest od stopnia wyodrębnienia osiedla w krajobrazie lub stosunkach społecznych — a co za tym następuje — w świadomości ludzi. Ponieważ nowe osiedla narastają najczęściej stopniowo i żywiołowo przy starszych, nazwy ich wykazują różny stopień dojrzałości i zależności od nazwy osiedla macierzystego.

Układ nazw w osiedlu możemy zobrazować za pomocą przekroju nazewniczego. Wzdłuż odciętej odkładamy jednostki krajobrazowe według ich rozległości. Odcinki odłożone wzdłuż rzędnej są miarą powszechności występowania danej nazwy i wskazują na względny udział tej nazwy w sumie nazw używanych w stosunku do badanej jednostki krajobrazu. Wpierw odkładamy nazwy partykularne — odnoszące się bezpośrednio do najmniejszych komórek. Na dole znajdą się zatem nazwy szczegółowe — ludowe, nad nimi — nazwy zbiorowe i czołowe. Strzałkami zaznaczamy tendencje nazwy do upowszechnienia lub zaniku.

Niżej podajemy typowy przekrój naturalnego układu nazw. (rys. 1).

Nazwa jednostki osadniczej przechodzi następujące stadia rozwoju. W okresie wyodrębniania jest ona podporządkowana nazwie wsi i ma wyraźnie podrzędny charakter. Uwidacznia się to w posługiwaniu się nową nazwą w ścisłym gronie, na użytek prywatny lub w zestawieniu z nazwą osady macierzystej. Usamodzielniające się osiedle przyjmuje nazwę w formie równorzędnego zestawienia. Częściej jednak (na skutek tendencji do uproszczenia) zarzuca człon macierzysty.

Przy łączeniu osiedli kierunek procesu jest odwrotny. Dla dwu równorzędnych jednostek tworzy się zwykle nazwę podwójną w formie zestawienia. Nazwy wsi włączonych do miast tracą swoją samodzielność, nabierają charakteru



Rys. 1

nazw nieoficjalnych — terenowych i wreszcie ulegają zapomnieniu. Tak więc dla danego elementu osadniczego używa się kilku nazw w zależności od tego, czy przedmiot traktuje się jako indywiduum — czy część pewnej całości. Granice są wyznaczone przez nazwę czołową i nazwę najmniejszej jednostki krajobrazowej. Na szczególną uwagę kartografii zasługują nazwy krańcowe. Nazwa partykularna dostarcza znaku dla jednostkowego obrazu osiedla na mapie, nazwa czołowa pełni funkcję w ustroju administracyjnym. Nazwy pośrednie zasługują na uwagę według stopnia wyróżniania się ich przedmiotu w krajobrazie i częstości występowania w terenie.

Emancypacja i asymilacja nazw odbywa się stopniowo i trudno w danym momencie ocenić stadium rozwoju nazwy. Sytuacja ta jest przyczyną wielu trudności przy klasyfikowaniu graficznym napisów układu naturalnego. Oczywiście nazwy o tak płynnej klasyfikacji nie mogą tworzyć systemu znaków w praktyce społecznej, co jest zapowiedzią nazewnictwa urzędowego powiązanego z ustrojem administracyjnym.

3. Nazwy urzędowe

W związku z podziałem administracyjnym nazwy niektórych osiedli otrzymały nadrzędną pozycję i ścisły zasięg oznaczony granicą administracyjną. Kartografa — nazewnika interesuje wpływ, jaki wywiera podział administracyjny na charakter i zasięg nazw. Przedmiotem naszej uwagi nie są jednostki administracyjne wszystkich rzędów, lecz tylko te, które oparte są na indywidualnym osiedlu.

Osiedle jako komórka administracyjna nie jest jednostką krajobrazową, lecz terytorialną. W jego granicach znajdują się różnorodne elementy topograficzne — pola, lasy, jeziora. Nie tworzy już ono całości wizualnej tym bardziej, że na jego terenie może istnieć kilka oddzielnych grup zabudowań. Wspólnota uwidacznia się nie w krajobrazie, lecz w bogatych przejawach życia społecznego. Dla nazewnictwa kartograficznego ważne jest używanie w stosunkach oficjalnych jednej nazwy dla wszystkich zagród, mimo że w granicach występuje kilka nazw terenowych. Nazwa urzędowa jest równocześnie znakiem całego terytorium i obejmuje potencjalnie wszystkie powstające elementy osadnicze. W ten sposób dynamikę i zróżnicowanie naturalnego układu nazw ujęto statycznym systemem. W stosunku do nazw terenowych — nazwa urzędowa pokrywa się zwykle z najstarszą, macierzystą nazwą obiegową osiedla.

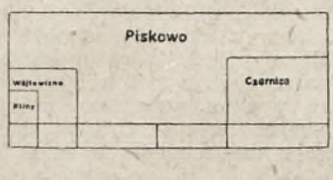
Nazwy urzędowe reprezentują zatem pewien stopień dojrzałości, występują koniecznie w określonych sytuacjach, ich postać i zasięg są ustalone i strzeżone, pisownię można sprawdzić w oficjalnych wydawnictwach. Nazwy urzędowe wraz z ich terytorium stanowią pewny system odniesienia dla nazw terenowych, są czynnikiem porządkującym różnorodny materiał przez określenie jego miejsca i rzędu.

4. Klasyfikacja ilościowa i hierarchiczna

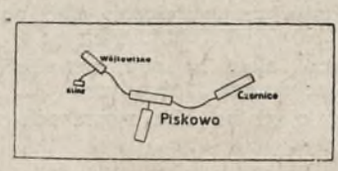
W świetle powyższych wywodów wydaje się, że przy klasyfikowaniu napisów należy — oprócz wielkości osiedla, uwzględnić hierarchię osiedli oraz uwypuklić nazwy urzędowe. Utrzymanie zasad klasyfikacji ilościowej (wg liczby domów) przy umieszczaniu na mapie także podrzędnych nazw osiedlowych może doprowadzić do zupełnego zniekształcenia układu nazw. Wyjaśnimy to na kilku przykładach.

Przykład 1: Osiedle Piskowo (100 domów) składa się z trzech części o nazwach Piskowo (70 domów), Czernice (20 d.) i Wójtowizna (10 d.) — w tym dwie zagrody zwane kliny.

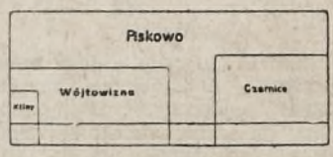
Przekrój nazewniczy osiedla przedstawia się następująco:

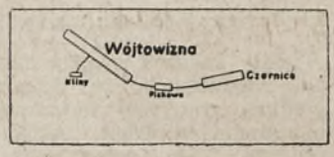


W rezultacie układ napisów wg liczby domów w poszczególnych częściach wsi przybierze postać:

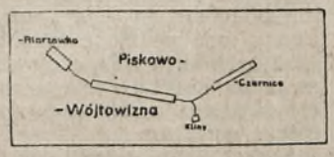


Przykład 2. Piskowo (100 domów) składa się z części: Wójtowizna (60 d. — w tym dwie zagrody zwane kliny), Czernice (30 d.) Piskowo (10 d.). Niżej podajemy przekrój nazw i układ napisów:





Przykład 3. Piskowo rozpada się na Wójtowiznę (50 d. — w tym Kliny — 2 domy), Czernice (30 d.) i Pilarzówkę (20 d.). Oto przekrój nazw i napisy.



Tak wyglądają stosowane w praktyce rozwiązania na zasadzie ilościowej.

W pierwszym przypadku rezultat jest najbardziej zbliżony do prawidłowego. Istnieją tylko wątpliwości co do przynależności i rzędu Czernic, Wójtowizny i Klinów. Często zapobiega się temu przez umieszczenie napisu pomocniczego nazwy czołowej przy nazwach mniejszych części. Przy złożonej strukturze naszych osiedli wiejskich doprowadza to do zapełniania mapy piętrowymi napisami.

W drugim przypadku otrzymany obraz jest zupełnie fałszywy. Nazwa dotycząca największego skupiska, ale podrzędna, wyskoczyła na pierwsze miejsce i nadaje ton całemu zespołowi.

W trzecim przypadku należało konsekwentnie nie umieszczać nazwy czołowej. W praktyce po długich rozważaniach umieszcza się napisy z łącznikami fałszując w ten sposób nazwy; nazwa Piskowo-Czernice jest całkowicie odmienna niż Czernice. Łączniki stosuje się niekiedy i w poprzednich sytuacjach, gdy skupiska są niezbyt odległe. Trzeba jednak przyznać, że nieścisłość spowodowana użyciem łączników nie jest tak niebezpieczna dla użytkownika mapy, jak zapis w drugim przypadku, ponieważ z reguły wobec przybysza ludność używa nazwy urzędowej.

Klasyfikacja napisów oparta jedynie na wielkości osiedli nie odzwierciedla ani charakteru, ani stanowiska osiedla w naturalnym układzie. Zacierają się różnice między wsią a jej częścią o własnej nazwie, między częścią wsi a jej przysiółkiem. Przy położeniu nacisku na zapis każdej nazwy wewnątrz osiedla — klasyfikacja ilościowa prowadzi do

rozdziału wsi na mapie i zupełnego zniekształcenia obrazu.

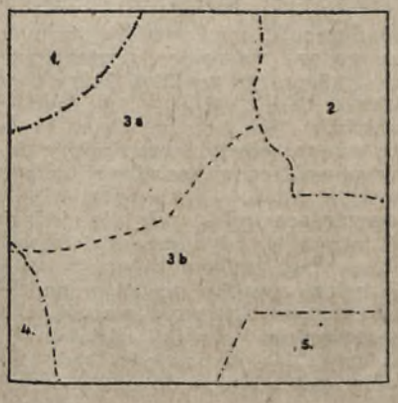
Nowa klasyfikacja nazw powinna być przede wszystkim hierarchiczna. Zróżnicowanie napisów wg wielkości osiedla następowałoby dopiero wewnątrz poszczególnych klas. W danym zespole osiedlowym największą czcionkę powinna posiadać nazwa urzędowa — czołowa. Przysiółki — czcionkę zróżnicowaną według liczby domów, ale w każdym wypadku mniejszą od nazwy urzędowej. Środki wyrazów można by wzbogacić stosując specjalną czcionkę dla nazw urzędowych lub nawiasy dla nazw podrzędnych. Nie byłoby to jednak korzystne dla grafiki mapy.

Układ napisów wyglądałby wówczas następująco:

Pozostaje jeszcze do rozstrzygnięcia kwestia objęcia napisem całego zespołu, do którego odnosi się nazwa. Gdy osiedle składa się z kilku kompleksów, napis czołowy jest niejako „zawieszony w powietrzu", oddzielony od obiektów napisami partykularnymi. W mniejszych skalach (1 : 100 000 — 1 : 50 000) można by wiązać napis czołowy z przedmiotem przez rozstawienie i względnie dużą wielkość czcionek. Przy opracowaniach w skalach 1 : 25 000 — 1 : 5000 doprowadziłoby to do przeciążenia mapy ogromnymi napisami, które zresztą nie objęłyby całości. Alternatywę napisów piętrowych omówiliśmy uprzednio.

Rozwiązanie trudności znajdujemy przez umieszczanie na mapie granic administracyjnych osiedla, które są zarazem granicami zasięgu nazwy urzędowej. Za podaniem granic wsi na mapie wielkoskalowej przemawia fakt rozmieszczenia osiedla na dużej powierzchni arkusza oraz rozproszona zabudowa we współczesnym osadnictwie. W obrębie objętym granicą, największy napis oznaczałby nazwę urzędową. Odpadłaby potrzeba umieszczania na tym samym arkuszu napisów pomocniczych i stosowania specjalnych czcionek.

Dla jasności obrazu podano by granice osiedli na skorowidzu podziału administracyjnego. Przy wielowarstwowym układzie nazw na skorowidzu można by zapisać także nazwy pośrednie, gdyż umieszczenie ich na mapie bywa zwykle kłopotliwe.



Gr. Mikulice

1. Marysin

Gr. Danki

2. Krysice

3. Piskowo —

a) — Dolne

b) — Górne

4. Nawojewo

5. Łęg

5. Aktualne problemy nazewnictwa osiedli

Przechodząc do układu nazw urzędowych w naszej rzeczywistości wspomnimy krótko o ustroju administracyjnym sprzed roku 1954. Podstawową jednostką administracyjną była gromada. Terytorium jej pokrywało się na ogół z pierwotnym obszarem wsi, a więc kilkuwiekową wspólnotą krajobrazową i społeczną. Granice gromady odpowiadające nieraz bardzo dawnym stosunkom własnościowym miały dużą wartość naukową i kulturalną. Nazwa gromady była identyczna z historyczną nazwą wsi, a zatem najbardziej predestynowana do reprezentowania całego obszaru. Dla nazewnictwa obręb wiejski jest elementarnym obszarem nazwotwórczym uwzględnianym w wywiadzie nazewniczym i ewidencji nazw. Ponieważ grunty wsi znajdowały się zwykle w ręku jej mieszkańców — gromada była najdogodniejszą jednostką przy ewidencji gruntów.

Mniejsze jednostki na terenie wsi (przysiółki) posiadały niekiedy własne nazwy urzędowe niższego rzędu. Nazwy gromad wraz z przyległymi im nazwami mniejszych jednostek osadniczych były ogłaszane w dziennikach wojewódzkich. Nadrzędny charakter nazwy wsi tkwił silnie w świadomości mieszkańców i przetrwał do dnia dzisiejszego.

W roku 1954 wyszła ustawa, która zmieniła strukturę administracji terenowej. Na miejscu dawnej gminy i gromad wiejskich utworzono nową gromadę jako najmniejszą i niepodzielną komórkę administracyjną. Nowa jednostka obejmuje kilka byłych obszarów gromadzkich. Istotę zmian przedstawili w swej pracy T. Bocheński i S. Gebert pisząc: „...wieś nie jest wyodrębnioną jednostką w ramach gromady; dla całej gromady wspólnym organem władzy jest gromadzka rada narodowa" („Gromadzkie Rady Narodowe", Warszawa 1956 s. 264). Ponieważ aparat administracyjny nie ogarnąłby całego obszaru ze swej siedziby, powołano pełnomocników gromadzkich dla każdej wsi liczącej co najmniej 15 gospodarstw. Dla wsi o rozproszonej zabudowie lub osiedli liczących ponad 300 mieszkańców powołuje się dwu lub więcej pełnomocników przydzielając każdemu określony teren.

Dekret wywołał znaczne następstwa w nazewnictwie urzędowym. Przede wszystkim dawny układ nazw urzędowych utracił swoją prawną podstawę. Obecnie najmniejszą nazwą strzeżoną urzędowo jest nazwa gromady. Jest jasne, że nazwa ta nic nie daje kartografii, podobnie jak nazwa powiatu lub województwa. Aktualne źródła do nazewnictwa urzędowego — dzienniki urzędowe wojewódzkich rad narodowych z roku 1954 — podają jedynie nazwy gromad oraz ich siedzib. Znaczna część dzienników wymienia jeszcze nazwy byłych gromad (wsi), które weszły w skład nowej gromady. Jako materiał nieaktualny — zapisano je niestarannie (częste błędy), traktując jako określenie obszaru nowej gromady. Oczywiście materiały takie nie mogą być podstawą w naszych pracach nazewniczych. Nowy spis nazw wsi nie został dotychczas ogłoszony i w obecnych warunkach nie należy się go spodziewać. Służba kartograficzna została skazana na korzystanie jedynie z danych zebranych w radach narodowych podczas pomiaru w terenie. Jaka jest ich wartość?

Zagadnienie nazw wsi oraz ich zasięgów — jak wynika z dekretu — jest sprawą wewnętrzną gromadzkich rad narodowych. Ramowe przepisy przewidują wydzielenie w gromadzie pewnych obszarów z pełnomocnikiem na czele podając jako wytyczne liczbę mieszkańców i gospodarstw. Można by przypuszczać, że intencją dekretu było utworzenie komórek niezależnych od dawnych jednostek wiejskich. Jeśli tak, to zamiar ten z góry skazany był na niepowodzenia. Dla każdego wyodrębnionego zespołu osadniczego potrzebna jest nazwa. Należało zatem liczyć się z tworzeniem nowych nazw lub przystosowaniem istniejących nazw wsi do utworzonych komórek. Tak też się stało. Obszarom objętym przez pełnomocników podporządkowano nazwy spełniające w pewnym stopniu funkcje dawnych nazw gromad. Na szczęście siłą bezwładności i tradycji wielu pełnomocników objęło obszary posołeckie. W tych wsiach dawna nazwa urzędowa i jej zasięg zostały zachowane.

Jakie tendencje obserwujemy w nazewnictwie używanym przez rady narodowe?

