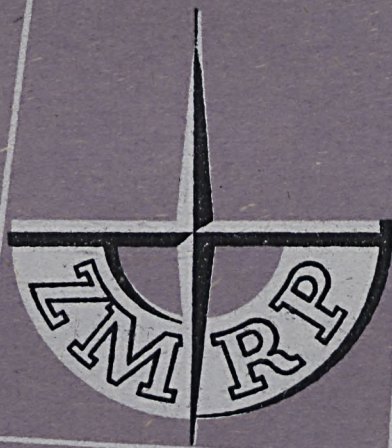


BIBLIOTEKA TECHNICZNA
przy P. P. M. Oddział w Gdansk
Wrzeszcz, ul. Grunwaldzka 114

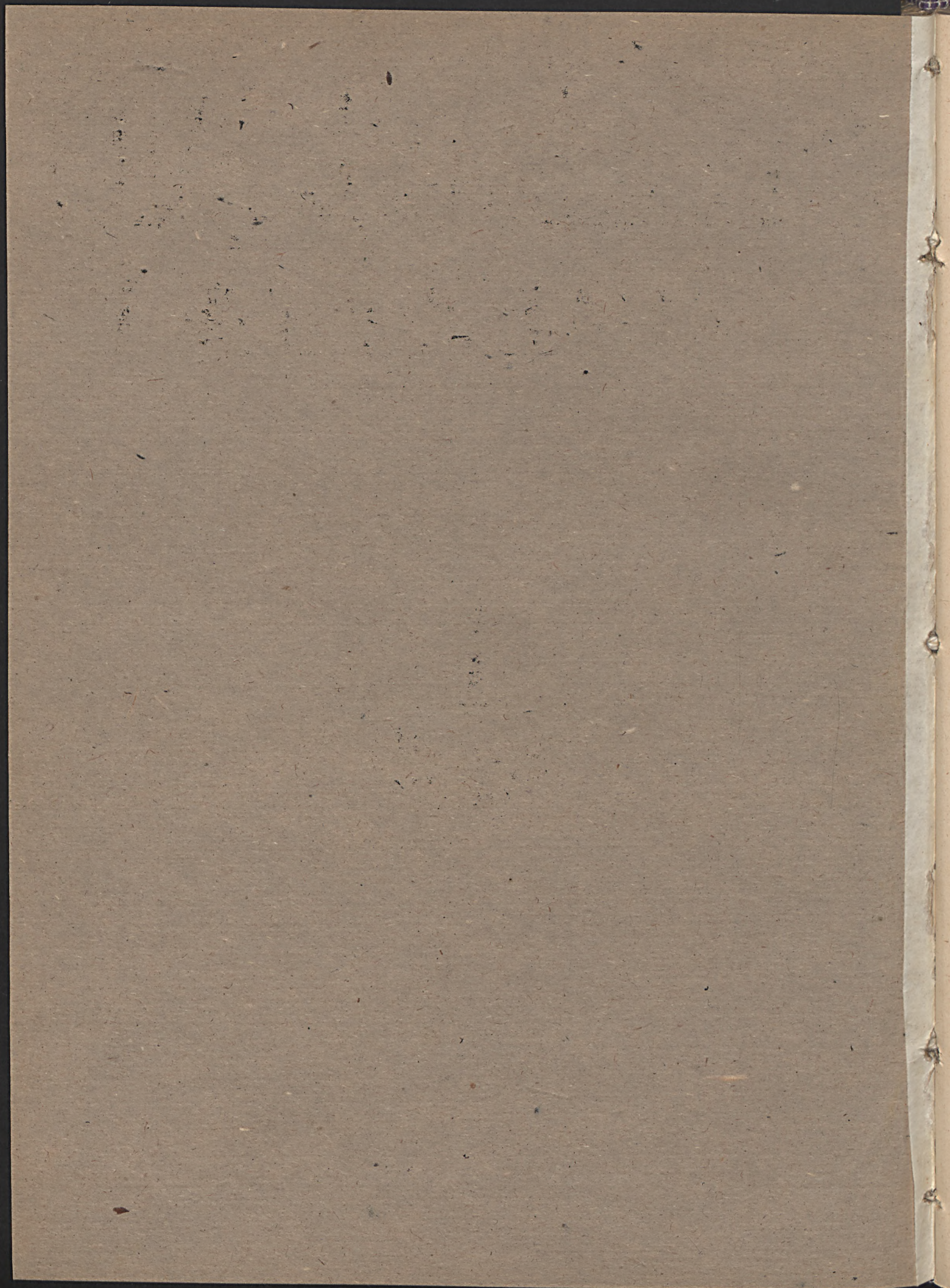
PRZEGLĄD GEODEZYJNY



Nr 9 - 10

Warszawa, wrzesień - październik 1948

Rok IV



PRZEGLĄD GEODEZYJNY



Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym

TRESC ZESZYTU: *Inż. Bronisław Lipiński.* Kierunek zmian struktury zawodu mierniczego. — *Inż. Jerzy Gomoliszewski.* Pomiarzy zabytków architektonicznych — *Inż. Stefan Frankiewicz.* Zastosowanie aerofotogrametrii w leśnictwie. — *Miern. przys. Klemens Godlewski.* Zastosowanie radiolokacji do pomiarów triangulacyjnych. — *Inż. Kazimierz Bramorski.* Niektóre szczegóły tyczenia tuneli kolei podziemnych w Londynie. — *Inż. Tadeusz Olechowski.* O bonitację uzględną gospodarstw w przebudowie ustroju rolnego — *Inż. Stefan Szancer.* Zastosowanie rachunku wyznaczników do podziału trójkąta. — *Miscellanea: Miern. przys. Klemens Godlewski.* — Pomiarzy lotnicze Kanady. — Wśród książek i wydawnictw. — Wiadomości bieżące.

SOMMAIRE: *Ing. dipl. Bronisław Lipiński.* Les changements structurels de la profession du Geometre-Expert. — *Ing. dipl. Jerzy Gomoliszewski.* Mesurages des monuments architectoniques — *Ing. dipl. Stefan Frankiewicz.* Aerophotogrammetrie et l'amenagement des forets. — *Géometre-Expert Klemens Godlewski.* La radiolocation et la triangulation en U. S. A. — *Ing. dipl. Kazimierz Bramorski.* Quelques details sur le tracement du „subway“ à Londres. — *Ing. dipl. Tadeusz Olechowski.* L'evaluation relative des fonds et le remembrement. — *Ing. dipl. Stefan Szancer.* L'application du calcul des determinants à la division du triangle. — *Miscellanea: Géometre-Expert Klemens Godlewski.* L'aerophoto au Canada. — *Revue des livres et des journaux.* — *Actualités.*

CONTENTS: *Eng. Bronisław Lipiński.* The Future of the Surveyor's Profession. — *Eng. Jerzy Gomoliszewski.* Surveying of Architectural Monuments. — *Eng. Stefan Frankiewicz.* The Application of Aerophotogrammetry to the Forestry — *Klemens Godlewski, Chart. Surv.* Applying Radiolocation to the Triangulation — *Eng. Kazimierz Bramorski.* Some Details of Setting-out Tunnels of the London Underground Railways. — *Eng. Tadeusz Olechowski.* Relative Estimate of Farms in Connexion with Land Estate Regulations — *Eng. Stefan Szancer.* The Application of Determinants Computation to the Partition of the Triangle. — *Miscellanea: Klemens Godlewski, Chart. Surv.* Aerial Surveying of Canada. — *Recent Publications.* — *General Notes.*

SODIERŻANJE: *Inż. Bronisław Lipiński.* Naprawlenie peremien w strukturie ziemleicznej professji. — *Inż. Jerzy Gomoliszewski.* S'jomka architekturalnych dostoprimeczatielnostiej. — *Inż. Stefan Frankiewicz.* Primienjenje aerofotos'jomki w lesowodstwie. — *Prisiażnyj Ziemlemier Klemens Godlewski.* Primienjenje radia pri triangulacji. — *Inż. Kazimierz Bramorski.* Niektoryje podrobnosti razbiuki tonnielej londonskago metro. — *Inż. Tadeusz Olechowski.* Otnositelnaja bonitizowka choziajstw pri ziemleustrojstwie — *Inż. Stefan Szancer.* Primienjenje opredielitielej pri dielenji treugolnika. — *Raznyje: Prisiażnyj Ziemlemier Klemens Godlewski.* Aeros'jomka Kanady. — *Sredi knig i izdanji.* — *Tiekuszczyja izwiestja.*

Wydawca: „Instytut Wydawniczy Związku Mierniczych Rzeczypospolitej Polskiej“. Redaguje Kolegium Redakcyjne
Recakcja i Administracja: Warszawa, ul. Mickiewicza 18/13. Redaktorzy: inż. Bronisław Lipiński, inż. Janusz Jynowski.
Prenumerata roczna 1.440 zł półroczna 720 zł, zeszyt 120 zł. Konto czekowe P. K. O. Warszawa, Nr 1-130.

Zeszyt Przeglądu Geodezyjnego Nr 5—6, maj—czerwiec 1948 r., poświęcony Czechosłowacji, wydany został dzięki zasiłkowi Prezydium Rady Ministrów.

Zasiłek przyznany został przez Obywatela Prezesa Rady Ministrów Józefa Cyrankiewicza, jako Przewodniczącego Komitetu Ministrów do Spraw Kultury.

Kierunek zmian struktury zawodu mierniczego

Inż. Bronisław Lipiński

Struktura zawodów zawsze kształtuje się zgodnie z ustrojem istniejącym na danym etapie historycznym. Nic też dziwnego, że w okresie gospodarki liberalnej rozwinęły się do szerokich rozmiarów wolne zawody na odcinkach technicznych, obok innych specjalnych fachów, jak medyczny, prawny, sztuki stosowanej itp. Istotną cechą wolnego zawodu jest jego specjalne usytuowanie w produkcji lub usługach, oparte na wysokich walorach indywidualnych umiejętności i uprawnieniach, nadanych przez Państwo bezpośrednio lub pośrednio przez samorządy fachowe. Z drugiej strony wolny zawód obsługiwał potrzeby całego społeczeństwa jedynie sporadycznie i fragmentarycznie, a przede wszystkim obsługiwał tych obywateli, których interesy czy sprawy osobiste wyrastały ponad przeciętny, wegetatywny poziom masy ludowej. Dodatkową cechą wolnego zawodu jest posługiwanie się własnymi środkami produkcyjnymi często sprowadzanymi do minimalnych rozmiarów. W gospodarce liberalnej istnienie wolnych zawodów było życiowo uzasadnione, łączenie zaś ich z aparatem państwowym zbędne. Państwo ustanawiało jedynie warunki, jakim odpowiadać winny osoby uprawnione, względnie ustalało samorząd zawodowy regulujący sprawę danego środowiska.

Ewolucja kapitalistyczna z jej konsekwencjami nie ominęła i wolnych zawodów. Postęp techniczny i naukowy działający rewolucyjnie na organizację pracy oddał do usług fachowców zdobywcze i nowe narzędzia pracy, wprowadzając konieczność zwiększenia ilości i jakości nowych specjalistów, użycia nowych narzędzi, nowych fabrykatów lub półfabrykatów itp. Ewolucja kapitalizmu przyniosła ze sobą automatycznie wzrost aktywności mas ludowych na skutek uprzemysłowienia kraju.

Konflikty ekonomiczne, przeradzające się w konflikty zbrojne i mobilizujące masy ludowe do działania w sferze spraw państwowych, przyspieszyły dojrzałość tych mas w walce o prawa socjalne, o pełny udział

w życiu społecznym, o wyrównanie dotychczasowych różnic ekonomicznych. Masy ludowe chciały korzystać w coraz szerszym zakresie z usług wolnych zawodów, choć struktura tych zawodów nie była przystosowana do wypełnienia ich potrzeb, zaś koszty usług zbyt wysokie.

Pociągnęło to za sobą konieczność przystosowania wolnych zawodów do obsługi mas ludowych, lub stworzenia nowych form zaspokojenia potrzeb tych mas. W praktyce okazało się, że przystosowanie wolnych zawodów do obsługi mas ludowych idzie w kierunku uspołecznienia ich pracy i praktycznego zastosowania nowych zdobyczy technicznych.

Indywidualne lecznictwo przekształca się w sanatoryjne, szpitalne, zakładowe i ubezpieczelniczne. Wczasy odgrywają rolę profilaktyki. Opieka prawna przechodzi z obrony indywidualnej na instytucje związkowe: inspektoraty, arbitraży itp.

Budownictwo rozwija się coraz szerzej w formach samorządowych, spółdzielczych i państwowych.

W świetle takiego rozwoju wolny zawód stał się drugorzędny choć ważnym jeszcze zjawiskiem w życiu społecznym.

Podobnie przedstawia się rozwój zawodu mierniczego.

Wolny zawód mierniczy liczył przed wojną około 1.200 mierniczych przysięgłych. Narastające problemy gospodarcze jak Reforma Rolna, roboty publiczne, wymiar podatku zmusiły Państwo do stworzenia aparatu stałej obsługi mierniczej.

Nie będę szeroko omawiał połowiczność decyzji Rządów Drugiej Rzplitej nie przynioszących trwałych osiągnięć organizacyjnych i technicznych i strat jakie stąd płynęły.

Pierwszy Kongres Inżynierów Miernictwa w 1939 r. dostatecznie silnie podkreślił szkodliwość i straty płynące z przedwojennego stanu rzeczy.

Miernictwo jest gałęzią techniki, działającą, może jak żadna inna pod wybitnym nakazem konieczności rozwiązania problemów społecznych. Dlatego w roku 1944 Polski Komitet Wyzwolenia Narodowego wydając Manifest, określający reformy społeczne i strukturę gospodarczą kraju przesądził pośrednio nową rolę zawodu mierniczego. Rola ta jest tym ważniejsza, że reformy w skali państwowej, posiłkujące się w części wykonawczej podkładem mapowym, musiały być wykonane w stosunkowo krótkim okresie.

Dlatego też w celu wykonania reformy rolnej ogłoszono dekret mobilizacyjny zawodu mierniczego, który był pierwszym dekretem, mobilizującym część sił technicznych Kraju.

Dnia 30 marca 1945 r. utworzony został Główny Urząd Pomiarów Kraju z zadaniem naczelnym opracowania mapy gospodarczej kraju i organizacji miernictwa w Polsce.

Niezależnie, przy innych resortach odtworzone zostały inne działy służby mierniczej, ograniczone ściśle do zadań resortowych.

Reforma rolna, prowadzona w latach 1944-45 na ziemiach starych, rozwinęła się w dalszym ciągu na akcję osadniczo-parcelacyjną na Ziemiach Odzyskanych.

Rozmiary akcji osadniczej i inne pilne prace inwestycyjne spowodowały narastanie wolnego zawodu, nader nielicznego w okresie prowadzenia reformy rolnej w latach 1944/45.

Wolny zawód, stając się dysponentem kapitałów Państwa, zaprzął do pracy masę niewykształconego lub półwykształconego personelu, a stosunkowo wysokie zarobki spowodowały odpływ sił fachowych z aparatu państwowego do wolnego zawodu.