Obok nieoficjalności (brzmi to paradoksalnie) charakterystycznym rysem nowego nazewnictwa jest centralizm. Ułatwia to odgórne kierowanie i stwarza pozory rozwoju i awansu. Sekretarz jednej z gromadzkich rad narodowych na pytanie, co stało się z licznymi osadami na jego terenie oświadczył, że nazwy znikły po włączeniu osad do sąsiednich wsi; uprościło to zarządzanie. Między skasowanymi odgórnie nazwami znajdują się nazwy obiektów o własnej przeszłości i odrębnym stanowisku w krajobrazie.

Spotkaliśmy gromadę, na której obszarze wprowadzono jednolitą numerację domów, mimo że znajdowało się tam kilka jednostek krajobrazowych o własnych naz-

wach. Widząc nasze zdziwienie urzędnicy mówili z dumą, że gromada nabiera już charakteru miasteczka.

Centralizm nie toleruje nazw jednostek podrzędnych — przysiółków i kolonii. Obszar przydzielony pełnomocnikowi posiada jednolitą numerację domów, objęty jest jedną nazwą bez względu na poprzedni stan. W dawnej gromadzie przysiółki posiadały pewną autonomię. Nawet więc tam, gdzie pełnomocnicy objęli obszary posołeckie, wiele nazw znikło z urzędowych dokumentów.

Następnym znamieniem obecnego nazewnictwa „urzędowego" jest przypadkowość i brak stabilizacji. Źródłem jest całkowita swoboda pozostawiona radom narodowym przy urządzaniu gromady. Przy łączeniu kilku jednostek w jedną całość wyłania się zagadnienie wyboru nazwy dla zespołu. Nowa nazwa jest przeważnie dziełem przypadku. Często nie kierowano się wielkością osady — uogólniając nazwę mniejszego przysiółka na cały zespół; nie uwzględniano warunków historycznych — przyjmując nazwę najmłodszego osiedla w zespole, a unicestwiając nazwę historyczną. Znamy wypadek, gdzie dawną nazwę wsi pozostawiono na obszarze jej przysiółków, a nazwę jednego z przysiółków rozszerzono na starą wieś. Niekiedy dla zespołu przyjmowano nazwę miejsca zamieszkania pełnomocnika. Powstaje pytanie, czy zmiana miejsca zamieszkania pełnomocnika pociągnie za sobą zmianę nazwy miejscowości.

Odnotujemy jeszcze podziały jednej wsi między dwie nowe gromady oraz odłączanie przysiółków od wsi macierzystych przez wcielenie ich do sąsiednich osiedli.

W praktyce uzyskanie materiałów z prezydiów rad narodowych napotyka na trudności. Prezydium nie zawsze potrafi wskazać granice swego obszaru, na pograniczu spotyka się tereny niczyje lub zagrody, do których przyznają się obie rady narodowe. Są kłopoty z wyznaczeniem zasięgów nazw na obszarach podległych pełnomocnikom. Nazwy używane przez rady narodowe są ciągle płynne. Wystarczy udać się dwukrotnie do tego samego prezydium, by otrzymać sprzeczne dane.

Wreszcie na otrzymany wykaz nazw trzeba spojrzeć krytycznie. Na skutek niskich kwalifikacji urzędników ortografia nazw pozostawia wiele do życzenia. Niekiedy gromadzka rada zmienia pisownię nazwy z własnej inicjatywy. Nowa postać nazwy powstaje wówczas przeważnie pod wpływem fonetyki miejscowego dialektu lub jako rezultat bardzo zawiłych spekulacji autorów.

Opłakane skutki reformy administracyjnej dla nazewnictwa znajdą swoje odbicie w obecnie prowadzonych pracach kartograficznych. Nie przemyślana likwidacja obrębów wiejskich, które przez całą historię były cegiełkami naszego organizmu państwowego, wyrządziła duże straty kulturze i kartografii. Największe zamieszanie obserwujemy na ziemiach b. zaboru rosyjskiego. Na pozostałych ziemiach nazewnictwo było silnie ugruntowane przez kataster pruski i austriacki i pełnomocnicy na ogół objęli dawne obszary posołeckie.

Jedyny sposób uporządkowania nazewnictwa widzimy w powrocie do dawnych gromad. Jeśli granice będą wymagały poprawek, należy ich dokonać z pełnym zrozumieniem historii osiedla. W szczególności nie można całkowicie utożsamiać granic osiedla z aktualnymi granicami własności jego mieszkańców (często chłopi mają także działki we wsiach sąsiednich; niektóre pola byłych majątków rozdzielono między chłopów z kilku wsi według szachownicy). Mamy nadzieję, że nazwy związane z podziałem administracyjnym zostaną wreszcie uregulowane z uwzględnieniem interesów geodezji i kartografii. Ciekawe, jakie postulaty względem podziału administracyjnego posiadają geodeci — urządzeniowcy. Przypuszczam, że koledzy również opowiedzą się za jednością terytorium i nomenklatury jednostki ewidencji gruntów (obrębu katastralnego), administracyjnej gromady i naturalnej wsi.

Nazewnictwo nie jest sprawą prywatną, nie można go zamykać wewnątrz jednego przedsiębiorstwa kartograficznego, lecz jest zagadnieniem państwowym.

Z ŻYCIA ORGANIZACJI I Z TERENU

REZULTATY 18 KONFERENCJI NAUKOWO-TECHNICZNYCH ZORGANIZOWANYCH PRZEZ SGP

Jedną z najpoważniejszych działalności SGP jako stowarzyszenia o charakterze naukowo-technicznym jest opracowywanie rozwiązań tematów geodezyjnych, które występują w formie problemów przy realizacji zadań dla potrzeb gospodarki narodowej. Wykonawcy często z trudem realizują zadania, jakie muszą rozwiązywać w swej pracy. Naukowcy mają swoje zdobycze, których przydatność dla celów gospodarczych najłatwiej sprawdzić przez zastosowanie w praktyce. Doświadczenia praktyczne muszą się gdzieś zejść z osiągnięciami naukowymi i wzajemnie uzupełnić. Wynikają też często trudności przy rozwiązywaniu zadań nowych lub o rozmiarach dawniej nie stosowanych, które wymagają zmian w dotychczasowych metodach organizacji pracy. Najbardziej właściwą formą rozwiązywania takich tematów geodezyjnych są konferencje naukowo-techniczne, organizowane od kilku lat przez SGP. Stowarzyszenie ma warunki sprzyjające temu, gdyż skupia wybitnych fachowców tak w dziedzinie nauki, jak i praktyki, którzy ponadto zatrudnieni są w różnych instytucjach, co również nadaje cechy wszechstronnych wiadomości reprezentowanych w SGP.

Słuszna była inicjatywa kolegów zgrupowanych w Warszawskim Oddziale SGP, którzy będąc uczestnikami szeregu konferencji naukowo-technicznych — jako ludzie czynu — chcieli w końcu dowiedzieć się, jakie są konkretne rezultaty wszystkich przeprowadzonych konferencji. Wniosek ich przeszedł w formie uchwały na XI Zjeździe Delegatów w Toruniu, zobowiązującej Zarząd Główny SGP do dokonania analizy i oceny realizacji uchwał 18 konferencji naukowo-technicznych.

Studiując materiały tych konferencji w formie uchwał, tez, dezyderatów, wydawnictw pokonferencyjnych, a następnie wypowiedzi władz na tematy tam poruszane, widzi się zbiorowy wysiłek myśli geodezyjnej. Rezultaty mogą nie zadowolić ludzi czynu, ale nie można zapomnieć, że SGP jest stowarzyszeniem społecznym, a nie władzą wykonawczą.

Zadaniem SGP jest formowanie poglądów i skupienie opinii wybitnych fachowców — praktyków i teoretyków — na te działy geodezji, w których doświadczenia praktyczne zebrane wspólnie z dociekaniami teoretycznymi mogą dać w efekcie nowe rozwiązania o wartościach ekonomicznych. Przedyskutowanie tych zagadnień w szerokim zespole geodezyjnym, jaki skupia SGP, daje w rezultacie szereg stwierdzeń w formie uchwał, dezyderatów lub tez, których realizacja powinna przyczynić się do podniesienia techniki geodezyjnej na wyższy poziom i dać w rezultacie efektywne dobra gospodarce narodowej.

Realizować wyniki konferencji naukowo-technicznych powinni wszyscy pracujący w zawodzie geodezyjnym w myśl zasady zbiorowego społecznego wysiłku, który daje z reguły najwyższe rezultaty. SGP działa w tym kierunku przez publikowanie wyników tych konferencji w Przeglądzie Geodezyjnym jako swoim jedynym czasopiśmie fachowym, nadając dużą wagę społecznej mobilizacji zawodu geodezyjnego do wykonania zadań — jakie spełnia SGP, w wielu przypadkach decydującą rolę spełniają jednak władze geodezyjne normujące i koordynujące działalność całej geodezji od szkolenia, przez wykonawstwo, badania naukowe i skierowywanie całego wysiłku geodetów na zadania określone potrzebami gospodarki narodowej. Władze te również rejestrują bezpośrednio wyniki działalności w skali krajowej, wobec czego ich wypowiedzi będą zawierać najwięcej materiałów potrzebnych do oceny wyników konferencji.

Wyniki obrad poszczególnych konferencji naukowo-technicznych były publikowane w Przeglądzie Geodezyjnym. Natomiast wyniki realizacji uchwał konferencji są z jednej strony widoczne w działalności terenowej i tam mogą być łatwiej zauważone niż w centralach, a z drugiej strony najbardziej miarodajne mogą być wypowiedzi władz, które bezpośrednio realizują uchwały konferencji. Dlatego wydaje się, że dla kolegów interesujących się wynikami konferencji wystarczające będzie podanie tylko tematyki każ-

dej konferencji, która przypomni znany im przebieg konferencji oraz przytoczenie najważniejszych wyjątków z wypowiedzi władz o danej konferencji.

I Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „Racjonalizacja pomiarów wysokościowych i instrumentów oraz związanych z nimi sposobów nowoczesnego i szybkościowego obliczania". Odbyła się w r. 1950 w Warszawie, połączona z wystawą.

Na konferencję wpłynęło 66 pomysłów racjonalizatorskich. Zakwalifikowano 44. Komisja Ocen i Nagród, w skład której weszli: przedstawiciele Głównego Urzędu Patentowego i CRZZ, zakwalifikowała do nagród pieniężnych 30 pomysłów racjonalizatorskich. Wygłoszono 5 referatów: 1 na plenum i 4 w komisjach roboczych. Tezy i uchwały konferencji ujęto w 28 punktach, z których:

— 17 — to opinia konferencji o metodach,
— 9 — to dezyderaty pod adresem władz,
— 2 — to dezyderaty pod adresem SGP.

Konferencja spełniła swoje zadanie głównie przez pokaz i upowszechnienie twórczych myśli naszych geodetów. Wiele pomysłów racjonalizatorskich w dziedzinie przyrządów, pomocy technicznych i metod pracy zostało upowszechnionych w praktyce. Poza tym konferencja wzbudziła zainteresowanie dla poszukiwania i stosowania w praktyce nowych ułatwień pracy.

Według opinii GUGiK: „Konferencja ta zapoczątkowała poważną akcję Stowarzyszenia w zakresie postępu technicznego w geodezji. Co do uchwał, tez i dezyderatów:

— Urząd pozytywnie ustosunkował się do roli pomiarowych w pracach geodezyjnych. W celu podniesienia ich kwalifikacji urządzane są corocznie kursy szkoleniowe teoretyczne i praktyczne. Wielu z pomiarowych awansowało na stopień technika.

— Od kilku lat w Urzędzie tak zorganizowano produkcję geodezyjną w podległych przedsiębiorstwach, że prace polowe wykonuje się latem, kameralne — zimą. Odstępstwa od zasady stosuje się w wyjątkowych przypadkach, gospodarczo uzasadnionych.

— Pomiarowi w okresie zimowym zajęci są szkoleniem, czyszczeniem i konserwacją sprzętu geodezyjnego, pomagają w prostych pracach kameralnych i administracyjnych.

— Zaopatrzenie w sprzęt geodezyjny i tablice do obliczeń wysokościowych zostało w dostatecznym stopniu załatwione.

W okresie tym należało zwrócić uwagę na rozwijający się i rosnący ruch racjonalizatorski w zakresie pomiarów wysokościowych, szczególnie w tachimetrii. Nie przeprowadzono natomiast nowelizacji instrukcji pomiarowych, uważając za pierwszoplanowe instrukcje z pomiarów podstawowych i fotogrametrycznych.

— Przystąpiono na szeroką skalę do wykonania map topograficznych kraju przy zastosowaniu metod fotogrametrycznych.

— Wnioski zostały wykorzystane częściowo, ponieważ postęp techniczny poszedł dalej niż wskazywała na to konferencja, przy czym opracowano szczegółowe instrukcje dla niwelacji precyzyjnej (obowiązujące w produkcji od r. 1954) oraz niwelacji technicznej III i IV kl. (1954-1955).

Konferencja ta spełniła swoje zadanie, szczególnie na odcinku popularyzacji i oceny projektów racjonalizatorskich, przyczyniając się do rozpowszechnienia ruchu wynalazczości pracowniczej wśród geodetów".

II Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: Geodezyjne Pomiary Podstawowe" odbyła się w r. 1952.

CUGiK pismem z 31. VII. 1956 r. stwierdza, że „konferencja ta dała podstawy do ułożenia kryterium dla warunków technicznych z zakresu triangulacji podstawowej i zagęszczającej. Co do uchwał:

— W związku z likwidacją wież przenośnych w 1953 r. zaprzestano stosować metodę Kowalowa. Również nie doszło do stosowania tej metody przy innych pracach w dziedzinie pomiarów podstawowych (pomiary astronomiczne, grawimetryczne, magnetyczne), ponieważ prace te nie występowały w takim nasileniu, by można było tę metodę stosować.

— Do czasu uzyskania współrzędnych ostatecznych ze ścisłego wyrównania sieci stosuje się metody przybliżone o dokładności stosowanej do każdorazowo występujących potrzeb.

— Zasady i wyniki triangulacji wypełniającej zostały ujęte w pracy prof. dr St. Hausbrandta: „Analiza porównawcza dokładności wielkotrójkątowych i małotrójkątowych sieci triangulacyjnych nawiązana do prac geodezyjnych w Polsce", Odnośnie innych prac geodezyjnych z tej dziedziny IGiK przystąpił do opracowania monografii.

— Poligonizacja precyzyjna znajduje zastosowanie przede wszystkim dla pomiarów osnów dla celów kolejowych i jest wykonywana w oparciu o instrukcję wprowadzoną w r. 1955.

Co do wniosków:

— Charakterystyka dokładności została podana w projekcie instrukcji, która obowiązuje od 1954 r. w PPG z tym, że cechy charakteryzujące dokładność, w stosunku do podanych we wnioskach — zostały zaostrzone i między sobą zharmonizowane.

— Kontakty z placówki elektrotechniki (Politechnika Warszawska) w dziedzinie zastosowania radaru przy pracach triangulacyjnych — nie dały wyników, ze względu na słabe rozbudowanie tego rodzaju placówek w Polsce i zbyt małą dokładność uzyskiwaną przy pomocy radaru dla określenia współrzędnych punktu.

— Zadania nałożone na geodetów w dziedzinie pomiarów podstawowych zostały spełnione. Sieć triangulacji wypełniającej zdała egzamin. Wykorzystano w pełni środki transportowe oraz nowoczesny sprzęt pomocniczy.

— Druty inwarowe są produkowane w Polsce od 3 lat. Nie jest jeszcze rozwiązana zadowalająco kwestia jakości produkcji.

Konferencja ta usankcjonowała szereg nowych metod nie stosowanych dotychczas w geodezji. Między innymi została uznana triangulacja wypełniająca za postęp techniczny, wraz z szeregiem jej głównych operacji jak: projekt i konstrukcja sieci, wywiad, zabudowa, obserwacje".

III i IV Konferencje Naukowo-Techniczne SGP. Nazwą tą objęto cykl odczytów o charakterze referatów dyskusyjnych na tematy: ekonomiki i organizacji w zakresie prac geodezyjnych. Konferencje odbyły się w Warszawie w 1952 r.

Dyskusje na konferencjach i uchwalone dezyderaty miały na celu wprowadzenie porządku oraz ujednolicenie form i trybu pracy w przedsiębiorstwach geodezyjnych.

Dezyderaty uchwalone na tych konferencjach, a dotyczące wczesnych pojęć na temat organizacji przedsiębiorstw, zostały w przeważającej części spełnione z wyjątkiem takich, jak — o przystąpieniu w r. 1952 do normowania technicznego, które okazały się nieżyciowe.

V Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „Gedezyjne pomiary realizacyjne", odbyła się w 1952 r. Prace prowadzono w 2 komisjach.

Komisja I — Pomiary topograficzno-inwentaryzacyjne — zgłosiła 15 tez, z czego:

— 10 to opinia konferencji o metodach,
— 3 to dezyderaty pod adresem władz,
— 2 to dezyderaty pod adresem SGP.