Mierniczowie przysięgli, przystosowując się do form obecnie obowiązujących i pod naciskiem obciążeń podatkowych, zrzeszyli się w znacznej mierze w spółdzielnie gospodarcze, wciągając do nich dodatkowo część fachowców, pozostających na służbie państwowej. Spółdzielnie te nie przekreśliły oczywiście indywidualnego działania mierniczych przysięgłych, jako osób uprawnionych ustawą o mierniczych przysięgłych z roku 1925. Ponadto prac mierniczych podejmują się również fachowi urzędnicy państwowi, posiadający uprawnienia mierniczych przysięgłych, uzyskując na to zezwolenie swych władz naczelnych.

Nakreślony obraz obecnego stanu w miernictwie nie jest być może zupełny, ale charakteryzuje dostatecznie istniejące pogmatwania organizacyjne.

Analiza sytuacji wykazuje, że w pierwszym okresie pod wpływem przemożnych bodźców i braków materiałowych, nie udało się prze-

prowadzić prawidłowego rozwiązania struktury zawodu mierniczego, w myśl założeń dekretu z 30 marca 1945 roku.

To też obecnie istnieje tym większa konieczność szybkich zmian, zmierzających do dopasowania struktury zawodu mierniczego do modelu państwowego. Całkowite wyjaśnienie braków strukturalnych oraz wykreślenie drogi rozwojowej zawodu mierniczego ułatwi zrozumienie ewolucji, koniecznej w całości kształcie zachodzących przemian.

Na odcinku inicjatywy prywatnej, jakim jest przedsiębiorstwo mierniczego przysięgłego należy stwierdzić, że:

- a) jest ono komórką o charakterze przystosowanym do gospodarki kapitalistycznej,
- b) istnieją poważne trudności ze związaniem biur z gospodarką planową,
- c) mierniczy przysięgły dyskontuje nie tylko swoją pracę ale i nadane mu przez Państwo uprawnienia,
- d) istnieje stałe zjawisko posługiwania się niewykształconym personelem, co oddawna i w sposób trwały dezorganizuje strukturę zawodu,
- e) wyposażenie tych biur jest prymitywne i na poziomie rzemieślniczym.

Nic więc dziwnego, że stan taki powoduje konieczność zmian struktury zawodu mierniczego.

Na odcinku państwowym należy tak zorganizować aparat administracyjny i wykonawczy, aby ten ostatni był odciążony od procedury formalnej i faz przygotowawczych, wynikających z budżetowania i planowania ogólnego.

Wreszcie prace prowadzone z funduszy państwowych, muszą być źródłem pokrycia faktycznych kosztów i słusznym zarobków, a nie zysków kalkulowanych pod koniunkturalnym kątem widzenia.

Wychodząc z form ustrojowych modelu gospodarczego i społecznego Państwa Polskiego należy w ramach Głównego Urzędu Pomiarów Kraju pozostawić planowanie i koordynowanie w skali państwowej, ewidencję i przechowywanie map i operatów mierniczych, nadzór i kontrolę techniczną, legislację spraw dotyczących miernictwa, część prac mierniczych, wynikających z administracji kraju i zadań wyższej konieczności, zadań naukowych, zadań objętych tajemnicą państwową itp. Inne resorty mogą posiadać dla swych stałych potrzeb o charakterze eksploatacyjnym, personel mierniczy, zatrudniony w ramach resortowego zakresu działania.

Pozostałe prace, prowadzone obecnie personelem urzędniczym lub wolnozawodowym, winny być wykonywane przez Państwowe

Przedsiębiorstwo Miernicze. Przedsiębiorstwa tę prowadziłby prace miernicze na zlecenie resortów, samorządów i innych instytucji.

Państwowe Przedsiębiorstwa Miernicze winny być ściśle podporządkowane Głównemu Urzędowi Pomiarów Kraju poprzez Wydziały Pomiarów, a nawet działać jako do pewnego stopnia oddziały wykonawcze tych Wydziałów z tą różnicą, że posiadałyby swą własną osobowość prawną, rachunkowość i własne kierownictwo techniczne.

Nadzór i kontrola nad działalnością przedsiębiorstw leżałaby w rękach Wydziałów Pomiarów. Wydziały Pomiarów zajmowałyby się również wyposażeniem tych przedsiębiorstw w instrumenty i współpracowały z nimi na tych odcinkach, gdzie dokonane już przez Wydziały inwestycje przyspieszyłyby wykonanie zadań, obniżając ich koszty. Zależność od Głównego Urzędu Pomiarów Kraju nie stoi na przeszkodzie uzależnianiu przedsiębiorstw od innych resortów w takich rozmiarach, jakich wymaga praca zlecona przez te resorty.

Pozostaje do rozwiązania kwestia specjalizacji Państwowych Przedsiębiorstw Mierniczych w zakresie miernictwa stosowanego.

Wydaje się, że w obecnym stanie przedsiębiorstwa te winny być przystosowane do wykonywania wszechstronnych zadań, nie zaś budowane pod kątem widzenia specjalizacji.

Przez stworzenie Państwowego Przedsiębiorstwa Mierniczego uzyskałoby się aparat fachowy, powiązany z obecną strukturą organizacyjną Techniki Polskiej, przy czym czynnik dyspozycyjny pozostałby w rękach Państwa. Rozwiązanie takie umożliwia podniesienie na wyższy poziom wyposażenia technicznego i organizacji pracy zawodu, usuwa sztywność aparatu administracyjnego, likwidując jednocześnie stare formy ustrojowe, przystosowane do gospodarki kapitalistycznej.

Jak z powyższych wywodów wynika, do zakresu działania Państwowych Przedsiębiorstw Mierniczych należeć będą pomiary szczegółowe i pomiary stosowane. Nie znaczy to jednak, aby Główny Urząd Pomiarów Kraju miał nie wykonywać pewnych prac mierniczych z wymienionych działów.

Częściowe pozostawienie tego działu służby mierniczej w ramach administracji państwowej jest niezbędne dla utrzymania sprawności technicznej pracowników fachowych oraz znajomości praktycznej zawodu w miarę ewolucji techniki mierniczej. Jest to również niezbędne ze względów wojskowych.

W Urzędzie pozostałyby przede wszystkim te prace o znaczeniu i zasięgu ogólnokrajowym, które obecnie są prowadzone w Centrali Głównego Urzędu Pomiarów Kraju.

Pierwsze instancje — referaty pomiarów, posiadające archiwa map terenu powiatu i księgi ewidencyjne, powinny zaspakajać w całości potrzeby administracji i społeczeństwa miejscowego. Zakresem swego działania objęłyby one pomiary uzupełniające i pomiary realizacyjne, utrzymując w całości działalność referatu pomiarów i mierniczego powiatowego, wypływającą z obowiązujących przepisów prawa.

Reasumując nakreślić można następujący obraz organizacyjny w dużych skrótach.

Główny Urząd Pomiarów Kraju skupia kierownictwo, nadzór, legislację, pomiary podstawowe i pomiary ogólnokrajowe, wymagające centralnej organizacji oraz pomiary o specjalnym charakterze.

Wydziały Pomiarów jako organy II instancji Głównego Urzędu Pomiarów Kraju o zakresie działania określonym Rozporządzeniem Prezesa Rady Ministrów z dnia 18 maja 1945 roku oraz nadzór nad Państwowymi Przedsiębiorstwami Mierniczymi.

Państwowe Przedsiębiorstwa Miernicze — pomiary szczegółowe i stosowane.

Referaty Pomiarów — pomiary uzupełniające i pomiary realizacyjne.

Rozwój i osiągnięcia Państwowego Przedsiębiorstwa Mierniczego zależą od Państwa i wielkości inwestycji wymagających obsługi mierniczej.

Rozwiązanie tej kwestii wymaga wielkiego wysiłku i wkładu a zarazem doboru ludzi, obdarzonych dużymi zdolnościami organizatorskimi i praktyką zawodową. Ponad tym górować będzie dobra wola i ambicja — pokonania wszelkich trudności na drodze do pomyślnego rozwiązania zadania. Pomyślne rozwiązanie zależy w dużej mierze od współdziałania zainteresowanych resortów i zawodu mierniczego.

Dla zakończenia ogólnych rozważań przejdźmy do odpowiedzi na pytanie, jak będzie się kształtował wolny zawód.

Znaczenie wolnego zawodu uzależnione jest bezpośrednio od rozwoju Państwowych Przedsiębiorstw Mierniczych. Niewątpliwie jest, że w pewnym okresie czasu winny one wchłonąć znaczną część wolnego zawodu mierniczego.

Omawiane zagadnienie wymaga szczegółowego opracowania, wiążącego się z konkretnymi przepisami, obowiązującymi wzorami, ustaleniem dodatkowych warunków zainteresowanych czynników itp.

Spraw tych poruszać nie będę, gdyż celem artykułu była analiza dotychczasowej sytuacji na odcinku miernictwa oraz stworzenia syntezy nowej organizacji zawodu.

WYKAZ

zatrudnienia sił miern. w resortach w'g kwalifikacji
z danych Głównego Urzędu Pomiarów Kraju

L. p.	RESORT	Personel rządowy		Personel wolno- zawodowy	Uwagi: oznaczenie kategorii
		Kategoria	Ilość osób	Ilość kontrahentów	
1.	Ministerstwo Komunikacji	1	36	41	1 Inżynier miernictwa lub mierniczy 2 Technik, siła pomocnicza 3 Kartograf, Kreślarz
		2	252		
		3	88		
2.	„ Lasów	1	61	—	
		2	46		
		3	62		
3.	„ Roln. i Ref. Roln.	1	693	1298	
		2	336		
		3	157		
4.	„ Żeglugi	1	3	—	
		2	12		
		3	5		
5.	„ Przem. i Handlu	1	54	5	
		2	310		
		3	312		
6.	Główny Urząd Pomiarów Kraju	1	530	150	
		2	826		
		3	355		
O g ó ł e m :			4138	1344	

Inż. Bronisław Lipiński

Pomiary zabytków architektonicznych

(Wnioski z pomiaru kościoła Św. Katarzyny w Krakowie)

Inż. Jerzy Gomoliński
II Katedra Miernictwa Wydz. Polit.
w Krakowie

Wszystkie najcenniejsze zabytki naszej architektury dla celów historyczno-naukowych, konserwacji, oraz szeregu względów praktycznych, — wcześniej, czy później muszą być szczegółowo pomierzone i podane w literaturze technicznej.

Odpowiednie plany i rysunki powinny dokładnie tłumaczyć całość konstrukcji danego obiektu zabytkowego, oraz formę architektoniczną ze szczegółami.

Do tego celu wymagane są: przekroje poziome z rzutami, wszystkie elewacje (widoki), niezbędna ilość przekrojów podłużnych i poprzecznych z rzutami oraz szczegóły.

Ponadto wskazanym jest sporządzenie planu sytuacyjnego ewentualnie sytuacyjno-wysokościowego, obejmującego zabytek z otoczeniem oraz szereg fotografii, jako uzupełnienie całości (perspektywa, fragmenty, rzeźby i dekoracje).

Zrealizowanie tego problemu, który składa się z dwóch etapów: pomiaru i graficznego podania — daje bogaty teren do współpracy inżyniera architekta z inżynierem geodetą.

Pomiar zabytku składa się z pomiaru: 1) poziomego i 2) wysokościowego. Zadania te można wykonać następującymi metodami:

1) pomiar geodezyjny (instrument uniwersalny, taśma i węgielnica) z uzupełnieniem niektórych szczegółów przy pomocy zdjęć fotograficznych (głowice, wieżyczki, fragmenty o liniach krzywych, fragmenty zdobiące i t. p.),

2) zdjęcie fotogrametryczne uzupełnione pomiarem geodezyjnym,

3) zdjęcie stolikowe w tych wypadkach, gdzie nie potrzeba większej dokładności (zwłaszcza dla zabytków drewnianych).

W roku ubiegłym wykonałem pomiar kościoła Św. Katarzyny w Krakowie (gotyk z XIV wieku) opierając się na tej pierwszej metodzie (instrument uniwersalny jednominutowy firmy Gerlach).

W artykule niniejszym chcę podać swoje wnioski dotyczące tej metody oraz wnioski ogólne dotyczące pomiaru zabytków.

Skala w jakiej powinny być wykonane plany i rysunki

1) plan sytuacyjny lub sytuacyjno-wysokościowy 1:200, 1:400 (ewentualnie 1:250 i 1:500),

2) przekroje, rzuty i elewacje — zasadniczo 1:100, przy mniejszych obiektach 1:50,

3) szczegóły, które obejmują konstrukcję: drzwi, okien, schodów, więźby dachowej, wieżyczek, gzemśów, kapiteli, filarów, żeber sklepieniowych, łęków i t. p. — najczęściej w skalach 1:10, 1:20, 1:25 (czasem 1:5, 1:2, a nawet 1:1).

Ogólne uwagi o przekrojach i rzutach

Rzuty i przekroje należy tak wykonać, aby najmniejszą ilością rysunków objąć całość.

W tym celu wprowadzamy dwa (lub trzy) rodzaje grubości linii, oznaczając grubą linią przekrój muru, a cienką — rzut na płaszczyznę przekroju tych fragmentów, które mamy w widoku (w przekrojach poziomych — to, co mamy w widoku w dół lub w górę, w przekrojach pionowych to, co widzimy po jednej lub po drugiej stronie płaszczyzny przekroju). Poza tym płaszczyzna tnąca w przekroju poziomym nie musi być dla wszystkich części budynku ta sama, więc na przykład: w prezbiterium obieramy płaszczyznę przekroju nad parapetem okna, w nawie głównej na poziomie filara, w nawach bocznych nad parapetem okien, będących na zupełnie innym poziomie niż w prezbiterium, lub t. p., a dopiero zestawienie przekroiów i rzutów poziomych oraz pionowych pozwala nam ująć całość.

Ogólna ilość przekroiów poziomych i pionowych zależy od konstrukcji danego zabytku.

Wymagana dokładność pomiaru

Dla oświetlenia kwestii dokładności pomiaru zabytków mogą posłużyć wzniki dociekań z XIX wieku, w związku z wzniesieniem szeregu budowli wzorowanych na świątyniach greckich (neoklasycyzm).

Budowle te mimo zastosowania wszystkich zasadniczych wymiarów — nie odpowiadały oryginałom (naprzykład kolumny robiły wrażenie pochyłych lub t. p.).

Jak stwierdzono później, przyczyną tego było pominięcie drobnych odchyłań (od linii pionu lub od linii poziomej).

Odchylenia te, które tak uchwytnie wpływały na formę, zawarte były w każdym razie w centymetrach (od kilkunastu centymetrów do kilkunastu milimetrów) — tak zwana „korekta perspektywiczna”. Stąd wniosek, że w niektórych wypadkach nawet drobne centymetrowe zmiany kształtu odgrywają poważną rolę w architekturze.

W naszych zabytkach problem „korekty perspektywicznej” nie jest aktualny, niemniej jednak pomiar powinien być wykonany dokładnie ze względu na:

1) dokładne podanie konstrukcji i formy architektonicznej,

2) wykazanie szeregu nieregularności, jakie każdy zabytek przedstawia dla celów historyczno-naukowych, a które można ujawnić tylko przy dokładnym pomiarze.