Komisja II — Pomiary realizacyjne — zgłosiła 25 tez, z czego:

— 21 tez — to opinie konferencji o metodach,
— 3 — to dezyderaty pod adresem władz,
— 1 — to dezyderat pod adresem SGP.

Według opinii CUGiK: „Konferencja dała wytyczne dla rozwiązania problemów związanych z dziedziną pomiarów, które miały za sobą mały dorobek doświadczalny i nukowy. Konferencja postawiła wyraźne problemy do rozwiązania, wskazała drogi postępowania, sprecyzowała najważniejsze kierunki badań na przyszłość, ustaliła tok prowadzenia robót polowych i kameralnych, określiła typy osnów realizacyjnych, scharakteryzowała dokładność osnów i pomiarów. Obecnie pomiary te są prowadzone na odpowiednim poziomie, wykonują je fachowcy-geodeci w przedsiębiorstwach mierniczych pod nadzorem naukowo-technicznym IGiK.

Od czasu odbycia się konferencji (1952 r.) do chwili obecnej ustaliły się metody pomiarów inwentaryzacyjnych i realizacyjnych. Wzbogaciła się literatura fachowa krajowa i zagraniczna w tej dziedzinie. Wykształcił się nowy personel fachowców w poszczególnych przedsiębiorstwach mierniczych, wyższe uczelnie dały pierwszych inżynierów geodetów ze specjalnością pomiarów realizacyjnych.

Obecnie większość tych tez straciła w dużym stopniu na swej aktualności.

IGiK prowadzi prace naukowo-badawcze także z dziedziny pomiarów inwentaryzacyjnych i realizacyjnych. Dotychczas ukazały się następujące prace IGiK:

— S. Hausbrandt: „Trasowanie osnowy geodezyjnej pod postacią siatki kwadratów w oparciu o podstawy rachun-

ku wyrównawczego i pojęcia krakowianów transformujących".

— Gombrych i Panasiuk: „Tablice krakowianów transformujących do wyrównania obserwacji liniowych i kątowych w siatkach kwadratów przy pomiarach realizacyjnych wg metody prof. St. Hausbrandta".

W ramach ruchu wynalazczości pracowniczej ukazała się praca WOPM — Br. Łącki i H. Jurczyński: „Budowlane siatki realizacyjne".

Dla pomiarów przemysłowych opracowywane są instrukcje resortowe.

W obecnych warunkach zakłady produkujące sprzęt geodezyjny w kraju nie mogą podjąć się wytwarzania precyzyjnych instrumentów pomiarowych o właściwej jakości i dokładności.

IGiK ma opiekę nad wszystkimi pomiarami odkształceń zakładów przemysłowych.

W sprawie pomiarów realizacyjnych: W IGiK istnieje komórka normalizacji, która przystąpiła do opracowania norm znaczeniowych z zakresu pomiarów realizacyjnych. Komórka ta ustaliła podział tematyczny w tej dziedzinie pomiarów na:

1. Pomiary dla potrzeb projektowych.
2. Trasowanie projektów.
3. Pomiary inwentaryzacyjne.
4. Pomiary badawcze.

Pierwszy katalog norm dla pomiarów realizacyjnych opracowano w r. 1953. Następnie w 1955 r. ukazała się druga redakcja katalogu (normy scalone) oraz trzecia redakcja w r. 1956. Prace koncepcyjne wyłączone są obecnie z akordu i ustawione jako limity czasu.

Przed przystąpieniem do pomiarów realizacyjnych, jak też i w pomiarach inwentaryzacyjnych, przedsiębiorstwo wykonawcze ustala łącznie z inwestorem warunki techniczne, w których precyzuje się dokładność tyczenia poszczególnych elementów budowy, metody pomiarów, rodzaj osnowy poziomej i pionowej, metodę wyrównania, dokładność obliczeń itp.

W r. 1954 PPWK — wydało „Tablice do tyczenia krzywych". Cz. I — Łuki kołowe oraz w r. 1956 Cz. II — Klotoida mgr inż. M. Lipińskiego.

VI Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „Metody i organizacje zdjęć ortogonalnych" — odbyła się w Warszawie w r. 1953. Podstawą do obrad, do dyskusji były dwa referaty kolegów: Skałeckiego i O. Grodzkiego oraz koreferaty kolegi E. Weycherta.

W wyniku konferencji uchwalono zalecenia: przyjęcia dyskutowanych metod jako wyjściowe do tworzenia coraz to lepszych metod w dziedzinie pomiarów szczegółowych. CUGiK stwierdził, że wskazówki, jakich udzieliła konferencja, stanowią zbiór praktycznych uwag organizacyjnych przy pomiarach miejskich, związanych ze zdjęciem sytuacji oraz że są wykorzystane jako materiał szkoleniowy i pomocniczy w produkcji.

VII Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „Pomiary geodezyjno-górnicze związane z uzbrojeniem szybu, ustawieniem wież szybowych i maszyn wyciągowych" — odbyła się w Katowicach w r. 1955 staraniem b. Oddziału Geodetów Górniczych.

Materiały z tej konferencji, jak też zainteresowania i realizację uchwał przejęło nowo organizujące się Stowarzeszenie Inżynierów i Techników Miernictwa Górniczego.

VIII Konferencja Naukowo-Badawcza SGP na temat: „Metody zakładania osnów geodezyjnych dla potrzeb gospodarczych i ustalenia ich dokładności" — odbyła się w 1954 r. w Warszawie.

Temat konferencji ujęto w 4 referatach i 3 koreferatach. Objęto nimi osnowy geodezyjne w pomiarach miejskich, rolnych, leśnych i wodno-melioracyjnych. Poza pracownikami geodezji wzięli w niej udział odbiorcy opracowań geodezyjnych: melioranci i leśnicy. Okoliczność ta miała poważny wpływ na przebieg dyskusji, w rezultacie uchwalono tezy, które poszły w kierunku uproszczeń pomiarów wykonywanych dla celów gospodarczych. Tak na przykład:

— teza pierwsza stwierdzała, że dla potrzeb gospodarczych wykonuje się osnowy geodezyjne i pomiarowe oraz mapy w lokalnych układach współrzędnych.

— teza druga wskazywała na celowość włączania zaewidencjonowanych punktów osnowy tak, żeby później można było każdą osnowę przeliczyć na układ państwowy.

W piśmie z 14.X.1945 r. GUGiK przedstawił realizację wyników tej konferencji następująco:

„VIII Konferencja Naukowo-Techniczna przyczyniła się do uporządkowania ogólnych zasad zakładania osnów geodezyjnych dla potrzeb gospodarczych.

Uchwalone na konferencji tezy zostały przez GUGiK przyjęte za podstawę przy uzgadnianiu resortowych instrukcji technicznych oraz wykorzystane przy ustalaniu wytycznych dla opracowywanych obecnie na zlecenie GUGiK: projektu nowelizowanej instrukcji B. I. b. GUPK i projektu instrukcji technicznej dotyczącej triangulacji miast.

Nie wszystkie tezy są i były realizowane w pełnym zakresie, jak na przykład teza 1 i związane z nią niektóre tezy następne. Główny Urząd jest zdania, że nie wszystkie osnowy geodezyjne dla potrzeb gospodarczych należy wykonywać w układach lokalnych. Zdaniem GUGiK każdy pomiar, w wyniku którego powstaje opracowanie kartograficzne, które powinno być wykorzystane do opracowania mapy gospodarczej, musi być dowiązywany do punktów państwowej sieci geodezyjnej, w zasadzie obliczany w układzie państwowym.

Tezy 1 i 2 wywarły poważny wpływ na stanowisko na przykład Min. Rolnictwa, które przez długi okres czasu nie godziło się na przyjęcie postulatu GUGiK, wymagającego — wbrew tym tezom — nawiązywania nowych pomiarów do sieci państwowej. Jak wynika bowiem z praktyki, uwzględnienie tez 1 i 2 w instrukcji technicznej o pomiarach PGR nie zabezpieczyło potrzeb ogólnych i nie pozwoliło uniknąć dużej ilości powtórnych pomiarów dla mapy gospodarczej.

Obecnie wymieniony wyżej postulat GUGiK został już powszechnie uznany i odpowiednie resortowe instrukcje podlegają przepracowaniu.

Zagadnienie osnów geodezyjnych w miastach i dowiązanie ich od sieci państwowej, jak już wspomniano — jest obecnie przedmiotem zespołowego opracowania w oparciu o najnowsze zdobycze teoretyczne i praktyczne.

Teza 8 postulująca wydłużenie norm długości ciągów poligonowych i niwelacyjnych została w pełni wzięta pod uwagę przy ustalaniu wytycznych do nowelizacji instrukcji B. I, poza tym była uwzględniana przy opracowywaniu instrukcji resortowych.

Teza postulująca 7-miesięczny termin dla opracowania resortowych instrukcji technicznych w oparciu o tezy VIII konferencji była całkowicie nierealna. CUGiK, opierając się na intencji zawartej w tej tezie, przedsięwziął w stosunku do wszystkich zainteresowanych resortów energiczną akcję w kierunku doprowadzenia do opracowań odpowiednich instrukcji resortowych.

W związku z tą akcją zostały podjęte opracowania w resortach rolnictwa, leśnictwa, gospodarki komunalnej, przemysłu ciężkiego i innych.

Podstawą do kształtowania się dalszej polityki GUGiK, w zakresie resortowych instrukcji technicznych, jest stanowisko sprecyzowane w referacie prezesa GUGiK na zjeździe w Toruniu".

IX Konferencja Naukowo-Techniczna SGP na temat: „Geodezyjne szkolnictwo zawodowe" — odbyła się w Łodzi w r. 1954. Realizacja uchwał tej konferencji została przedstawiona w piśmie GUGiK z 31.VII.1956 r.

A. Uchwały Komisji Wnioskowej:

1. Zacieśnienie współpracy z nauczycielami radzieckimi przez wyjazdy do ZSRR — nie zostało zorganizowane z przyczyn niezależnych od Urzędu.

2. W lutym 1956 r. zostało zorganizowane Technikum Geodezyjne Zaoczne w Warszawie (z punktami konsultacyjnymi w Krakowie i Poznaniu), zapewniające pomocniczym siłom technicznym, pracującym w służbie geodezyjnej podnoszenie kwalifikacji zawodowych.

B. Wnioski Komisji I — Kadry Techników i Organizacji Szkolnictwa Geodezyjnego.

1. Zapotrzebowanie na geodezyjne kadry techniczne zostało ustalone na okres 1956-1960 w drodze ustalenia rzeczywistych potrzeb gospodarki narodowej, przy czym, zwłaszcza dla rolnictwa, znacznie przewyższa ono aktualne możliwości średniego szkolnictwa geodezyjnego.

2. W toku realizacji znajduje się rozszerzenie programów wychowawczych, realizowane przez ściślejsze powiązanie nauczania z wychowaniem. Obserwuje się znaczną poprawę w zakresie otaczania uczniów opieką w okresie nauki w technikach.

3. Absolwenci techników geodezyjnych, przydzieleni do przedsiębiorstw, pracują w okresie półrocznym na ulgowych normach (względnie wykonują prace nienormowane).

4. Zasadniczo realizuje się wobec przeważającej części absolwentów zasadę zatrudniania ich w terenie bezpośredniej produkcji (mała część przy pracach kameralnych — głównie w PPF).

5. Opracowanie planów nauczania dla 5-letniego okresu nauki w technikum na podbudowie 7 klas szkoły podstawowej jest w trakcie realizacji.

Nauka na podstawie tych planów nauczania rozpocznie się w r. 1957/58. W r. 1956/57 zostały uruchomione dla specjalności geodezja rolna i leśna klasy technikum dwuletniego na podbudowie szkoły jedenastoletniej (dla maturzystów), klasy te będą uruchomione przy technikach geodezyjnych w: Białymstoku, Bydgoszczy, Jarosławiu i Wrocławiu (6 oddziałów — ogółem dla 240 maturzystów).

6. Przy opracowywaniu nowej nomenklatury przewiduje następujące specjalności:

a) geodezja ogólna (dawna geodezja szczegółowa i sepcjalna),

b) geodezja rolna i leśna,

c) fototopografia (w powiązaniu z kartografią).

7. Lokalizacja 11 techników geodezyjnych (młodzieżowych) pozostaje bez zmian, to jest: w Białymstoku, Bydgoszczy, Jarosławiu, Krakowie, Lublinie, Łodzi, Opolu, Poznaniu, Katowicach, Warszawie i Wrocławiu. Projektowane jest — stosownie do uchwały Kolegium GUGiK (w październiku 1955 r.) — utworzenie dwunastej szkoły na wybrzeżu (Szczecin).

C. Wnioski Komisji II — Kadry pedagogiczne i metodyki nauczania.

1. Tworzenie etatów asystenckich jest w trakcie realizacji. Obecnie ponad połowa szkół posiada asystentów przedmiotów zawodowych. Na przeszkodzie stoją trudności finansowe.

2. Nie utworzono dotychczas ośrodka metodycznego szkolnictwa geodezyjnego przy GUGiK z braku środków finansowych i etatów.

3. Nie zostały dotychczas wprowadzone zniżki godzin nauczania dla członków (przewodniczących) Komisji Przedmiotów Zawodowych z powodu braku środków finansowych, zagadnienie to jest przedmiotem rozważań ZSZ i prawdopodobnie zostanie pomyślnie rozwiązane w najbliższym czasie.

4. Stopniowo i corocznie zwiększa się liczba nauczycieli przedmiotów zawodowych, zatrudnionych na pełnych etatach (w br. szkolnym przybędzie około 10 inżynierów zatrudnionych wyłącznie w szkolnictwie geodezyjnym).

5. Organizacja roku szkolnego przewiduje nabór 40 uczniów do klasy I (ogółem 25 klas, w tym 6 klas dla maturzystów).

6. Na delegowanie wysoko kwalifikowanych sił technicznych z produkcji do prowadzenia ćwiczeń w geodezji — trudno jest uzyskać zgodę zainteresowanych przedsiębiorstw, nadmienić jednak trzeba, że technika i ZSZ przełamały już najpoważniejsze trudności na tym odcinku.

7. Zaopatrzenie szkół w instrumenty ulega stałej i szybkiej poprawie, o czym świadczy stały poważny wzrost corocznych nakładów inwestycyjnych na zakup sprzętu geodezyjnego (w r. 1954 — około 100 000 zł, w r. 1955 — ok. 800 000 zł, w r. 1956 — 2 000 000 zł).

8. Zagadnienie roztoczenia opieki nad absolwentami i praktykantami w przedsiębiorstwach nie zostało dotychczas zadowalająco rozwiązane, zarówno przez GUGiK, podległe przedsiębiorstwa i przez inne resorty.

9. Poprawa warunków lokalowych szkół i internatów jest stałą troską Urzędu. W ciągu ub. 3 lat bez mała dwukrotnie powiększyła się powierzchnia izb lekcyjnych w szkołach (poprawa warunków lokalowych w technikach w: Białymstoku, Bydgoszczy, Lublinie, Wrocławiu, Poznaniu, w trakcie realizacji — w Jarosławiu, Krakowie, Katowicach, Opolu i Łodzi). Pomimo zwiększenia liczby miejsc w internatach nie nadążono w tej dziedzinie za wzrostem szkolnictwa geodezyjnego, obecnie 1 miejsce w internacie przypada na 14 uczniów (w r. 1953/54 było 1 miejsce na 13 uczniów).

10. Obsadzenie stanowisk dyrektorów w technikach geodezyjnych geodetami-pedagogami nastręcza duże trudności z powodu braku pedagogów wśród geodetów, niskich uposażeń w szkolnictwie i trudności mieszkaniowych. Obecnie w każdej szkole jest inż.-geodeta co najmniej na stanowisku zastępcy dyrektora.

11. Plan nauczania matematyki przy projektowanym 5-letnim cyklu nauczania zostanie zwiększony o 2 godziny tygodniowo bez powiększenia objętości dotychczasowego materiału nauczania tego przedmiotu.

D. Wnioski Komisji III — Program Nauczania i Pomocy Naukowych.

1. Przy opracowywaniu planów nauczania i programów Urząd będzie współpracował z komisjami przedmiotów zawodowych w technikach, co zostało zapoczątkowane już w trakcie uzgodnienia programu nauczania matematyki i geodezji.

2. Dotychczasowa działalność PPWK w dziedzinie wydawnictw podręczników szkolnych oparta była głównie na wykorzystywaniu kadry pedagogicznej techników geodezyjnych jako autorów podręczników.