Należy zwrócić specjalną uwagę na pomiar drobnych elementów, gdyż niedokładność pomiaru tych elementów ma o wiele większy wpływ na ich proporcję, niż w elementach dużych (naprzykład błąd 2 — 3 centymetrowy popełniony na odcinku profilu gzemśowego o długościach kilkucentymetrowych może zupełnie zniekształcić całość proporcji danego gzemśu). Poza to niektóre drobne elementy są bardzo ważne ze względów konstrukcyjnych, (naprzykład grubość sklepienia, grubość murów, grubość filarów). Trzeba więc dążyć do tego, aby błąd pomiaru tych wszystkich ważnych drobnych elementów nie przekroczył wielkości ± 1 cm., i dlatego powinny być one mierzone w miarę możliwości bezpośrednio (taśmą). Poza tymi ważniejszymi (mierzonymi przeważnie bezpośrednio) drobnymi elementami, pożądane jest dla celów architektury, aby błąd pomiaru punktu dla rzutu poziomego (błąd wyznaczenia współrzędnych X i Y) naogół nie przekroczył wielkości ± 3 cm.

Większa dokładność ze względu na samą fakturę muru (nieregularności przypadkowe) byłaby bezcelową.

Dokładność określenia położenia punktu w płaszczyźnie pionowej (określenia współrzędnej Z) powinna być do dokładności zdjęcia poziomego dostosowana, czyli błąd wysokości nie powinien również przekroczyć wielkości ± 3 cm.

Należy tu jeszcze nadmienić, że w zabytku oprócz tych ważnych elementów, mamy także nieliczne elementy mniej ważne, przy pomiarze których, dokładność (zarówno dla rzutu jak i wysokości) może być niższa.

Dużą trudnością w wykonaniu pomiaru zabytków jest: 1) ograniczony dostęp (jeśli chodzi o znaczną część zabytków w mieście): wąskie ulice i zabudowania dokoła zabytku, 2) brak odpowiedniego światła oraz szczupłość miejsca wewnątrz, 3) trudność identyfikacji

punktów (na które musimy celować z obu końców bazy), — ze względu na różnorodność kształtu fragmentów wśród których mierzone punkty się znajdują i dużą ich ilość (stąd łatwość pomyłki).

Sporządzenie przekrojów poziomych

Ponieważ przekrój poziomy jest podstawą do wykreślenia przekrojów pionowych i elewacji, przeto od niego należy pracę zacząć.

Dla sporządzenia przekroju poziomego musimy założyć ciąg poligonowy obwodowy (zewnątrz zabytku) oraz jeden lub więcej ciągów związkowych przechodzących przez wewnątrz zabytku.

W kościołach z reguły taka możliwość istnieje, gdyż w większości wypadków mamy przynajmniej dwa wejścia.

Oprócz ciągów wymienionych trzeba jeszcze założyć nawiązane do nich ciągi bazowe, niezbędne dla wykonania wcięć punktów górnych kondygnacji, oraz dla pomiaru wysokości (o czym mowa dalej).

We wnętrzu kościoła jak i nazewnątrz może czasem zająć potrzeba wskutek braku innych możliwości, założenia linii pomiarowej wciętej instrumentalnie pod pewnym kątem (na której będą oparte pomiary) ewentualnie potrzeba założenia krótkiego ciągu ślepego, wówczas pomiar ciągu musi być oczywiście wykonany w sposób taki, któryby pozwolił na kontrolę rugującą możliwość niedokładności lub błędu.

Boki ciągów poligonowych będą z reguły krótkie, zwłaszcza we wnętrzu, co jednak nie przeszkadza w osiągnięciu żądanej dokładności.

Należy zwracać specjalną uwagę na dokładne centrowanie instrumentu. Punkty ciągów poligonowych oraz baz i ciągów bazowych ze względu na potrzebę korzystania z nich przez cały czas pomiaru, należy w odpowiedni sposób ustabilizować.

Najbardziej nadają się do tego celu gwoździe lub paliki z gwoździami (zależnie od terenu).

Wymiary gwoździ zależnie od warunków lokalnych: ciągi obwodowe należy ustabilizować gwoździami dłuższymi (10 — 12 cm długości) wciskanymi między płyty w trotuarze lub obok nich, czy też osadzonymi w bruku, — natomiast ciągi wewnętrzne ustabilizujemy gwoździami cienkimi i krótkimi, które z łatwością osadzi się w szczelinach między płytami osadzki kościelnej bez szkody dla zabytku.

Równie dobrym sposobem utrwalenia punktu na okres pomiaru, będzie wyrysowanie krzyżyka dłućkiem na płycie.

W mniejszych miasteczkach lub ośrodkach wiejskich do ciągów obwodowych niejednokrotnie nadadzą się paliki z gwoździami.

Pomiar poszczególnych punktów zabytku dla przekroju poziomego dolnych kondygnacji musi być wykonany zależnie od warunków:

1) metodą rzutowania przy użyciu podwójnego pryzmatu, unikając długich domiarów (maximum 5 metrów),

2) za pomocą kąтового wcięcia z dwóch końców bazy, zwłaszcza jeśli chodzi o rzuty poziome punktów wyższych, które wskutek zasłonięcia jakimś przedmiotem (ławka, ołtarz lub t. p.) nie dadzą się bezpośrednio odmierzyć,

3) biegunowo — gdy pierwsze dwa sposoby nie dadzą się zastosować.

Przy przystąpieniu do właściwego pomiaru musi być sporządzony szkic mierzonych punktów z numeracją dotyczącą punktów wcinanych.

Pomiar punktów zabytku dla przekroju poziomego kondygnacji górnych musi być wyłączenie oparty na wcięciu.

Dla wykonania wcięć musimy mieć szereg baz leżących na ciągach poligonowych, albo stanowiących dodatkowe ciągi bazowe.

Naniesienie wciętych punktów na plan może być wykonane:

1) za pomocą przenośnika jako wcięcie graficzne, — przy krótkich odległościach,

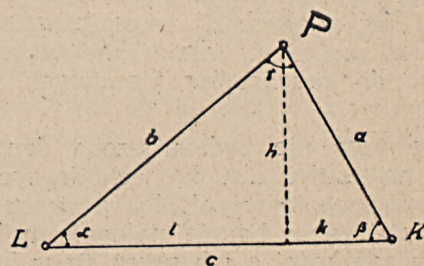
2) za pomocą rzędnych i odciętych w stosunku do bazy, które otrzymujemy z wyliczenia w sposób następujący:

Długość boku L—P	oznaczymy przez	b
" " P—K	" "	a
" " L—K	" "	c
Wysokość trójkąta	" "	h

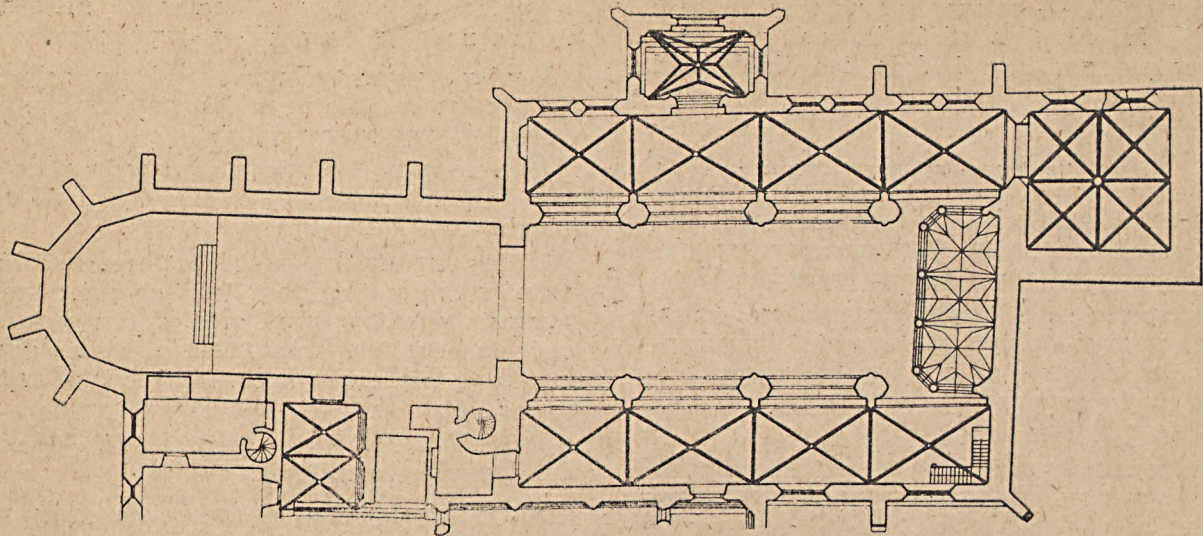
Rzut boku b na podstawę L—K oznaczmy przez l;