3. Zaopatrzenie w przybory kreślarskie, między innymi w papier — ulega stałej poprawie i dokonywane jest w miarę możności — centralnie przez Urząd.

a) Wniosek B/1 został ponowiony na XI zjeździe w formie uchwały nr 3 i jest w trakcie poważnego opracowania w dostosowaniu do zmienionych obecnie warunków gospodarczych.

b) W wyniku reorganizacji administracji państwowej, geodezyjne szkolenie zawodowe zostało przeniesione z zakresu działania GUGiK do zakresu działania Ministerstwa Oświaty.

c. d. n.

inż. Henryk Jasiński

Z PRAC KOŁA SGP PRZY PAŃSTWOWYM PRZEDSIĘBIORSTWIE WYDAWNICTW KARTOGRAFICZNYCH

Koło zakładowe Stowarzyszenia Geodetów Polskich przy Państwowym Przedsiębiorstwie Wydawnictw Kartograficznych działa od roku 1954. Okres to niedługi, ale pełen różnorakich prac i usiłowań, toteż warto — sądzimy — przedstawić jego dzieje czytelnikom Przeglądu Geodezyjnego.

Już od początku istnienia PPWK geodeci odgrywali poważną rolę w jego pracach. Większość z nich była członkami SGP, niektórzy uczestniczyli nawet we władzach i organach stowarzyszenia, ale dopiero w r. 1953 zaczęto realizować myśl stworzenia koła zakładowego, które mogłoby zorganizować życie zawodowe w przesiębiorstwie i pokierować nim w sposób przemyślany i zgodny z kierunkiem ogólnego ruchu technicznego w Polsce.

Rok	Inżynierowie	Technicy	Inni	Razem
1954	5	1	1	7
1955	8	5	1	14
1956	8	6	1	15
1957	8	5	1	14

Początkowo znalazło się w kole zaledwie 7 osób, ale już w drugim roku działalności udało się przyciągnąć wszystkich zatrudnionych w PPWK kolegów-geodetów. Ilościowy rozwój koła przedstawia poniższe zestawienie:

Na początku istnienia koła wszyscy członkowie mieli bardzo znaczne, idące w setki złotych, zaległości w składkach członkowskich oraz na Fundusz Pośmiertny. Kolejne jednak zarządy przywiązywały do sprawy tej, leżącej we wspólnym interesie stowarzyszenia, wielką wagę i dzięki ich uporczywym wysiłkom udało się do końca roku 1955 zlikwidować wszelkie zaległości.

Wspominamy o tym nie dlatego, aby było to jedynym czy najpoważniejszym osiągnięciem koła. Czynimy to, ponieważ fakt uregulowania stosunków finansowych ze stowarzyszeniem świadczy o poważnym i rzetelnym odnoszeniu się naszych kolegów do ich społecznej organizacji.

Zasadnicze prace koła rozwinęły się w dwóch głównie kierunkach:

1. Odczyty i wystawy
2. Szkolenie i racjonalizacja.

Zajmijmy się kolejno tymi dziedzinami.

W okresie, którego dotyczy niniejsza notatka wygłoszono ogółem 20 oryginalnych referatów, opracowanych w większości przez członków naszego koła, a w paru tylko przy-

padkach przez zaproszonych i zainspirowanych przez koło specjalistów spoza PPWK. Dla przykładu podamy parę bardziej interesujących tematów, którym poświęcone były nasze odczyty:

Zbigniew Brunner — Kartografia niemiecka na Targach Lipskich,

Zbigniew Brunner — Organizacja zakładów kartograficznych w Niemczech,

Leszek Gasztych — Postęp techniczny w niemieckich zakładach kartograficznych w Gotha,

Leszek Gasztych — Reprodukcja w zakładach kartograficznych w Gotha,

Feliks Gąsiewicz — Osiągnięcia kartografii radzieckiej po Wielkiej Rewolucji Październikowej,

Andrzej Lorentski — Generalizacja linii brzegowej na mapach małoskalowych,

Maria Morawiec — Fizyczne mapy szkolne,

Felicjan Piątkowski — Fotograficzne przekształcenie w kartografii,

Gabriela Rządkowska — Mapy tektoniczne, geologiczne i gleboznawcze jako mapy wielobarwne,

Irena Rzepecka — O pracach w dziedzinie redakcji i dokumentacji map w przedsiębiorstwie kartograficznym w Moskwie,

Jan Rzędowski — O organizacji przedsiębiorstw kartograficznych w Moskwie, Rydze i Mińsku (Sprawozdanie z delegacji do Związku Radzieckiego),

Kazimierz Sawicki — Tytus Boratyni, mechanik, astronom, geodeta i Regis Poloniae Architectus,

Kazimierz Sawicki — Dramatyczny epizod pomiary włócznej,

Bogodar Winid — Wrażenia ze zjazdu geografów w Rio de Janeiro iz wystawy kartograficznej.

Wiele z tych referatów było po wygłoszeniu publikowanych, a rękopisy ich wszystkich i tych co nie były publikowane, są przechowywane przez koło, które na każde życzenie którejś z organizacji SGP lub innych stowarzyszeń czy instytucji gotowe jest je udostępnić z zastrzeżeniem oczywiście praw autorskich.

Z podanej tematyki widać, że zainteresowania członków naszego koła odbiegają od geodezji sensu stricto, a grupują się wokół zagadnień kartograficznych. Wynika to ze specyfiki produkcji naszego zakładu. Zainteresowania i prace naszych kolegów nie wiszą w próżni, lecz spełniają konkretne zadania: pogłębiania wiedzy technicznej i podnoszenia sprawności zawodowej wszystkich pracowników naszego przedsiębiorstwa.

Podobne zadania spełniać miały i wystawy. Zorganizowano ich 5:

Feliks Gąsiewicz, Stanisław Zbrzeźniak — Wydawnictwa kartograficzne obce i własne,

Feliks Gąsiewicz, Stanisław Zbrzeźniak — Zagraniczne wydawnictwa kartograficzne,

Feliks Gąsiewicz, Stanisław Zbrzeźniak — Radziecka książka kartograficzna, geograficzna i poligraficzna,

Stanisław Zbrzeźniak — Wydawnictwa PPWK,

Stanisław Zbrzeźniak — Jak powstaje mapa.

Szczególnym powodzeniem cieszyła się właśnie ostatnia, o charakterze zdecydowanie popularyzatorskim. Zadaniem jej było poinformowanie jak najszerszych kręgów społeczeństwa o procesie tworzenia mapy, który jest bardzo mało znany. Wydaje się, że wystawa ta, którą na kiermaszu Dni Książki zwiedziło kilkadziesiąt tysięcy osób, zadanie to spełniła dobrze.

Omówione wyżej dziedziny pracy łączą się mocno ze szkoleniem i instruktażem, tę bowiem przede wszystkim rolę spełniają odczyty i wystawy. Poza tym jednak koło nasze rozwijało i bezpośrednią działalność szkoleniową. W r. 1955 zorganizowaliśmy na przykład 25-godzinny kurs układania warstwic z modelu plastycznego dla rysowników kartograficznych. Program kursu przewidywał wykonanie trzech ćwiczeń, z których każde polegało na wykonaniu przekrojów i warstwic z modelu plastycznego w dwu skalach: dużej i małej. Nieobowiązkowe było ćwiczenie z kreskowania i cieniowania.

Poważnym wysiłkiem szkoleniowo-instruktażowym było też parokrotne w ciągu tych lat przeszkalanie praktyczne studentów Politechniki i Uniwersytetu, którzy odbywali w naszym zakładzie praktyki wakacyjne.

Osobny rozdział pracy stanowi racjonalizacja. Tutaj udział koła był dwojaki: koledzy nasi sami opracowywali wnioski racjonalizatorskie, a jednocześnie służyli pomocą tym racjonalizatorom, którym brak wykształcenia technicznego nie pozwalał na samodzielne rozwiązanie szczegółów pomysłu. Że praca ta nie była marginesem naszej działalności świadczy fakt, że w jednym tylko roku 1955 złożono w naszym przedsiębiorstwie 15 wniosków racjonalizatorskich, z których 7 wprowadzono do produkcji.

Tak się złożyło, że notatka ta objęła jasne tylko strony naszej pracy. Nie znaczy to jednak, aby praca ta biegła bez żadnych zakłóceń czy trudności. Jest ich niemało i o nich — w następnej korespondencji.

K—S

LIST Z PIĄTEGO KONTYNENTU

Australia dla przybysza wydaje się początkowo dziwna, nie podobają mu się zwyczaje i obyczaje, wszystko go razi, począwszy od słońca, a kończąc na lewostronnym ruchu, nie wspominając o świętach Bożego Narodzenia, które dokładnie wypadają w lecie. Dziwne, zamiast siedzieć przy ciepłym piecu i choince, wszyscy przesiadują na plażach, w ogrodach i na wycieczkach.

Dlaczego nic się nie podoba? Otóż każdy przybysz nastawiony jest na to, iż wszystko do czego był przyzwyczajony jest słuszne i w Australii powinno być tak samo. Na ogół jednak wrażenie to dość szybko mija i nawet pory roku zaczynają się podobać, zwłaszcza, że Australijczycy są uprzejmi, choć mają swój specyficzny sposób bycia.

Australia, kontynent trochę mniejszy obszarowo od Europy, ubogo jest zaopatrzona w słodkie wody. Zaledwie kilka rzek nie wysycha w lecie, reszta to rzeki i rzeczki sezonowe, uzależnione od opadów deszczowych. Złośliwie ulokowało się pasmo gór we wschodniej stronie Australii, stanowiąc główną przeszkodę dla chmur deszczowych. Stąd im dalej od wybrzeży, tym mniejsza ilość opadów.

Klimat w północnej części kontynentu tropikalny, w pozostałych częściach ciepły, wytworzył specyficzną i charakterystyczną roślinność. Najbardziej odpornymi z drzew na suszę i brak deszczu są eukaliptusy, które pokrywają większą część Australii. Powykręcane ich gałęzie robią wrażenie cierpiących drzew. Lasów w naszym pojęciu tu nie ma, z wyjątkiem kultywowanych, a drzewa i trawy tworzą gąszcz zwany tu popularnie „buszem" (bush), niejednokrotnie nie do przebycia. Przedstawia on olbrzymie niebezpieczeństwo dla turystów amatorów, bowiem zabłądzić w nim niesłychanie łatwo. W takich wypadkach wysyłane są na poszukiwania zagubionych specjalne grupy ludzi pod kierunkiem „buszmenów". Cały szereg roślin jest pod ochroną ze względu na łatwość wyniszczenia, zwłaszcza tych, których duże kwiaty mają piękne, żywe i kontrastowe kolory.

Niedźwiadek Koala

„Emu"

Skała „Orphan Rock" (Skała Sieroty) w górach Nowej Południowej Walii

Wrzosowiska w górskich dolinach Nowej Południowej Walii

Wodospad „Bridal Veil" (Ślubny Welon)

Świat zwierzęcy reprezentuje wiele gatunków charakterystycznych dla Australii, natura przystosowała je do klimatu. Słynne kangury, robiące dziwne wrażenie czegoś pośredniego między żyrafą a królikiem, spotyka się daleko od miast. Najwięcej jednak zasługują na zwrócenie uwagi niedźwiadki koala. Małe, pulchniutkie, łagodne i nie obawiające się ludzi (fałszywe zaufanie), robią niesłychanie miłe wrażenie. Żywią się liśćmi eukaliptusów i nigdy nie piją wody. Oposy, szare o długim puszystym ogonie, mające w oczach coś lisiego, to jest spryt i bystrość, lubiące słodkie rzeczy i przyzwyczajające się do ludzi. Są chronione (ustawowa kara za zabicie — 50 funtów), należą bowiem do pożytecznych zwierząt — tępią węże, których spora ilość, różnych gatunków znajduje się tutaj. Najgroźniejszymi są: wąż — tygrys (tiger-snake), czarny wąż (black-snake) i zielony (green-snake) — mały, często przesiadujący na drzewach. W ciągu siedmiu lat spotkałem jedynie dwa czarne węże, które zresztą dość pośpiesznie ominąłem.

Pandanus na nadmorskiej plaży

Do nieprzyjemnych istot należą również pająki. Do najbardziej jadowitych, których ukąszenie powoduje śmierć w ciągu kilku godzin, należą: „red-back", wielkości wiśni i posiadający czerwoną pręgę wzdłuż tułowia, „trap-door"— dochodzący do wielkości śliwki oraz najgroźniejszy „funnel-web" — stosunkowo najczęściej spotykany w rejonie Sydney.

Ciekawie przedstawiają się Góry Niebieskie w Nowej Południowej Walii, na północ od rzeki Nepean, które rzeczywiście wyglądają niebiesko. Był to kiedyś wyż wzniesiony gwałtownie do 1500 m wysokości. Na skutek erozji potworzyły się wąwozy, często o pionowych skalistych ścianach, doliny i fałdy, wszystko pokryte „buszem", a obecnie również osiedlami letniskowymi i miasteczkami. Największym miastem w Niebieskich Górach jest Katoomba, wyniesiona ponad otaczające ją skały, wąwozy i urwiska z wodospadami. Śnieg jest tu rzadkością i zaledwie raz lub dwa w okresie zimy pokrywa na krótko Góry Niebieskie ku radości Australijczyków, którzy często przyjeżdżają w nadziei zobaczenia go. Wielu nie widziało go jednek w swym życiu.

Góry Niebieskie w kierunku południowym łączą się z Alpami Australijskimi, których najwyższy szczyt (około 2230 m) osiągnięty w poprzednim stuleciu przez Polaka Pawła Strzeleckiego nazwany został przez niego Górą Tadeusza Kościuszki (Australijczycy wymawiają Kozjosko). Najwyższa część Alp nosi również nazwę Śnieżnych Gór (Snowy Mountains); w zimie normalnie pokryte są one śniegiem, toteż coraz więcej rozwija się tu sport narciarski. W górach budowane są olbrzymie zapory wodne, ze specjalnymi tunelami do rozprowadzania wody oraz elektrownie w celu odciążenia elektrowni miejskich i zaopatrywania w prąd linii kolejowych, już zelektryfikowanych lub będących w trakcie przebudowy.

Australia jest podzielona na sześć stanów: Quensland, New Sout, South Wales, Victoria, South Australia, West Australia i Tasmania, która jest wyspą położoną na południe od Australii, a której stolicą jest Hobart. Północno-środkowa część, z głównym miastem Darwin, nosi nazwę Terytorium Północnego i podlega kompetencjom rządu federalnego.

Każdy stan posiada własny rząd wybierany na okres czterech lat. Przed upływem kadencji ustępujący premier wyznacza termin wyborów do sejmu i senatu i partia, która zdobędzie największą ilość posłów, tworzy rząd. Obecnie istnieją cztery partie: partia pracy, partia liberalna, partia rolników i partia komunistyczna.

W Nowej Południowej Walii od szeregu lat rządy sprawuje partia pracy. Ogólną władzę stanowi rząd federalny z siedzibą w Canberra, wybierany również na okres czteroletni.

Tadeusz Waldorf-Kubiczek
Sydney, Australia

Baobab australijski

Krajobraz Nowej Południowej Walii

„Bush" w górach Grampion w Victorii

Fragment drogi pod miastem Darwin

KRONIKA POLSKIEGO TOW. FOTOGRAMETRYCZNEGO

Regulamin Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego wydrukowany został w niniejszym zeszycie na III stronie okładki

Sesje robocze komisji technicznych Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego w Brukseli — 5—10 maja 1958 r.

W czasie od dnia 5 do 10 maja odbędą się w Brukseli sesje robocze czterech głównych komisji technicznych Międzynarodowego Towarzystwa Fotogrametrycznego, a mianowicie:

Komisji I. Zdjęcia lotnicze i nawigacja.

Komisji II. opracowanie fotogrametryczne, teoria, instrumenty

Komisji III. Aerotriangulacja

Komisji IV. Mapy fotogrametryczne

Organizacja tych sesji została powierzona Belgijskiemu Towarzystwu Fotogrametrycznemu.

Prace fotogrametryczne na Spitsbergen

W dniu 28 lutego br. odbył się w gmachu NOT w Warszawie odczyt kolegi mjr Cezarego Liperta pt.: „Prace fotogrametryczne na Spitsbergen". Ilustrowany przezroczami odczyt wywołał ożywioną dyskusję. Obecnych było około 30 osób.

Kursy Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego

Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne przewiduje zorganizowanie przy Politechnice Warszawskiej kursu wg następującego programu:

1. Algebra i analiza wektorowa — około 20 godzin
2. Elementy algebry liniowej — około 10 „
3. Ćwiczenia z w.w. przedmiotów — około 15 „

Kurs ma być przeprowadzony w okresie dwumiesięcznym, dwa razy w tygodniu. Wykładowcą kursu będzie prof. Wyszkowski z Politechniki Warszawskiej.