Rzut boku a na podstawę L—K oznaczmy przez k:

$$h = \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} \cdot c \cdot \sin \beta = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} \cdot c \cdot \sin \alpha$$



Rys. 1



[Rys. 2

Przekrój dolnej kondygnacji z rzutami sklepień, naw bocznych, kaplicy, chóru, kruchty i części kruzganków oraz z rzutami łęków i schodów.

oznaczając: $a = \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} \cdot c$ $b = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} \cdot c$

możemy napisać:

$$h = a \cdot \sin \beta = b \cdot \sin \alpha$$

$$k = \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} \cdot c \cdot \cos \beta = a \cdot \cos \beta$$

$$l = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} \cdot c \cdot \cos \alpha = b \cdot \cos \alpha$$

Wprowadzenie wielkości a i b z jednej strony służy do dalszych wyliczeń (wysokości mierzonych punktów), z drugiej strony daje kontrolę rachunku na wyliczenie wielkości k i l , oraz h .

Wielkość h musi wypaść identyczna z obu wyliczeń, zaś suma odcinków: $k + l$ musi być równa długości bazy c ($L - K$).

Kontrolę pomiaru dadzą nam miary czołowe, które bezwzględnie w dolnych kondygnacjach muszą być zamierzone.

Obliczenie i naniesienie punktu wyżej podanym sposobem nie jest połączone z większą stratą czasu, jakby się to na pozór wydawało, ponieważ w większości wypadków punkty wcinane muszą mieć pomierzone wysokości, potrzebne do przekrojów pionowych i elewacji.

Wobec tego nie będzie trzeba drugi raz obliczać wielkości a i b , wchodzących we wzór na obliczenie wysokości, a strata czasu w tym wyliczeniu będzie polegała tylko na mnożeniu wielkości a i b przez sinus lub cosinus kąta.

Naniesienie punktów tą metodą będzie oczywiście dokładniejsze od naniesienia za pomocą przenośnika,

3) za pomocą rzędnych i odciętych, wylczonych w układzie przyjętym dla ciągu poligonowego (a nie w stosunku do bazy), w tych wypadkach, gdy odległości do punktów mierzonych są duże (na przykład rzuty punktów sygnaturki lub wieży odległych od bazy 30 — 40 metrów i t. p.).

W wypadku wychylenia ścian lub filarów od pionu, co może być stwierdzone za pomocą odpionowania instrumentem, lub za pomocą wcięć, oraz w innych wypadkach niezgodności przekrojów poziomych górnych i dolnych kondygnacji należy na rzut poziomy przyziemia nanieść odnośne punkty górnych kondygnacji i pociągnąć je inną linią dla uwidocznienia odchylenia.

Błędy wcięcia.

Jeżeli we wzorach na h i l (lub k) zamiast γ podstawimy $180^\circ - (\alpha + \beta)$ to otrzymamy:

$$h = \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta}{\sin [\alpha + \beta]} \cdot c, \quad l = \frac{\sin \beta \cdot \cos \alpha}{\sin [\alpha + \beta]} \cdot c$$

Powyzsze funkcje są funkcjami trzech zmiennych: c , α i β .

Pochodne cząstkowe tych funkcji będą:

$$F_1^h = \frac{\partial h}{\partial c} = \frac{\sin \alpha \cdot \sin \beta}{\sin [\alpha + \beta]} \quad F_1^l = \frac{\partial l}{\partial c} = \frac{\sin \beta \cdot \cos \alpha}{\sin [\alpha + \beta]}$$

$$F_2^h = \frac{\partial h}{\partial \alpha} = \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot c; \quad F_2^l = \frac{\partial l}{\partial \alpha} = \frac{\sin \beta \cdot \cos \beta}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot c$$

$$F_3^h = \frac{\partial h}{\partial \beta} = \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot c; \quad F_3^l = \frac{\partial l}{\partial \beta} = \frac{\sin \alpha \cdot \cos \alpha}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot c$$

Przechodząc do średnich błędów otrzymamy:

$$m_h^2 = \left(\frac{\partial h}{\partial c}\right)^2 \cdot m_c^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial \alpha}\right)^2 \cdot m_\alpha^2 + \left(\frac{\partial h}{\partial \beta}\right)^2 \cdot m_\beta^2$$

$$m_l^2 = \left(\frac{\partial l}{\partial c}\right)^2 \cdot m_c^2 + \left(\frac{\partial l}{\partial \alpha}\right)^2 \cdot m_\alpha^2 + \left(\frac{\partial l}{\partial \beta}\right)^2 \cdot m_\beta^2$$

Średni błąd określenia położenia wcinanego punktu będzie:

$$m_p^2 = m_h^2 + m_l^2$$

$$\begin{aligned} m_p^2 &= \frac{\sin^2 \alpha \cdot \sin^2 \beta}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot m_c^2 + \frac{\sin^4 \beta}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\alpha^2 + \\ &+ \frac{\sin^4 \alpha}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\beta^2 + \frac{\sin^2 \beta \cdot \cos^2 \alpha}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot m_c^2 + \\ &+ \frac{\sin^2 \beta \cdot \cos^2 \beta}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\alpha^2 + \frac{\sin^2 \alpha \cdot \cos^2 \alpha}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\beta^2 = \\ &= \frac{\sin^2 \beta}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot m_c^2 + \frac{\sin^2 \beta}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\alpha^2 + \\ &+ \frac{\sin^2 \alpha}{\sin^4 [\alpha + \beta]} \cdot c^2 \cdot m_\beta^2 \end{aligned}$$

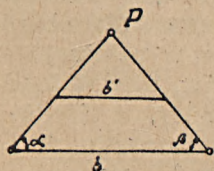
Ponieważ kąty α i β mierzymy jednym instrumentem, a więc z jednakową dokładnością, przeto:

$$m_\alpha = m_\beta = m, \text{ a zatem}$$

$$m_p^2 = \frac{1}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot \left[\sin^2 \beta \cdot m_c^2 + \frac{c^2 \cdot m^2}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \cdot [\sin^2 \beta + \sin^2 \alpha] \right] \quad (1)$$

przy czym: $m_\alpha = m_\beta = m$, jest wyrażone w mierze analitycznej.

Z powyższych wzorów wynika, że wpływ błędów kątowych na dokładność określenia położenia punktu P jest między innymi za-



Rys. 3

leżny od długości bazy, a więc gdy zachodzi wypadek, że jakiś punkt mielibyśmy wciąć z dużej i odległej od niego bazy b, to chcąc zwiększyć dokładność przy tych samych kątach wcinających α i β , oraz przy tej samej wielkości m, musimy obrać nową bazę b_1 mniejszą i bliższą danego punktu.