WŚRÓD KSIĄŻEK I WYDAWNICTW

TRASOWANIE URZĄDZEŃ PODZIEMNYCH I OBSŁUGA W TRAKCIE ICH BUDOWY ORAZ INWENTARYZACJA. Praca *mgr inż. Zygmunta Pohoskiego* szerzej ujmuje temat niż to opiewa tytuł. Drugi bowiem z kolei paragraf omawia rozplanowanie urządzeń podziemnych, a to jest przecież dużo więcej niż wytyczenie kierunku. Mapa ulicy jest podstawą rozplanowania urządzeń. Ale nie tylko. Integralną częścią podkładu jest profil podłużny i profile poprzeczne ulicy. Wymagania stawiane przez Autora inwentaryzacji stanu istniejącego urządzeń pod i na ulicy są skromniejsze w porównaniu z wymaganiami mgr inż. J. Czarskiego wysuwanymi pod adresem map ulic. Po ustaleniu pełnego obrazu urządzeń istniejących zamierzeń zainteresowanych instytucji, Autor zaleca dopiero przystąpić do rozplanowania urządzeń podziemnych. Przy rozmieszczaniu przewodów Autor opiera się równocześnie na projektowanym przekroju poprzecznym ulicy, podaje normatywy rozmieszczenia przewodów. Ostateczny projekt uzgadnia się z zainteresowanymi instytucjami miejskimi.

Wyznaczenie trasy urządzeń podziemnych w terenie i współpraca geodezyjna w czasie budowy ujęta jest przez Autora roboczo, tak jak przebiega tok wykonania zadań technicznych przy wyznaczaniu osi niwelety trasy i przekazania wyników przedstawicielowi zainteresowanej instytucji.

Cenne zalecenie Autora o potrzebie założenia przez służbę geodezyjną miejską stale aktualnej ewidencji urządzeń podziemnych miast staje się tym aktualniejsze, że brak ewidencji stał się powodem wielomilionowych strat na skutek zbędnych inwestycji, uszkodzeń istniejących przewodów, porażeń itp. i opis inwentaryzacji i zasady organizacji ewidencji urządzeń podziemnych jest wskazówką w wielkiej akcji, jaką prowadzą zainteresowane instytucje na terenie miast, mającej na celu ustalenie stanu urządzeń. Służba geodezyjna ma ważną rolę do spełnienia w planowej gospodarce urządzeniami podziemnymi i wszędzie tam, gdzie to zagadnienie jest zaniedbane. Inicjuje ona w porozumieniu z wojewódzkimi zarządami wodociągów, kanalizacji, gazownictwa, energetyki itp., akcję inwentaryzacyjną, a później współpracy w rozplanowaniu, obsłudze w czasie budowy i kontroli powykonawczej elementów sytuacyjnych i wysokościowych przewodów.

Inwentaryzacja nieznanych urządzeń podziemnych wymaga stosowania metody odkrywkowej; warto tę metodę szerzej opisać w niniejszym rozdziale .

POMIARY ARCHITEKTONICZNE. Praca *dr inż. Jerzego Gomoliszewskiego* i *mgr inż. Tomasza Gomoliszewskiego* — w istocie swej o zasięgu ogólniejszym — słusznie znalazła się w geodezji gospodarczej poświęconej specjalności miejskiej. Metoda według podanych przykładów znalazła zastosowanie na budowlach zabytkowych i kultu religijnego. Na tym nie kończy się ekspansja pomiarów architektonicznych. W orbitę ich wpływów grawituje znacznie więcej obiektów i to przede wszystkim gmachów monumentalnych, złożonych budowli inżynierskich, gabarytów ulic, pomników, kompozycji brył tworzących perspektywy urbanistyczne itd.

Cały zespół brył architektonicznych wymienionych wyżej łączy się zdecydowanie z zapotrzebowaniem budownictwa miejskiego i konserwatorów architektonicznych, działających na terenie miast ze względu na zagęszczenie tych obiektów w obrębie miasta. Niewątpliwie rozdział o pomiarach architektonicznych jako pomiar metodami bezpośrednimi należy do najbardziej zaciekawiających. Odtworzenie skomplikowanej bryły architektonicznej, wzbogaconej olbrzymią ilością dzieł sztuki, ozdób, kształtów elementów architektonicznych jest dziełem samym w sobie trudnym, a dokonanie metodą techniki matematycznej, jaką jest geodezja, należy zaliczyć do majstersztyków.

Precyzja wyników pracy geodezyjnej idzie w zawody z ambicją i umiejętnością odczytania ukrytych tajników architektonicznych, zawartych w kompozycji wymiarów. Autorzy podają wiele nad wyraz ciekawych przykładów naukowych odkryć dotyczących na przykład budowli narosłych na fundamentach pierwotnej budowli, przebudowy zabytków w ciągu minionych wieków, korekt kompozycyjnych dla wywołania efektów perspektywicznych itp Korzyści sporządzenia planów architektoniczno-konstrukcyjnych są wielostronne: naukowe, historyczne, inwentaryzacyjne itd.

Autorzy poszukują dokładności, w jakich obracać się powinny pomiary architektoniczne i określają je dla zabytków i badań naukowych na średni błąd ± 0,35 cm dla pozostałych obiektów ± 1 cm. Podanie dokładności pomiaru i dalsze wnioski z nich wyprowadzane nabiorą właściwego wydźwięku gdyby czytelnik mógł je skonfrontować z dokładnością techniki budownictwa średniowiecznego, z granicą świadomych korekt i niezamierzonych tolerancji w wymiarach wysokości, szerokości, grubości w pionie i poziomie. Współczesne budownictwo polskie dalekie jest od dokładności milimetrowych.

Pomiary architektoniczne posługują się w czasie zdjęć szczegółów wieloma metodami geodezyjnymi i fotogrametrycznymi. Metody te, w zależności od warunków pracy i założonych dokładności wykazują niepożądane wady i automatycznie ustępują efektywniejszym i jakościowo-precyzyjnym. Po omówieniu techniki pracy, zalet i wad wszystkich metod pomiarów architektonicznych Autorzy na pierwszy plan wysuwają metodę bezpośrednią na dalszym miejscu znalazły się metody ortogonalna i biegunowa.

Pomimo wspaniałych wyników pomiarów architektonicznych metodami bezpośrednimi z dużą siłą przemawia charakterystyka Autorów odniesiona do metody stereofotogrametrycznej — „jest ona metodą dokładną, jakkolwiek nie dorównuje metodom trygonometrycznym. Pod względem szybkości przewyższa wszystkie metody dotychczas omówione. Jest bezkonkurencyjna w opracowaniu elewacji i fragmentów wnętrza w zabytkach architektonicznych, szczególnie gdy chodzi o powierzchnie i linie krzywe (kopuły, sklepienia, łuki, chełmy wieżowe itp.]. Daje olbrzymie bogactwo szczegółów odtwarzanych prawie z jednakową dokładnością".

I dochodzimy do rozpaczliwej prawdy. „Brak odpowiedniej ilości przyrządów fotogrametrycznych dostosowanych do pomiarów architektonicznych stoi na przeszkodzie szerszemu stosowaniu tej metody".

W tekście opublikowanym nie dostrzegam uwag Autorów na temat techniki budowy stosowanej przez architektów w dawnych wiekach techniki rzeźbiarskiej, umożliwiającej wprowadzenie subletnych korekt do zarysów bryły, jej fragmentów, aby uzyskać efekty perspektywiczne.

Mgr inż. Br. Lipiński

GEODEZJA I KARTOGRAFIA (Moskwa)

nr 1 — styczeń 1957 r.

Walka o wysoką jakość zdjęć topograficznych — głównym zadaniem produkcji topograficzno-geodezyjnej.

Prace doświadczalne nad budową planowych siatek fotogrametrycznych na multipleksie i zredukowanie ich celem stworzenia map w skali 1 : 10 000 — *K. N. Gercenowa.*

Wykorzystanie wskazań statoskopu dla określenia podłużnych kątów nachylenia zdjęć lotniczych i baz przy zdjęciach w dużych skalach — *A. P. Tatiejew.*

Wąskotaśmowy komparator — *K. P. Byczkowski.*

Sposób kontroli wyrównywania filmu przy pomocy światłocieni — *A. P. Arżanow.*

Próba zastosowania nieostrego markowania w produkcji pozytywowej. *W. J. Michajłow.*

Możliwości wykorzystania przezroczystego plastyku (winiproz „C") do prac kartograficznych — *P. A. Iwańkow.*

Poszerzyć wymianę doświadczeń — *S. D. Dorożkin.*

Zagadnienie stosowania technicznie uzasadnionych norm pracy przy produkcji topo-geodezyjnej — *C. W. Niemcew.*

O niedociągnięciach w szkoleniu topografów w dziale odczytywania topograficznego — *G. I. Teneta.*

Obliczenie krakowianowe i jego zastosowanie przy metodzie najmniejszych kwadratów — *mgr J. G. Milewski.*

Metody pomiaru długości przy pomocy aparatury radiolokacyjnej, stosowanej za granicą w celach geodezyjnych — *I. A. Panow.*

nr 2 — luty 1957 r.

Podstawowe zadania wydawnictwa „Geodezja i Kartografia.

Niektóre wyniki próbnych i badawczych prac określających optymalne i techniczne warunki tworzenia map topograficznych w dużych podziałkach — *M. W. Abramowa, F. M. Meerson.*

Wyrównywanie sieci poligonowych— *kand. nauk techn. Litwinow.*

O poprawce na temperaturę w długości linii pomierzonych dalmierzem — *A. Sz. Tatiewian.*

O błędach podziału skal na drutach inwarowych — *D. W. Sapunowa.*

O obliczeniu współrzędnych punktów określanych wcięciem wstecz — *I. I. Kolesnikow.*

O wyborze powierzchni projektowanej triangulacji przy badaniach inżynieryjno-geodezyjnych i zdjęciach miast — *N. I. Iwanow.*

Wybór podziałki dla zdjęcia topograficznego i wysokości cięcia rzeźby terenu przy projektowaniu sieci osuszającej — *S. M. Dworiankow.*

O metodzie kartografowania rozmieszczenia etnicznego do zestawienia „Mapy narodów świata" — *P. E. Terlecki.*

O wyobrażeniu roślinności strefy pustynnej na mapach topograficznych — *L. S. Troicki.*

Mapa dla myśliwych i rybaków — *E. I. Sołdatkin.*

Luminiscencja i perspektywy jej wykorzystania przy fotoreprodukcyjnych procesach wytwórczości kartograficznej — *A. I. Gowiazow.*

Dwudziestopięciolecie stosowania zdjęć lotniczych dla gospodarki rolnej — *I. N. Ryczkow.*

Wyniki badań geodimetrów Bergstranda — *M. T. Prilepin.*

O odtworzeniu rzeźby terenu na mapach topograficznych — *W. S. Selichanowicz.*

nr 3 — marzec 1957 r.

O wynikach prac topograficzno-geodezyjnych w 1956 r.

Ogólny wypadek obliczenia wagi funkcji — *D. A. Łarin.*

Określenie głębokości założenia centra i reperów — *M. S. Uspienski.*

Tablice przyrostów współrzędnych — *M. N. Sokołow.*

Określenie współczynnika załamania powietrza przy pomiarze odległości metodami fizycznymi — *M. T. Prilepin.*

Zdjęcia lotnicze dla badań naukowych i rozwiązań różnych zadań gospodarki narodowej — *W. F. Pawłow.*

Obliczenie procentu podłużnego pokrycia zdjęć lotniczych — *A. F. Skobielew.*

Wpływ filtrów świetlnych na opracowanie szczegółów w zaciemnionych miejscach zdjęć lotniczych — *J. N. Kuźniecow.*

Nastawienie przy fotografowaniu plansz siatek fotogrametrycznych w zmniejszonej podziałce — *F. F. Szewczenko.*

O dopuszczalnej wielkości błędów wysokości na zdjęciach topograficznych w podziałkach 1 : 5000, 1 : 2000 — *E. I. Sokołowska.*

O tolerancjach podczas kontroli warstwic na planach w podziałce 1 : 2000 — *S. W. Wznuzdajew.*

Niektóre zagadnienia geodezyjnych prac polowych na dalekiej północy — *N. J. Kausman.*

Atlas gospodarki rolnej w ZSRR — *M. I. Nikiozow.*

Organizacja i technologia wg operatu atlasów geograficznych — *W. A. Iwanowicz.*

nr 4 — kwiecień 1957 r.

Prace badawcze i doświadczalne w dziedzinie fotogrametrii — *A. I. Bułanow, B. W. Troicki.*

Geodezyjne próby ze światłodalmierzem SWW-1 — *I. I. Entin, W. I. Siniagina.*

O dokładności budowy rzędów ze zmierzonymi bokami i kątami — *K. A. Łaping.*

Badanie niwelatora Ni 004 — *W. P. Korolewa.*

O sprawdzaniu niwelatorów z płytką płasko-równoległą — *R. W. Krupien.*

Aneroid lotniczy — *K. P. Byczkowski.*

O przygotowaniach polowych do zdjęć lotniczych — *P. Wolberg, J. K. Pakałn.*

O tłowym zabarwieniu map polityczno-administracyjnych — *N. G. Bokaczew.*

O brakach przy montażu map w atlasach na arkuszach drukarskich (z doświadczeń prac przedsiębiorstwa kartograficznego w Rydze) — *A. J. Simonowski.*

Przegląd zagranicznych prac przy pomiarach radiogeodezyjnych — *I. A. Panow.*

O topograficznym zabezpieczeniu terenów — *S. A. Salajew.*

Państwowa służba kartograficzna w Szwecji — *N. A. Sokołowa.*

nr 5 — maj 1958 r.

— O pracach CNIIGAiK w 1956 r. — *A. Sz. Tatiewian.*

— O wyrównywaniu sieci poligonowych — *B. A. Litwinow.*

— Badanie przebiegu uspokajania się pęcherzyka libeli — *A. J. Gidel.*

— Automatyczna latarnia sygnałowa — *S. N. Safranow*

— Dobowe wykresy poprawki grawimetrycznej ze względu na oddziaływanie przypływowe Księżyca i Słońca — *P. F. Szokin.*

— Zastosowanie polinomów P. Ł. Czebyszewa do wyrównywania swobodnej sieci fotogrametrycznej przy uwzględnieniu wskazań statoskopu i radiowysokomierza — *A. T. Skobielew.*

— Próba zastosowania wskaźników radiowysokomierza przy budowie siatki planu fototriangulacji metodą graficzną — *T. S. Finkowska.*

— O wyjeździe pracowników stereotopograficznego oddziału Jakuckiego Przedsiębiorstwa Aerogeodezyjnego do Nowosybirskiego AGP (w ramach wymiany doświadczeń). — *A. M. Danilezew.*

— Mapy turystyczne — *Z. F. Konawajewa.*

— Zagadnienia transkrypcji nazw geograficznych w związku z ukazaniem się „Prawideł ortografii i punktacji" (w języku rosyjskim) — *E. M. Pospiełow.*

— O podwyższeniu jakości bladych zarysów przy przygotowywaniu drukarskich form tłowych — *E. N. Kluczańska.*

— Przygotowanie diapozytywów (negatywów) tłowych elementów mapy na chromowanej żelatynie — *L. W. Gurewicz.*

— Barwne zdjęcia lotnicze za granicą — *Ł. M. Goldman.*

inż. J. Lewartowski

GEODETICKÝ a KARTOGRAFICKÝ OBZOR

nr 10 — październik 1957 r.

Ogłoszenie tematyki racjonalizatorskiej i współzawodnictwa dla ich rozwiązania, między innymi: metoda topograficznej rewizji map fotogrametrycznych 1:10 000 i 1 5000; skrócenie cyklu sporządzenia map topograficznych; technologia seryjnego wyrobu mapy plastycznych i plabusów; obserwacje triangulacyjne w terenie zalesionym; podręczny komparator barw; sposób pomiaru rurociągów napowietrznych; oświetlenie łat tachimetrycznych i in.; sporządzenie kopii mapy na astralonie metodą refleksu; emulsja dla rycia map na szkle, astralonie itp.; kontrola styku map.

L. Kubácek — Uwagi do transformacji współrzędnych stereograficznych na odwzorowanie Krovaka.

O. E. Kadner — Obliczenia geodezyjne w praktyce. Zadania na podwójny artytmometr.

Inż. J. Gaspar — Planimetr analityczny. Opis planimetru, który oblicza powierzchnię ze współrzędnych sposobem graficzno-mechanicznym z różnic współrzędnych odczytanych z mapy przy pomocy indeksów planimetru.

nr 11 — listopad 1957 r.

M. Bursa — Zajęcia praktyczne w Moskiewskim Instytucie Geodezyjnym.

Prof. dr inż. J. Kloboucek — Stan fotogrametrii w Czechosłowacji i kierunki dalszego jej ekonomicznego rozwoju.

Inż. B. Delong — Zagadnienie obliczenia trygonometrycznie mierzonych wysokości w wysokich górach. Autor

wprowadza korektę do używanego powszechnie wzoru, odczytaną z dwóch nomogramów, co powinno zapewnić dokładność 1 — 2 cm przy odległości 3 km.

Inż. V. Formon — Systemy geodezyjne i przyczyny ich powstania. Przegląd stosowanych w CSR nakładów współrzędnych i wysokości.

O. E. Kadner — Obliczenia geodezyjne w praktyce (c.d.). Zadania na podwójny arytmometr: Hanzena i Mareka.

nr 12 — grudzień 1957 r.

Inż. O. Plachy — Mechanizacja rysunku kartograficznego za pomocą druku. Opis narzędzia do drukowania na pierworysie znaków kultur i innych.

Dr inż. V. Burda — Czynna propaganda osiągnięć geodezyjnej wiedzy i praktyki. Dla rozpowszechniania nowych osiągnięć nadaje się stosowanie projekcji. Autor opisuje niektóre projektory, epidiaskop Zeissa, zastosowanie filmu w upowszechnianiu wiedzy.

Prof. dr P. Potužak — Ewidencja ziemi dawniej i obecnie. Omówienie przepisów z r. 1956 w sprawie jednolitej ewidencji ziemi.

Inż. J. Simek — Kilka uwag o pomiarze pionowości osi noniusza fabrycznego. Omówienie sposobu wcięcia w przód z graficznym wyznaczeniem przesunięć liniowych.

O. E. Kadner — Obliczenia geodezyjne w praktyce (zakończenie). Transformacja, obliczenie powierzchni i zadania astronomii w zastosowaniu w topografii — obliczone na podwójnym arytmometrze.

mgr inż. W. Kłopociński

THE CHARTERED SURVEYOR, nr 3 — marzec 1957 r. — *P. H. White* — Orzeczenie w sprawach nieruchomości ziemskich. — *W. H. Rothewell* — Problem zadymiania i obowiązujące przemysł przepisy ochronne. — *R. L. Stirling* — Zagadnienia planowania obszarów rolniczych — *R. Practer* — Mierniczy w budownictwie — praktyka i procedura. — *F. M. J. Lee* — Perspektywy przemysłu budowlanego. — *F. C. Harper* — Podłogi betonowe. — Konstrukcja budowlana a zabezpieczenie przed pożarem. — *J. D. Owington* — Zagadnienie ochrony wód i ochrony gleb przed erozją. — *F. S. Hardy* — Pomiary dla celów nawadniania. — *H. W. Wells* — przyszłość zawodu mierniczego w Wielkiej Brytanii. —

nr 4 — kwiecień 1957 r. — Zapowiedź konferencji geodetów angielskich w Nottingham w lipcu 1957 r. — *M. Warren* — Potrzeby mieszkaniowe ludzi w starszym wieku. — Ogrzewanie budynków ciepłym powietrzem — dyskusja. — *J. Kegie* — Zagadnienie terenów w planach zagospodarowania. — *H. F. Bronghton* — Porównanie kosztów różnych systemów ogrzewania budynków. — *F. D. Cameron* — Zagadnienia rolne w Środkowej Walii. — *A. D. C. Le Sueur* — Muzeum Lasu im. D. Wartney'a. — *R. C. Wright* — Planowanie i rozbudowa kopalń węgla. — *A. Green* — Przemysł węglowy. — Zastosowanie maszyn elektronowych w rachunkach geodezyjnych — artykuły: *R. C. A. Edge, L. M. Windsorl, P. H. Kenney.* —

nr 5 — maj, 1957 r. — Potrzeby mieszkaniowe ludzi w starszym wieku — dyskusja. — Zagadnienia planowania obszarów rolniczych — dyskusja. — *D. Bishop* — Zabezpieczanie starych budynków przed wilgocią. — Analiza kosztów w budownictwie. — *E. S. Dobb* — Inwestycje w gospodarce rolnej. — Duńska służba topograficzna na Grenlandii — dyskusja. — *A. Dyson* — Zastosowanie dorobku z pomiarów baz geodezyjnych w miernictwie górniczym. —

Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen

nr 2 — marzec-kwiecień 1956 r.

— K. Ledersteger — Redukcje pomiarów niwelacyjnych.
— K. Kilian — Geometryczne wyznaczenie kierunku pionu w aerofotogrametrii. Cz. I.
— W. Kuzmany — Zagadnienie stabilizacji granic parcel.
— J. Miller — Elektronowe maszyny do liczenia.

nr 3 — maj-czerwiec 1956 r.

— *Dpl. inż. F. Höllrigl.* Wprowadzania zmian w pisemnym operacie katastralnym przy użyciu maszyn z dziurkowanymi kartami.

Po szczegółowym opisie nowego systemu pracy i analizie porównawczej z dotychczasowymi metodami ręcznego pis-ma stwierdza autor, że wydajność pracy wzrośnie trzykrotnie i prawidłowość operatu będzie gwarantowana. W 1956 roku przewidziano 70 do 80 gmin katatralnych ze 150 000 nieruchomości do przerobu na nowy system pracy. Zupełna zmiana w całym kraju wymaga 12 do 15 lat, bo Austria ma 11,5 miliona nieruchomości, z czego rocznie około 0,5 miliona ulega zmianie właścicila, użytku lub powierzchni.

— *Inż. K. Killian.* Geometryczne wyznaczenie kierunku pionu w aerofotogrametrii [zakończenie].

— W bibliografii omówiono nowe książki:

— *Jordan — Eggert — Kneissl.* Podręcznik geodezji (niem.) tom III.

— *Dpl. inż. J. Eberwein.* 7-cyfrowe wartości funkcji trygonometrycznych w odstępach co 10c (0,1 grada).

— PPWK. Warszawa, Słownik geodezyjny w 5 językach.

nr 4 — lipiec-sierpień 1956 r

H. Beyer — Przenoszenie się błędów przy wielokrotnym wcięciu. Często zachodzi potrzeba badania dokładności punktu wciętego wielokrotnie. W ramach stosowanego dotychczas wyrównania poza błędami kierunków wcinających, nie uwzględniano błędów punktów stałych. Badania te przeprowadził ostatnio F. Ackerl w odniesieniu do pojedynczego wcięcia w przód i wstecz, przy nadliczbowych jednak kierunkach wcinających sprawa się szybko wikła i staje się nie przejrzysta, bo każdy następny punkt stały ma swoje błędy współrzędnych i błąd wcinającego kierunku. Autor ustala formuły na przenoszenie się błędów oddzielnie dla wielokrotnego wcięcia w przód, wstecz i obustronnego i podaje przykład rachunkowy na obliczenie błędu średniego współrzędnych punktu wciętego.

Dr Józef Litschauer — Wcięcie w przód z kierunkami zorientowanymi na arytmometrze. Metody obliczeń wcięcia w przód na arytmometrze stosowane w ostatnich latach doprowadziły do ustalenia rodzaju recepty dogodnej do wykorzystania także przez przyuczone siły pomocnicze. Jest to niewątpliwie korzyść dla przyśpieszenia produkcji, przy czystomechanicznym jednak prowadzeniu rachunku metody te w pewnych przypadkach mogą prowadzić do popełniania błędów tego rodzaju i podaje sposoby ich unikania.

mgr inż. W. Chojnicki

PRZEGLĄD DOKUMENTACYJNY GEODEZJI

OPRACOWANY PRZEZ OŚRODEK DOKUMENTACJI INSTYTUTU GEODEZJI I KARTOGRAFII

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGLĄD GEODEZYJNY"

ROCZNIK 8 **WARSZAWA, MARZEC–KWIECIEŃ 1958** **Nr 2**

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

DZIAŁ OGÓLNY

43* 016:52:526 IGiK

Riefieratiwnyj Żurnał. Astronomia. Gieodiezja. **Przegląd Dokumentacyjny. Astronomia. Geodezja. 1957,** nr 11, Akad. Nauk SSSR, 26 × 20 cm, s. 111.

Kolejny zeszyt dokumentacji naukowej artykułów i książek radzieckich i zagranicznych z zakresu astronomii i geodezji. Zawiera omówienie w formie analiz i adnotacji 760 pozycji wydawniczych, w tym 179 pozycji z dziedziny geodezji.

J. B.

44* 526(043)(43) IGiK

DUX W., FLEISCHHACK C.: Neue Dissertationen und Habilitationsschriften. **Nowe dysertacje i prace habilitacyjne.** Vermessungstechnik, **1954,** t. 2, nr 9, A4, s. 176—178 i **1957,** t. 5, nr 10, A4, s. 240—241.

Wykaz 132 dysertacji i prac habilitacyjnych w języku niemieckim (obejmuje Niemcy, Austrię i Szwajcarię) od 1945 roku. Wykaz sporządzono w układzie: pomiary Ziemi, astronomia geodezyjna, odwzorowania geodezyjne, pomiary kraju, niwelacja precyzyjna, rachunek wyrównawczy, triangulacja i poligonizacja, topografia, pomiary długości, pomiary inżynierskie, obliczenia powierzchni, kataster, różne pomiary, kartografia, fotogrametria, instrumentoznawstwo, matematyka, geofizyka. Dla każdej pracy podano: autora, tytuł, uczelnię, rok opracowania, opis bibliograficzny. Wykaz bibliotek posiadających opisywane prace.

T. B.

45* 526:37(47) IGiK

GLINSKI S. P.: Postanowka sriedniewo topografo-gieodiezicziczeskowo obrazowanija w SSSR. **Organizacja średniego szkolnictwa topograficzno-geodezyjnego w ZSRR.** Gieod. i Kartograf. (Moskwa), **1957,** t. 2, nr 11, B5, s. 63—68, rys. 1.

Historyczny zarys organizacji średniego szkolnictwa geodezyjnego w okresie 1919—1957. Obecnie technika geodezyjna istnieje w Moskwie, Kijowie, Nowosybirsku, Czkałowie, Leningradzie, Tbilisi, Tomsku, Saratowie i Siemipałatyńsku. Wypuszcza się techników o specjalnościach: topograficznej, geodezyjnej, aerofotogrametrycznej i aerofotograficznej. Przytoczono ogólne plany nauczania w każdej specjalności oraz skrócone charakterystyki absolwentów.

T. B.

46* 333.01(437):526.99 IGiK

POTUŽÁK P.: Evidence půdy dříve a dnes. **Ewidencja ziemi dawniej i dziś.** Geod. Kartograf. Obz. **1957,** t. 3/45, nr 12, s. 230—234.

Ewidencja ziemi w dawnej Austrii i dawnej w Czechosłowacji. Cel ewidencji. Znaczenie ewidencji dla planowania produkcji rolnej. Nowo zakładana ewidencja zaspokaja wymagania sektora rolnego; dla zaspokojenia wymagań innych sektorów należy odpowiednio udoskonalić i uzupełnić ewidencję.

T. B.

47* 513.101.5(083.7) IGiK

Jednostki kąta płaskiego. Polska Norma PN-55/N-02091, 1 kw. **1957,** s. 3, tabl. 1.

Do powszechnego stosowania norma przewiduje następujące jednostki: obrót czyli kąt pełny, stopień kątowy (1/360 obrotu) i gon (1/10000 stopnia). Norma zawiera jednostki stosowane w niektórych dziedzinach lub przypadkach szczególnych oraz tablicę porównawczą jednostek kąta płaskiego.

T. B.

ASTRONOMIA GEODEZYJNA

48* 523.89.526.6(059) IGiK

Rocznik astronomiczny na rok 1958. Warszawa, **1957,** PPWK, A4, s. 101, wykr. 2, poz. bibl. 5.

Zawiera współrzędne równikowe oraz momenty wschodów i zachodów Słońca i Księżyca w Warszawie na każdy dzień roku, współrzędne planet oraz wykres wschodów i zachodów Słońca i wielkich planet w Warszawie. Podane zostały miejsca średnie 819 gwiazd oraz miejsca pozorne 48 gwiazd. Rocznik zawiera dane dotyczące zaćmień i konfiguracji planet, wiele tablic pomocniczych dla wyznaczeń i obliczeń astronomicznych oraz omówienie treści i przykłady korzystania z rocznika. Treść wzbogacają opracowania: prof. J. Witkowskiego „Deformacje Skorupy Ziemi" i doc. B. Duliana „Prosty sposób porównywania gwiazdowego chronometru kontaktowego z ciągłymi radiowymi sygnałami czasu z dokładnością do $0^s.002$".

T. W.

49* 522:526.6(083.7) IGiK

Oznaczenia podstawowych pojęć i wielkości w astronomii geodezyjnej. Polska norma RN-55/GUGiK-0021, A5, dn. 30.IV.1957, s. 6.

Norma zawiera nazwy pojęć i wielkości oraz oznaczenia z zakresu astronomii geodezyjnej. Pojęcia ujęte zostały w następujące grupy: część ogólna, trygonometria sferyczna, współrzędne sferyczne i zjawiska ruchu dziennego, czas, refrakcja, paralaksa i aberacja, precesja, nutacja i współrzędne gwiazd oraz astronomia praktyczna. Norma obejmuje ogółem 131 pojęć i oznaczeń.

T. W.

50* 526.63 IGiK

LÖSER H. G.: Beitrag zur Genauigkeit der Sonnenhöhen — Azimutbestimmung. **Przyczynek do zagadnienia dokładności wyznaczania azymutu z wysokości Słońca.** Z Vermessungswesen, **1957,** t. 82, nr 10, B5, s. 337—343, tabl. 4, poz. bibl. 9.

Wykonano próby stosując różne sposoby naprowadzania lunety na Słońce i różne sposoby ochrony przed nagrzewaniem instrumentu. Najlepsze wyniki uzyskano używając pryzmatu Roelofsa i teodolitem lakierowanym na biało.

T. B.

GEODEZJA

51* 526.16:526.4 IGiK

BURŠA M.: Redukce měřených veličim astronomicko-geodetické sitě na referenčí elipsoid. **Redukcje pomierzonych wielkości sieci astronomiczno-geodezyjnych na elipsoidę odniesienia.** Geod. Kartograf. Sborn. **1957,** A4, s. 5—15, rys. 2, poz. bibl. 7.

Uzasadnienie potrzeby redukcji pomierzonych wielkości sieci astronomiczno-geodezyjnej na powierzchnię odniesienia. Teoretyczne wymagania dokładnej metody redukcyjnej. Metoda rozwinięcia i jej krytyka. Metoda rzutowania. Wyprowadzenie ścisłych wzorów na redukcję mierzonych długości na elipsoidę i na geoidę. Porównanie z wzorem redukcji na powierzchnię morza, stosowanym w triangulacji w CSR. Redukcja kierunków. Obliczenie deformacji sieci sposobem rozwinięcia.

T. B.

52* 526.3 IGiK

BONIFACINO B.: Ripristino contemporaneo di due trigonometrici contigni scomparsi. **Jednoczesne wznowienie dwóch sąsiednich zaginionych punktów triangulacyjnych.** Riv. catasto, **1957,** t. 12, nr 1, A4, s. 5—10, rys. 1, poz. bibl. 17.

Zagadnienie rozwiązano stosując dwa punkty pomocnicze, położone w pobliżu punktów zaginionych. Na punktach tych mierzy się kierunki do istniejących punktów sąsiednich oraz kierunki odwrotne. Obliczenie odległości między punktami pomocniczymi i zaginionymi oraz ich azymutów wykonuje się bezpośrednio z danych pomiarów kątowych, bez obliczania współrzędnych punktów pomocniczych.

T. B.

53* 526.36(437) IGiK

KRUIS B.: Srovnavací studium nivelačnich horizontů ČSR a okolnich států. **Studium porównawcze poziomów odniesienia niwelacji w CSR i w państwach sąsiednich.** Geod. Kartograf. Sborn. **1957**, A4, s. 28—34, poz. bibl. 19.

Wysokości punktów niwelacyjnych w CSR należą do różnych sieci i z czasem ulegały zmianom, wskutek powtórnych pomiarów i wyrównania sieci lub wskutek obliczenia względem różnych poziomów odniesienia. Badano sprawę wyboru poziomu odniesienia wszystkich sieci i wyznaczono różnicę wysokości identycznych punktów różnych sieci. Różnice te przedstawiono liczbowo i graficznie; wyraziły się one w stosunkach przyjętego poziomu jednolitej sieci niwelacyjnej do poziomów niektórych państw sąsiednich.

T. B.

54* 526.36 IGiK

DRODOFSKY M.: Präzisionsnivellement mit Zeiss Ni2. **Niwelacja precyzyjna niwelatorem Zeiss Ni2.** Z. Vermessungswesen, **1957**, t. 82, nr 12, B5, s. 430—434.

Kompensator w niwelatorze automatycznym posiada pewne wady, których wpływ można usunąć przez odpowiednie postępowanie przy pomiarze. Są to: błąd poziomowania przy nachylonej osi pionowej, który usuwa się przez możliwe dokładne spoziomowanie instrumentu przy pomocy libelli pudełkowej i błąd wywołany histerezą materiału, który usuwa się przez wykonanie obrotu lunetą przed pierwszym nacelowaniem na stanowisku. Dokładność pomiaru można zwiększyć dokonując odczytów na trzech kreskach lub stosując płytkę płasko-równoległą.