Poza tym warunkiem wspólnym dla wszystkich powyższych wzorów jest to, aby

$$\sin [\alpha + \beta] \neq 0 \quad \alpha + \beta \neq 0 \quad \alpha + \beta \neq 180^\circ$$

Ponieważ długość bazy jest z reguły niewielka (15 m — 30 m) i pomiar jej jest na ogół łatwy (na przykład pomiar na posadzce wewnątrz kościoła, lub na cmentarzu kościelnym), przeto błąd średni pomiaru bazy: m_c , jako wielkość małą rzędu wyższego możemy dla ułatwienia dyskusji odrzucić, tymbardziej, że jak wynika z wzoru, — również współczynnik przy m_c jest wielkością małą rzędu wyższego niż współczynnik przy m, a wobec tego wzór na m_p przyjmie postać:

$$m_p^2 \sim \frac{c^2 \cdot m^2}{\sin^4 [\alpha + \beta]} [\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta]$$

$$\text{czyli } m_p \sim \pm \frac{c \cdot m}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \sqrt{\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta}$$

Ze wzoru tego widzimy, że dokładność określenia punktu wcinanego P jest wprost proporcjonalna do długości bazy i dokładności instrumentu.

Najmniejsza wartość m_p , jak wynika z samego wzoru, będzie wtedy, gdy $\sin^2 \alpha = \sin^2 \beta$, czyli wówczas gdy kąt $\alpha = \beta$, a więc w trójkącie równoramiennym.

Wówczas będzie:

$$m_p^{\min.} = \frac{c \cdot m}{\sin^2 2\alpha} \sqrt{2 \sin^2 \alpha} = \frac{c \cdot m}{\sqrt{2} \cdot \sin 2\alpha \cdot \cos \alpha}$$

Najmniejsza wartość dla $m_p^{\min.}$ zachodzi, gdy pierwsza pochodna jest równa 0, a to ma miejsce gdy $\operatorname{tg} \alpha = 2 \operatorname{ctg} 2\alpha$, czyli $\operatorname{ctg}^2 \alpha = 2$, a więc przy $\alpha = \beta = 35^\circ 16'$ (w zaokrągleniu).

Kąt na punkcie wcinanym P będzie wówczas $= 109^\circ 28'$.

Podstawiając konkretnie, otrzymamy:

$m_p^{\min.} = \pm 0.92 \cdot m \cdot c$, co dla teodolitu o dokładności jednej minuty i przy przeciętnej długości bazy $= 30$ metrów, wyniesie ± 1.2 centymetra.

Przyjmując przeciętną długość bazy $= 30$ metrów, dokładność pomiaru kąta pozio-

Kąt γ	Kąt α	Kąt β	Średni błąd m_p	Kąt γ	Kąt α	Kąt β	Średni błąd m_p
170 00	5 00	5 00	5.4	45 00	45 00	90 00	3.5
160 00	2 00	18 00	3.6	45 00	67 30	67 30	3.6
160 00	6 00	14 00	3.0	40 00	5 00	135 00	2.5
160 00	10 00	10 00	2.8	40 00	10 00	130 00	2.7
158 00	3 00	19 00	3.1	40 00	15 00	125 00	2.8
155 00	2 00	23 00	2.9	40 00	20 00	120 00	3.0
155 00	7 00	18 00	2.4	40 00	40 00	100 00	3.9
155 00	15 00	10 00	2.3	40 00	50 00	90 00	4.2
150 00	1 00	29 00	2.7	40 00	70 00	70 00	4.5
150 00	5 00	25 00	2.4	35 00	2 00	143 00	2.4
150 00	10 00	20 00	2.1	35 00	5 00	140 00	2.7
150 00	15 00	15 00	2.0	35 00	7 00	138 00	2.8
109 30	35 15	35 15	1.3	35 00	9 00	136 00	2.9
90 00	15 00	75 00	1.6	35 00	10 00	135 00	2.9
90 00	30 00	60 00	1.5	35 00	15 00	130 00	3.3
90 00	45 00	45 00	1.5	35 00	35 00	110 00	4.6
85 00	5 00	90 00	1.6	30 00	1 00	149 00	2.8
60 00	1 00	119 00	1.6	30 00	5 00	145 00	3.3
60 00	10 00	110 00	1.9	30 00	10 00	140 00	3.6
60 00	30 00	90 00	2.2	30 00	30 00	120 00	5.4
60 00	60 00	60 00	2.3	20 00	5 00	155 00	5.1
52 00	25 00	103 00	2.3	20 00	20 00	140 00	8.3
51 00	64 30	64 30	2.8	20 00	40 00	120 00	12.4
50 00	5 00	125 00	2.3	13 00	41 00	126 00	27.5
50 00	30 00	100 00	2.8	10 00	10 00	160 00	15.9
50 00	40 00	90 00	2.9	10 00	35 00	135 00	40.2
45 00	5 00	130 00	2.4	10 00	85 00	85 00	61.5
45 00	15 00	120 00	2.4				
45 00	20 00	115 00	2.6				
45 00	30 00	105 00	2.9				
45 00	35 00	100 00	3.05				

mego ± 1.5 minuty, i błąd pomiaru bazy ± 1 cm. i podstawiając do wzoru na m_p (1) charakterystyczne wartości kątów, otrzymamy następujące orientacyjne wartości średnich błędów:

Jak widać z powyższej tabelki, najłatwiej nam będzie określić położenie punktu wcinanego P w stosunku do punktów bazy (przy warunku, że błąd określenia tego punktu nie może przekroczyć założonej granicy) zapomo-cą kąta γ z tym, że w niektórych wypadkach będą miały wpływ na to wielkości kątów α i β .

Jeżeli postawimy warunek aby m_p nie przekroczyło wielkości ± 3 cm., to na podstawie powyższej tabelki możemy ustalić praktycznie wystarczającą granicę dla kąta γ , a mianowicie:

$$155^\circ > \gamma > 50^\circ$$

w każdym wypadku niezależnie od wielkości kątów α i β .

Rozpiętość tej granicy może być w niektórych warunkach zwiększona, a mianowicie:

- 1) górna granica kąta γ może być zwiększona do 160° , o ile kąt α lub β będzie wynosić od 5° do 10° ;
- 2) dolna granica kąta γ może być zmniejszona do 45° , o ile kąt α lub β będzie zawarty w granicach od 0° do 35° ;
- 3) dolna granica kąta γ może być zmniejszona do 40° o ile kąt α lub β będzie w granicach od 0° do 20° ;
- 4) wreszcie dolna granica kąta γ może dochodzić do 35° , o ile kąt α lub β będzie w granicach od 0° do 10° .

Dla uwidocznienia wpływu błędu bazy na średni błąd m_p , może posłużyć niżej podana tabelka sporządzona dla charakterystycznych układów wcięcia w założeniu, że długość bazy = 30 metrów, średni błąd pomiaru kąta wynosi 1.5 minuty, a średni błąd pomiaru bazy w jednym wypadku ± 1 cm. a w drugim wypadku ± 0.5 cm.

Kąt γ	Kąt α	Kąt β	Sredni błąd m_p w wypadku gdy błąd po- miaru bazy = ± 1 cm	Sredni błąd m_p w wypadku gdy błąd po- miaru bazy = ± 0.5 cm
90 00	45 00	45 00	1.5	1.3
85 00	5 00	90 00	1.6	1.4
45 00	45 00	90 00	3.5	3.3
40 00	10 00	130 00	2.7	2.5
40 00	50 00	90 00	4.2	4.0
40 00	70 00	70 00	4.4	4.2
38 00	3 00	139 00	2.5	2.3
36 00	8 00	136 00	2.9	2.7
30 00	30 00	120 00	5.4	5.2
20 00	20 00	140 00	8.3	8.1
20 00	40 00	120 00	12.25	12.07
13 00	41 00	126 00	27.34	27.16

Z powyższej tabelki wynika, że wpływ błędu bazy m_c na średni błąd m_p nie jest wielki, — natomiast decydującym jest wpływ błędów pomiaru kątów α i β , co jest potwierdzeniem poprzednio wyprowadzonego wniosku teoretycznego.