T. B.

55* 526.36:526.774 IGiK

RIEDACHER L.: Graphische Bestimmung der normalen orthometrischen Reduktion. **Graficzne wyznaczenie normalnej redukcji ortometrycznej.** Z. Vermessungswesen, **1957**, t. 82, nr 10, B5, s. 347—350, rys. 1, poz. bibl. 3.

Dla znalezienia normalnej poprawki ortometrycznej (NOR) według wzorów: NOR(mm) = — 5,31/R × sin 2B × M(km) × H(m), gdzie R jest promieniem krzywizny południkowej dla średniej szerokości, M — długością łuku południka między skrajnymi punktami ciągu i H — przeciętną wysokością celowej nad poziomem odniesienia — opracowano wykres. Wykres sporządzony na przeźroczystej folii nakłada się na odpowiedni arkusz mapy w skali 1 : 25 000 z wykreśloną trasą ciągu i wartość poprawki odczytuje się bezpośrednio przy danym punkcie niwelacyjnym.

T. B.

56* 526.36/38(083.7) IGiK

Oznaczenia podstawowych wielkości w niwelacji. Polska norma PN-56/N-02201, A5, ds. 1.I.1957, s. 4.

Norma zawiera oznaczenia 38 pojęć z zakresu niwelacji geometrycznej, 12 pojęć z zakresu niwelacji trygonometrycznej i 9 pojęć z zakresu niwelacji fizycznej (barometrycznej) wraz z uwagami co do stosowania tych oznaczeń.

T. B.

57* 526.913.145:621.317.39 IGiK

JONES H. E.: A Geodimeter report. **Sprawozdanie o geodimetrze.** Canadian surveyor, **1957**, t. 13, nr 8, B5, s. 510—512, rys. 2.

Krótki opis zasad działania geodimetru. W 1956 r. pomierzono dla porównania dwie bazy taśmą inwarową i geodimetrem. Uzyskano dla geodimetru dokładności względne 1 : 210 000 i 1 : 440 000. Stwierdzono dużą oszczędność w czasie, personelu i kosztach stosując pomiar geodimetrem. Pomiary geodimetrem wykonywano również w 1957 r. Szczegółowe sprawozdanie o tych pomiarach będzie ogłoszone.

T. B.

58* 526.99:625.72 IGiK

KÖNIG H.: Kreisbogenabsteckung durch Streckenmessung in der Katastervermessung. **Tyczenie łuków przy pomocy pomiaru liniowego w pomiarach katastralnych.** Fluchtstab, **1957**, t. 8, nr 11—12, B5, s. 111—117, rys. 3, tabl. 2.

Opisano prosty sposób tyczenia łuków w narożnikach, skrzyżowaniach i zbiegach ulic. Przy pomocy załączonych tablic można wytyczyć trzy punkty łuku stosując prostą konstrukcję liniową. Tablice obliczono dla stycznych 1, 3, 4 i 5 m i dla promieni 1, 3, 4 i 5 m. Pracę ułatwia ręczny przyrząd dopołowienia kątów.

T. B.

59* 526.99:624.027 IGiK

ŠIMEK J.: Několik poznamek k měření svislosti osy továrního komina. **Uwagi o pomiarze pionowości osi komina fabrycznego.** Geod. Kartograf. Obz. **1957**, t. 3/45, nr 12, A4, s. 235—236, rys. 6, poz. bibl. 7.

Wyznaczenie pionowości osi komina metodami geodezyjnymi. Porównanie metod opisanych dotychczas w literaturze geodezyjnej. Analiza metody wcięcia w przód z graficznym wyznaczeniem przesunięć liniowych. Uwagi o praktycznym wykonaniu w terenie.

T. B.

60* 526.99:627.81 IGiK

STANEK V. B.: Geodetické měření deformací přehrady u Slap. **Geodezyjny pomiar odkształcenia zapory w Slapach.** Geod. Kartograf. Sborn. **1957**, A4, s. 43—63, rys. 12, poz. bibl. 4.

W latach 1954—55 obserwowano metodami geodezyjnymi odkształcenia zapory w Slapach. Odkształcenia w poziomie obserwowano przez: wcinanie w przód trzech punktów zapory; wyznaczanie odchyleń od prostej i pomiar ciągów poligonowych założonych w korytarzach zapory. Wykryto wyraźny wpływ zmian temperatury na wielkość odkształceń.

T. B.

GRAWIMETRIA GEODEZYJNA

61* 526.7 (43) IGiK

BODDIN H.: Das Schwerenetz der DDR. **Sieć grawimetryczna NRD.** Fraiberger Forschungshefte, **1957**, nr C 38, B5, s. 39—47, rys. 5.

Sieć grawimetryczna w NRD składa się z 42 punktów I rzędu oraz z 354 punktów II rzędu. Do pomiaru użyto grawimetru Nörgaarda i 2 grawimetrów Askania Gs8, dla cechowania których założono bazę grawimetryczną o różnicy Δg = 165 mgal. W przyszłości projektuje się: założenie i pomierzenie 7 punktów wahadłowych, nawiązanie z państwami sąsiednimi, ponowne wyrównanie sieci w oparciu o punkty wahadłowe i opracowanie map grawimetrycznych: anomalii Faye'a, anomalii Bouguera i anomalii izostatycznych.

T. B.

62* 526.7:525.6 IGiK

Grafiki grawimietriczeskich poprawok na 1958 god za priliwnyje wlijanija Łuny i Sołnca. **Nowogramy poprawek grawimetrycznych na rok 1958 ze względu na przypływowe wpływy Księżyca i Słońca.** MIIGAiK, Moskwa, **1957**, s. 13.

Nomogramy służą do obliczania przy pomiarach grawimetrycznych wpływu Księżyca i Słońca jako funkcji szerokości geograficznej i miejscowego czasu średniego. Nomogramy wykonane są na cały rok 1958 dla szerokości geograficznej od 20^0—70^0. Dokładność obliczenia poprawki wynosi 0,01—0,02 mgal dla λ w przedziale $2^h \div 10^h$.

T. Ch.

MAGNETYZM ZIEMSKI

63* 525.24(083.7) IGiK

Oznaczenia podstawowych pojęć i wielkości w magnetyzmie ziemskim. Polska norma RN-55/GUGiK-0020, A5, 30.IV.1957, s. 4.

Norma zawiera oznaczenia 55 pojęć z zakresu magnetyzmu ziemskiego oraz uwagi dotyczące stosowania tych oznaczeń.

T. B.

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

KARTOGRAFIA

64* 526.89 IGiK

JUROWSKI J. I.: Ziemielno-uczotnaja karta administrativnogo rajona. **Mapa ewidencji gruntów rejonu administracyjnego.** Trudy MIIZ, (Moskwa), **1957,** wyp. 2, B5, s. 3—5.

Mapa ma służyć do ewidencji zmian we władaniu i zagospodarowaniu gruntów na terenie rejonu. Ponieważ plany urządzeń gruntów rolnych sporządza się w skali 1 : 10 000 do 1 : 25 000, to mapa ewidencyjna może być sporządzona w skali od 1 : 25 000 do 1 : 50 000. Mapa ma obejmować teren całego rejonu i powinna zawierać treść topograficzną oraz elementy projektów urządzeń rolnych. Mapę wykonuje się ręcznie, stosując znaki konwencjonalne wykonane różnymi barwami tuszu, lecz bez kolorowania. Mapa powinna być utrzymana w stanie stałej aktualności.

T. B.

65* 526.8:912 IGiK

Oxford Economic Atlas of the World. **Oxfordski Ekonomiczny Atlas Świata.** London E. C. 4, **1955,** Oxford University Press, Amer. House, 19,4 × 26,5 cm, s. 264.

Atlas ekonomiczny sporządzono dla ekonomików, geografów, a także dla studentów jako zbiór podstawowych wiadomości o gospodarce światowej w dziedzinie handlu, przemysłu i rolnictwa. Atlas zawiera mapy: gleb, roślinności, opadów, hipsometrię temperatury w poszczególnych miesiącach roku na globie ziemskim, mapki fizyczne części świata, a następnie mapy zagadnieniowe, wykresy, blokdiagramy i tablice. Strona graficzna opracowana przejrzyście i zrozumiale, lecz mało urozmaicona. Dla wszystkich państw sporządzono indeks danych ekonomicznych i ogólnogeograficznych. Praca ta stanowi niewątpliwie wartościową pozycję w kartografii ekonomicznej.

J. R.

66* 526.89 IGiK

MEYERHUBER H.: Beitrag zur Gestaltung der neuen topographischen Übersichtskarte 1 : 200 000. **Przyczynek do zagadnienia opracowania nowej topograficznej mapy przeglądowej w skali 1 : 200 000.** Z. Vermessungswesen, **1957,** t. 82, nr 10, s. 343—347, zał. 4, poz. bibl. 11.

Omówiono próbny arkusz mapy przeglądowej NRF w skali 1 : 200 000, wykonany przez Bawarski Urząd Pomiarów Kraju dla Niemieckiej Rady Mierniczej w celu zdecydowania o wyborze skali (1 : 200 000 lub 1 : 250 000). Mapę opracowano w ten sposób, że oprócz wydania zasadniczego w 6 kolorach, można otrzymać wydanie specjalne w mniejszej lub większej ilości kolorów — np. mapa podziału administracyjnego w kolorach szarym i bladoniebieskim z czerwonym naddrukiem granic, mapa morfologiczna (5 kolorów) lub mapa komunikacyjna (9 kolorów).

T. B.

67* 526.8:774/777:331.87 IGiK

ROŻKOWA N. I.: Srawnitielnaja charaktieristika organizacji truda na processach izgotowlienija niegatiwow na kartograficzeskich fabrikach. **Charakterystyka porównawcza organizacji pracy w procesach wykonania negatywów w zakładach kartograficznych.** Gieod. Kartograf. Moskwa, **1957,** t. 2, nr 10, B5, s. 56—63, rys. 4.

W zakładach kartograficznych w Swierdłowsku, Mińsku i Rydze przeprowadzono badanie chrometrażowe wydajności pracy przy wykonaniu negatywów. Analiza wyników tych badań, uwzględniająca prawidłowość budowy procesu technologicznego, prawidłowość organizacji miejsca pracy i zatrudnienia pracowników.

T. B.

68* 526.961 IGiK

PLACHY O.: Mechanisace kartografické kresby vtiskovacim přistrojem. **Mechanizacja kreślenia kartograficznego przy pomocy przyrządu drukującego.** Geod. Kartograf. Obz. **1957,** t. 3/45, nr 12, A4, s. 221—226, rys. 7.

Kreślenie topograficzne ma szereg specjalnych czynności, z których w ostatnich czasach pewne były częściowo zmechanizowane. Pomiędzy przyrządami mechanizującymi kreślenie kartograficzne zasługuje na uwagę przyrząd drukujący znaki umowne. Opisano ten przyrząd i sposób posługiwania się nim. Przyrząd jest skonstruowany na zasadzie pieczęci i można nim drukować znaki obiektów i kultur według przepisanego wzoru.

T. B.

FOTOGRAMETRIA

69* 526.918 IGiK

KOEWNIKOW N. P. ZAITOW I. R.: Fotogrametrja. **Fotogrametria cz. 2,** Moskwa, **1957,** Gieodiezizdat, B5, s. 140, rys. 66, poz. bibl. 19.

Fototriangulacja i fotopoligonizacja. Fototriangulacja płaska. Redukowanie łańcuchów fototriangulacji. Błędy budowy łańcucha rombowego. Sieci fototriangulacyjne. Zwiększenie dokładności fototriangulacji płaskiej. Fotopoligonizacja. Fotogrametria konturowa. Odczytywanie zdjęć. Aktualizacja map na podstawie materiałów fotogrametrycznych. Fotogrametria konturowo-kombinowana.

T. B.

70* 526.918 (437) IGiK

KLOBUČEK J.: Současný stav fotogrametrie w Československu a směry jejiho dalšího ekonomického rozvoje. **Współczesny stan fotogrametrii w Czechosłowacji i kierunki jej dalszego rozwoju.** Geod. Kartograf. Obz. **1957,** t. 3/45, nr 11, A4, s. 204—207.

Obecnie opracowuje się w Czechosłowacji metodą fotogrametryczną mapę w skali 1 : 25 000. Stosuje się głównie metody: uniwersalną i kombinowaną, w niektórych przypadkach również metodę zróżnicowaną. W związku z perspektywą przystąpienia do prac nad mapami w skalach 1 : 10 000, 1 : 5000, 1 : 2000 i 1 : 1000, rozpatrzono możliwość zastosowania wymienionych metod z punktu widzenia technicznego i ekonomicznego, wypowiadając się za metodą uniwersalną.

T. B.

71* 526.918:338.58 IGiK

HOFFANN O.: Wirtschaftlichkeit in der Aerophotogrammetrie. **Ekonomika fotogrametrii.** Vermessungstechnik, **1957,** t. 5, nr 10, A4, s. 225—230, rys. 4, poz. bibl. 2.

Ze względów ekonomicznych należy: 1. Stosować możliwie małą skalę zdjęć 2. Przy skalach dużych należy stosować kamerę normalną, przy skalach średnich — szerokokątną, przy skalach małych — superszerokokątną. 3. Na terenach płaskich można stosować większe formaty zdjęć, na terenach górzystych — mniejsze. 4. Przy małych skalach można stosować metody i aparaturę do opracowania o mniejszej dokładności. 5. Przeniesienie treści zdjęcia na mapę powinno następować w drodze bezpośredniej: przy dużych skalach — przy pomocy autografów, przy małych — przy pomocy tańszych przyrządów, pracujących w sposób przybliżony. 6. Do fotogrametrycznego zagęszczenia osnowy należy stosować przyrządy dwuobrazowe lub metody analityczne.

T. B.

72* 526.918:621.396.96 IGiK

RAURILA S.: Die Anwendung der elektronischen Ortsbestimmungsmethode Hiran in der Photogrammetrie. **Zastosowanie radiolokacyjnej metody Hiran w fotogrametrii.** Schweiz. Z. Vermessung, **1958,** t. 56, nr 1, A5, s. 13—25, rys. 6, poz. bibl. 7.

Opisano przebieg pomiaru trilateracji przy pomocy aparatury Hiran, omawiając szerzej zagadnienia redukcji pomierzonych wielkości ze względu na warunki meteorologiczne. Podano uzyskane dokładności pomiaru i zasięg. Opisano również wcięcie liniowe przy użyciu aparatury Hiran, stosowane w celu wyznaczenia położenia punktów nadirowych zdjęć lotniczych.

T. B.

73* 526.918 IGiK

KILIAN K.: Beitrag zur numerischen und graphischen Auswertung von Luftbildern. **Przyczynek do analitycznego i graficznego opracowania zdjęć lotniczych.** Oester Z. Vermessungswesen, **1957,** t .45, nr 4, B5, s. 115—123, rys. 2, poz. bibl. 9.

Podano analityczny, półgraficzny i graficzny sposób opracowania zdjęcia terenu płaskiego, na którym zidentyfikowano 4 punkty. Opisano opracowanie punktowe nierównego terenu ze stereoskopowych pomiarów na komparatorze. Podano sposób opracowania zdjęcia terenu nierównego, na którym zidentyfikowano 4 punkty, zakładając, że znane są różnice wysokości tych punktów oraz wszystkich innych opracowywanych punktów.

T. B.

74* 526.918:66.013 IGiK

KRÖGER K.: Luftbildpläne M 1 : 1000 von Industrieanlagen — ein Erfahrungsbericht. **Fotoplany zakładów przemysłowych w skali 1 : 1000. Sprawozdanie z praktyki.** Fluchtstab, 1957, t. 8, nr 11—12, B5, s. 105—111, rys. 4.

Dla pomierzenia zakładu przemysłowego wykonano zdję-

cia z wysokości 1000 m, kamerą o ogniskowej 210 mm, otrzymując negatywy w skali 1 : 5000. Fotopunkty oznaczono w terenie białą farbą, kółkami o średnicy 30 cm. Zdjęcie opracowano stereoskopowo w skali 1 : 1000, uzupełniając rysunek późniejszym sprawdzeniem w terenie. Wyjaśniono, że największe rozbieżności były w przedstawieniu na fotoplanie zwrotnic kolejowych. Zachodzi potrzeba oznaczenia w terenie (białą farbą) początku i końca każdej zwrotnicy.

T. B.

INSTRUMENTOZNAWSTWO

75* 526:681 (47) IGiK

JELISIEJEW S. W.: Razwitije gieodieziczeskowo priborostrojenija w SSSR. **Rozwój budowy instrumentów geodezyjnych w ZSRR.** Giod. Kartograf. Moskwa, **1957**, t. 2, nr 11, B5, s. 39—44.

Zarys historyczny rozwoju przemysłu precyzyjno-mechanicznego i optycznego w zakresie budowy instrumentów geodezyjnych w okresie 1919—1957. W okresie tym opanowano zagadnienia budowy instrumentów geodezyjnych średniej dokładności oraz budowy nowoczesnych instrumetów precyzyjnych.

T. B.

76* 526:37:621.389:681.14 IGiK

McNAIR A. J.: The use of electronic computers in teaching surveing. **Użycie elektronowych maszyn do liczenia w nauczaniu miernictwa.** Surv. Mapp. **1957**, t. 17, nr 3, B5, s. 283—286.

Omówiono przydatność maszyn analogowych i cyfrowych do obliczeń geodezyjnych. Opisano sposób zaznajamiania studentów z pracą na elektronowych maszynach matematycznych: studenci obliczają zadanie geodezyjne przy pomocy zwykłego arytmometru, a następnie na maszynie elektronowej. Praca na tej maszynie obejmuje ułożenie programu, przygotowanie danych wyjściowych i obsługę maszyny. Występuje jaskrawo różnica wydajności pracy ręcznej i na maszynie.

T. B.

77* 526.913.145:621.389:621.317.39 IGiK

HOUGH F. W.: The Tellurometer, some uses and advantages. **Tellurometr, jego użycie i zalety.** Surv. Mapp. **1957**, t. 17, nr 3, B5, s. 276—282, rys. 5.

Opisano ogólnie zasady działania tellurometru. Podano wyniki pomiaru próbnego wykonanego tym przyrządem na sieci bazowej Ridgeway w Anglii. Z zalet przyrządu wymieniono: możność pracy w świetle dziennym, mały ciężar, odporność na wstrząsy, prostotę obsługi, szybkość pracy, stosunkowo niski koszt. Z zastosowań wymieniono: poligonizację, pomiary sieci fotopunktów, pomiary baz, wzmacnianie istniejących sieci triangulacyjnych, trilateracja i pomiary dla celów wojskowych.

T. B.

78* 526.918.742.2 IGiK

POLIAKOWA W. A.: Łaboratornyje issliedowanija stierieografa prof. F. W. Drobyszewa. **Laboratoryjne badania stereografu prof. F. W. Drobyszewa.** Giod. Kartograf. (Moskwa), **1957**, t. 2, nr 10, B5, s. 33—36.

Stereograf charakteryzują niewielkie wymiary i możność opracowań zdjęć wykonanych kamerami o dowolnych długościach ogniskowych. W badaniach uzyskano wartość średniego błędu położenia punktu wynoszącą od 7 do 11 mikronów (błąd względny od 1 : 12 000 do 1 : 19 000). Stwierdzono poprawność rozwiązania konstrukcyjnego oraz wykryto pewne niedokładności w montażu, które jednak w badanym przyrządzie bez trudu usunięto.

T. B.

79* 526.951.4 IGiK

MAZON C.: Alcune questioni riguardanti i livelli autolivellanti. **Zagadnienia związane z niwelatorami samopoziomującymi.** Riv. catasto, **1957**, t. 12, nr 1, A4, s. 19—45, rys. 17, poz. bibl. 32.

Główne warunki pracy niwelatorów samopoziomujących. Kompensatory. Ogólna teoria niwelatorów samopoziomujących. Geometria kompensatora w realizacjach praktycznych. Charakterystyczne błędy i ich kompensacja. Zawieszenia elastyczne. Odkształcenia. Stałość wahadła w zawieszeniu elastycznym i jego zastosowanie. Wychylenie szczątkowe. Zastosowanie wyprowadzonych wzorów. Tłumik. Rozważania ogólne. Wymiarowanie niektórych typów hamulców.

T. B.

80* 526.951.1 IGiK

WASILIEW Ł. M.: Zierkalnyj rucznoj niwielir. **Ręczny niwelator zwierciadlany.** Trudy MIIZ. **1957**, wyp. 2, B5, s. 177—180, rys. 3.

Opisano konstrukcję prostego niwelatora zwierciadlanego, działającego na zasadzie autokolimacji. Zasadniczą częścią niwelatora jest pionowe zwierciadło. Odczyt na łacie wykonuje się na wysokości oka obserwatora, odbitego w zwierciadle. Przyrząd posiada urządzenie do rektyfikacji pionowego ustawienia zwierciadła. Wykonane próby wykazały, że błąd pojedynczego pomiaru różnicy wysokości wynosi ± 3,4 cm.

T. B.

81* 526.916.53:526.923:526.99 IGiK

MAIOR B. P.: Iz opyta primienienija kipriegielia KB-1 i dalnomiera DD-2 pri gorodskich sjomkach w massztabie 1 : 500. **Doświadczenia zastosowania kierownicy KB-1 i dalmierza DD-2 w pomiarach miast w skali 1 : 500.** Giod. Kartograf. (Moskwa), **1957**, t. 2, nr 12, B5, s. 55—58, rys. 1.

Opisano pomiar osnowy pomiarowej przy pomocy nasadki dalmierczej DD-2 oraz pomiar szczegółów i rzeźby terenu w skali 1 : 500 przy pomocy stolika i kierownicy KB-1 z nasadką dalmierczą DD-2.

T. B.

METODY OBLICZEŃ

82* 526.3:526.913.14:526.4 IGiK

DELONG B.: Vyrównání trilaterace. **Wyrównanie trilateracji.** Geod. Kartograf. Sborn. **1957**, A4, s. 16—27, rys. 4, poz. bibl. 13.

Przyszłość sieci, w których obok kątów pomierzono elektronowo boki trójkątów. Wyrównanie tych sieci metodą najmniejszych kwadratów z zachowaniem wyrównania klasycznego. Zestawienie równań błędów dla mierzonych boków przy wyrównaniu sposobem obserwacji pośrednich na powierzchni kuli, elipsoidy i na płaszczyźnie. Przejście z elipsoidy na kulę i na płaszczyznę. Wyrównanie sieci długościowych ze sprowadzeniem do płaszczyzny lub przy pomocy twierdzenia Legendre'a. Zestawienie równań dla układu centralnego, czworoboku, z nadliczbowym azymutem i kątami. Uwagi o wagach długości pomierzonych elektronowo.

T. B.

83* 526:511.1:681.141:331.87 IGiK

WANDELT R.: Einige Zeitstudien zum Maschinenrechnen. **Studia czasu przy obliczeniach na arytmometrach.** Allg. Verm. Rdsch. **1957**, t. 68, nr 12, B5, s. 384—391.

Analiza wydajności pracy rachmistrzów pracujących na artymometrach ręcznych. Badano pracę 125 rachmistrzów, którym dano do obliczenia typowe zadania. Rozpatrywano czas wykonania pracy i „współczynnik napięcia uwagi" (współczynnik zmęczenia).

T. B.

84* 513.192.2:681.14 IGiK

BOEKER J.: Flächenberechnung mit schreibenden Kleinautomaten. **Obliczenia powierzchni na małych automatach piszących.** Vermessungstechn. Rdsch. **1958**, t. 20, nr 1, B5, s. 21—23, rys. 2.

Opisano piszącą maszynę do liczenia „Olivetti — Tetractys" oraz sposób obliczania powierzchni działek z miar gruntowych.

T. B.

85* 526.934/5:526.5 IGiK

NOVOSAD Z.: Studie chyb v poloze bodů určených protínáním opřed a zpět. **Badanie błędów położenia punktów wyznaczonych wcięciami w przód i wstecz.** Geod. Kartograf. Sborn. **1957**, A4, s. 35—42, rys. 10, zał. 2, poz. bibl. 3.

Krótka analiza średnich błędów i wyprowadzenie wzoru dla obliczenia błędów rzeczywistych. Podstawową część opracowania stanowią wykresy średnich błędów dające obraz błędów położenia punktów w zależności od wartości kątów i długości.

T. B.

Niniejszy Przegląd Dokumentacyjny zawiera jedynie część analiz dokumentacyjnych publikacji z zakresu geodezji. Pełna dokumentacja ukazuje się w postaci kart dokumentacyjnych wydawanych przez Centralny Instytut Dokumentacji Naukowo-Technicznej (Warszawa, Al. Niepodległości 188). CIDNT przyjmuje prenumeratę kart dokumentacyjnych, która może obejmować zarówno całą dokumentację naukowo-techniczną, jak i oddzielne jej działy lub poszczególne zagadnienia i tematy techniczne. CIDNT wykonuje za zwrotem kosztów fotokopie i mikrofilmy publikacji objętych zarówno przeglądem dokumentacyjnym, jak i kartami dokumentacyjnymi.

REGULAMIN POLSKIEGO TOWARZYSTWA FOTOGRAMETRYCZNEGO SEKCJI STOWARZYSZENIA GEODETÓW POLSKICH

I. Nazwa, siedziba i charakter

§ 1. Zrzeszenie działające na mocy niniejszego regulaminu jest zorganizowane w ramach Stowarzyszenia Geodetów Polskich i nosi nazwę: „Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne" — Sekcja Stowarzyszenia Geodetów Polskich, w skrócie „Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne" (PTF) i ma swą siedzibę w Warszawie.

Terenem działalności PTF jest Polska Rzeczpospolita Ludowa.

§ 2. Polskie Towarzystwo Fotogrametryczne jest zrzeszeniem naukowym.

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

§ 4. Zrzeszenie podejmuje z dniem 4.12.1957 działalność Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego, przerwaną w roku 1939.

II. Cele i środki

§ 5. Celami Polskiego Towarzystwa Fotogrametrycznego są:

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

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

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

§ 6. Dla osiągnięcia tego celu PTF:

a) urządza zebrania naukowe i posiedzenia towarzystwa,

b) utrzymuje łączność w sprawach naukowo-technicznych z pokrewnymi towarzystwami w kraju i za granicą,

c) organizuje odczyty, pokazy i kursy oraz wycieczki naukowe,

d) gromadzi literaturę fachową, wydawnictwa, ilustracje, mapy itp.

e) publikuje stałe lub periodyczne rozprawy oryginalne i propagandowe, sprawozdania oraz wiadomości bibliograficzne,

f) organizuje doświadczenia i badania samodzielnie oraz wspólnie z innymi instytucjami i organizacjami,

g) zwołuje zjazdy,

h) podejmuje wszelkie inne czynności, mające na celu rozwój i popularyzację fotogrametrii.

III. Członkowie, ich prawa i obowiązki

§ 7. Członkowie PTF dzielą się na zwyczajnych, zbiorczych i honorowych.

§ 8. Członkiem zwyczajnym może zostać osoba posiadająca warunki do przyjęcia jej w poczet członków SGP na zasadach statutu SGP oraz pracująca w dziedzinie fotogrametrii lub interesująca się tą dziedziną wiedzy.

Członkowie PTF są członkami SGP.

§ 9. Członkiem zbiorowym może być instytucja, stowarzyszenie, przedsiębiorstwo, spółdzielnia, firma.

§ 10. Członkiem honorowym może być osoba szczególnie zasłużona dla rozwoju fotogrametrii.

§ 11. Członka zwyczajnego przyjmuje zarząd PTF na podstawie pisemnego zgłoszenia kandydata, podpisanego przez dwóch członków wprowadzających.

§ 12. Członka zbiorowego przyjmuje zarząd PTF na podstawie pisemnego zgłoszenia i zadeklarowania składki z tytułu członkowstwa zbiorowego.

§ 13. Godność członka honorowego nadawana jest przez walne zgromadzenie PTF na wniosek zarządu.

§ 14. Każdy członek zwyczajny posiada czynne i bierne prawo wyborcze do władz PTF oraz prawo udziału we wszelkich dziedzinach działalności PTF.

§ 15. Członkowie zwyczajni obowiązani są brać czynny udział w pracach PTF i stosować się do postanowień niniejszego regulaminu.

§ 16. Członkowie zbiorowi posiadają prawa i obowiązki członków zwyczajnych z wyjątkiem czynnego i biernego prawa wyborczego.

§ 17. Członkowie honorowi posiadają prawa członków zwyczajnych.

§ 18. Członkowstwo w PTF ustaje na skutek:

a) dobrowolnego wystąpienia z PTF zgłoszonego na piśmie do zarządu,

b) utraty członkowstwa SGP.

IV. Władze towarzystwa

§ 19. Władzami PTF są:

a) Walne Zgromadzenie PTF,

b) Zarząd PTF,

c) Komisja Rewizyjna PTF.

A. Walne Zgromadzenie

§ 20. Walne Zgromadzenie jest zwoływane przez Zarząd PTF. Zawiadomienia o Walnym Zgromadzeniu powinny być rozesłane co najmniej na dwa tygodnie przed zgromadzeniem.

Do kompetencji Walnego Zgromadzenia należą:

a) wybory przewodniczącego i członków zarządu, przewodniczącego i członków Komisji Rewizyjnej oraz powoływanie komisji, które będą uznane za potrzebne,

b) rozpatrywanie i zatwierdzanie planów działalności, sprawozdań zarządu i Komisji Rewizyjnej oraz udzielanie zarządowi absolutorium,

c) uchwalanie projektów zmian regulaminu oraz decydowanie o sprawach mających zasadnicze znaczenie dla działalności i rozwoju PTF,

d) nadawanie godności członka honorowego,

e) rozpatrywanie i uchwalanie wniosków przedstawionych na Walne Zgromadzenie.

§ 21. Walne zgromadzenia mogą być zwyczajne i nadzwyczajne. Zwyczajne walne zgromadzenia odbywają się corocznie w pierwszym kwartale roku kalendarzowego, co najmniej na 1 miesiąc przed zwyczajnym walnym zjazdem delegatów SGP. Nadzwyczajne zgromadzenia mogą być zwoływane z własnej inicjatywy zarządu lub na żądanie pisemne przynajmniej 1/3 ilości członków PTF.

§ 22. Walne Zgromadzenie zwyczajne lub nadzwyczajne zwołane zgodnie z niniejszym regulaminem jest prawomocne bez względu na ilość obecnych.

§ 23. Uchwały Walnego Zgromadzenia zapadają zwykłą większością głosów.

B. Zarząd PTF

§ 24. Zarząd składa się z przewodniczącego, 6 członków oraz 2 zastępców wybieranych przez zwyczajne walne zgromadzenie na przeciąg 2 lat. Przewodniczący i członkowie zarządu mogą być po ukończeniu kadencji obrani ponownie. Zarząd spośród swych członków wybiera zastępcę przewodniczącego, sekretarza i skarbnika. Zebrania zarządu powinny odbywać się co najmniej raz na dwa miesiące. Przewodniczący PTF wchodzi w skład zarządu głównego SGP.

§ 25. Do kompetencji zarządu należy:

a) realizacja uchwał i zaleceń walnego zgromadzenia PTF,

b) przygotowywanie sprawozdań, wniosków oraz składanie sprawozdań zarządowi głównemu SGP,

c) przyjmowanie i skreślanie członków,

d) załatwianie spraw bieżących i zarządzanie funduszami PTF,

e) reprezentowanie PTF wobec zarządu głównego SGP, instytucji państwowych i społecznych, towarzystw krajowych i zagranicznych,

f) zwoływanie walnych zgromadzeń PTF.

C. Komisja Rewizyjna PTF.

§ 26. Komisję Rewizyjną wybiera zwyczajne walne zgromadzenie na dwa lata. Komisja Rewizyjna składa się z trzech członków i jednego zastępcy. Członkiem Komisji Rewizyjnej nie może być członek zarządu. Komisja Rewizyjna sprawuje stały nadzór nad działalnością PTF, zgłasza uwagi i wnioski na zebrania zarządu PTF oraz przedstawia sprawozdania walnemu zgromadzeniu. Członkowie Komisji Rewizyjnej mogą być ponownie wybierani.

Komisja Rewizyjna odbywa zebrania co najmniej raz na kwartał.

V. Fundusze

§ 27. Roczny preliminarz budżetowy PTF opracowuje zarząd PTF zgodnie z wytycznymi sekretarza generalnego SGP, przesyłając go do zatwierdzenia zarządowi głównemu SGP.

§ 28. Środkami finansowymi Towarzystwa dysponuje zarząd PTF w porozumieniu z sekretarzem generalnym SGP na podstawie zatwierdzonego budżetu PTF, który stanowi wyodrębnioną część budżetu SGP.

§ 29. Rachunkowość PTF prowadzi biuro zarządu głównego SGP w oparciu o obowiązujące przepisy i w ramach zatwierdzonego przez zarząd główny SGP budżetu.

VI. Zmiana regulaminu i rozwiązanie PTF

§ 30. Uchwałę o zmianie regulaminu może powziąć Walne Zgromadzenie tylko na wniosek zarządu lub żądanie 1/3 ilości członków PTF. Uchwała taka musi być powzięta większością głosów obecnych na zebraniu, przy obecności co najmniej 1/4 ogólnej ilości członków.

§ 31. Uchwały o rozwiązaniu PTF podejmuje Walne Zgromadzenie. Uchwała taka musi być powzięta 3/4 głosów zebranych przy obecności 2/3 członków PTF.

Cena zł 12.–