Chcąc pomierzyć wcięciem takie punkty, które leżą w niekorzystnych warunkach w stosunku do założonego średniego błęd m_p , czyli chcąc zwiększyć dla tych punktów rozpiętość granicy kąta γ (lub α czy β) — należy użyć instrumentu o odpowiednio większej dokładności.

Przy pomiarze zabytków, ze względu na trudny dostęp do niektórych części, — problem zwiększenia dokładności kątów, będzie czasem aktualny.

Granice rozpiętości kąta γ (lub α czy β) można ustalić jeszcze w inny sposób, mianowicie: zakładamy, że m_p równa się żądanej wielkości, na przykład ± 3 cm., i rozwiązujemy równanie czwartego stopnia dla charakterystycznych wartości kątów.

Dla ułatwienia rachunku, założmy jak poprzednio $m_c = 0$ (wielkość mała rzędu wyższego) i przyjmijmy granicę dla średniego błędu wielkość ± 3 cm. wówczas mamy:

$$m_p = \pm 3 \text{ cm} = \pm \sqrt{\frac{c^2 \cdot m^2}{\sin^4 [\alpha + \beta]} [\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta]}$$

$$\text{czyli } 9.0 \sin^4 [\alpha + \beta] = c^2 \cdot m^2 [\sin^2 \alpha + \sin^2 \beta]$$

Przekształcając na podstawie wzorów trygonometrycznych, otrzymamy:

$$\frac{9.0 [\sin \alpha + \cos \alpha \cdot \tan \beta]^4}{[1 + \tan^2 \beta]^2} = c^2 \cdot m^2 \left[\frac{\sin^2 \alpha [1 + \tan^2 \beta] + \tan^2 \beta}{1 + \tan^2 \beta} \right]$$

Jeśli przyjmijemy do dyskusji długość bazy = 23 metry (dla uproszczenia rachunku), a średni błąd pomiaru kąta = 1.5 minuty, otrzymamy $m^2 \cdot c^2 = 1.0$ i równanie przyjmie postać:

$$9.0 [\sin \alpha + \cos \alpha \tan \beta]^4 = [\sin^2 \alpha [1 + \tan^2 \beta] + \tan^2 \beta] \cdot [1 + \tan^2 \beta]$$

po przekształceniu będzie:

$$9.0 \sin^4 \alpha + 36.0 \sin^3 \alpha \cos \alpha \tan \beta + 54.0 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha \tan^2 \beta + 36.0 \sin \alpha \cos^3 \alpha \tan^3 \beta + 9.0 \cos^4 \alpha \tan^4 \beta$$

Oznaczając: $x = \tan \beta$, otrzymamy następujące równanie 4-go stopnia:

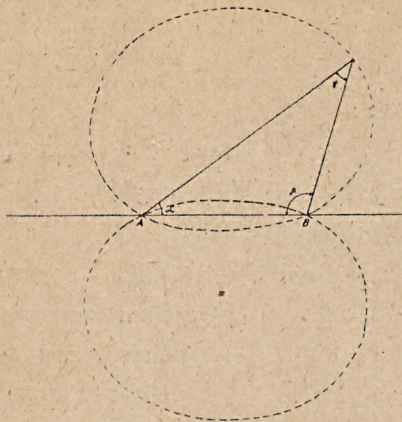
$$x^4 [9.0 \cos^4 \alpha - \sin^2 \alpha - 1.0] + x^3 [36.0 \sin \alpha \cos^3 \alpha] + x^2 [54.0 \sin^2 \alpha \cos^2 \alpha - 2.0 \sin^2 \alpha - 1.0] + x [36.0 \sin^3 \alpha \cos \alpha] + 9.0 \sin^4 \alpha - \sin^2 \alpha = 0$$

Jeżeli będziemy podstawiać dla α kolejno wielkości: 1, 5, 10, 20 i t. p. co 10 stopni, otrzymamy równania 4-go stopnia z różnymi współczynnikami przy niewiadomych (typu: $ax^4 + bx^3 + cx^2 + dx + e = 0$), które z praktycznie wystarczającą dokładnością rozwiążemy sposobem graficznym (metoda LILLE).

Rezultat rozwiązania wspomnianych wyżej równań sposobem graficznym daje niżej załączona tabela.

Założony kąt α	Rozwiązanie I [kąt β']	Rozwiązanie II [kąt β'']
1 00	17 00	158 00
5 00	9 00	151 00
10 00	3 30	142 30
20 00	2 00	128 00
30 00	4 30	114 30
45 00	14 00	95 30
60 00	25 30	78 00
70 00	34 00	67 30
80 00	41 00	58 00
90 00	50 00	50 00
100 00	58 00	41 00
110 00	67 30	34 00
120 00	78 00	25 30
135 00	95 30	14 00
150 00	114 30	4 30
160 00	128 00	2 00
170 00	142 30	3 30
175 00	151 00	9 00

Po wykreśleniu otrzymamy krzywe zbliżone do elipsy, które nam wskażą granice dla kątów γ , α i β , w jakich możemy wciąć punkt P, aby nie przekroczyć błędu ± 3 cm.



Rys. 4

Mogą zachodzić wypadki, że nie tylko punkty górnych kondygnacji, lecz także większość punktów kondygnacji dolnych musi być zmierzona za pomocą wcięcia, na przykład zamek położony na skalistym wzgórzu, gdzie wskutek trudnego dostępu pomiar taśmą i przyzmatem byłby bardzo utrudniony i bardzo niedokładny.

Wpływ błędów instrumentalnych.

Bardzo ważną kwestią przy wcięciu punktów wyżej położonych, zarówno jak i przy pomiarze wysokości, — jest dokładne spoziomowanie instrumentu. Wpływ wychylenia osi instrumentu od pionu — na kierunek (błąd odczytu kierunku) wyraża się wzorem: $\Delta \alpha = \varepsilon \operatorname{tg} h \sin \alpha$.

gdzie:

- ε — oznacza wychylenie osi od pionu,
- h — oznacza pochylenie kierunku (w stosunku do poziomym),
- α — oznacza kierunek mierzony w odniesieniu do płaszczyzny wychylenia.

Stąd wynika, że wpływ wychylenia osi jest wprost proporcjonalny do tangensa kąta pochylenia (h), prócz tego przyjmuje największą wartość dla kierunku prostopadłego w stosunku do płaszczyzny wychylenia czyli $\Delta \alpha$ w tym wypadku wyniesie: $\varepsilon \operatorname{tang} h$.

Wpływ wychylenia osi na kąt (który jest różnicą kierunków) będzie wyrażony wzorem: $\Delta_k = \Delta_{\alpha_1} - \Delta_{\alpha_2} = \varepsilon [\operatorname{tang} h_1 \sin \alpha_1 - \operatorname{tang} h_2 \sin \alpha_2]$ gdzie Δ_{α_1} jest to wpływ wychylenia osi na jeden kierunek,

Δ_{α_2} jest to wpływ wychylenia osi na drugi kierunek,

h_1 i h_2 — są to odpowiednie kąty pochylenia do poziomu,

α_1 i α_2 — są to kierunki liczone od płaszczyzny wychylenia. Największy wpływ będzie przy kątach zbliżonych do 180° , bo wtedy mamy:

$$\sin \alpha_1 = -\sin \alpha_2 \quad [\alpha_1 = \alpha_2 \pm 180^\circ]$$

$$\text{zaś } \Delta_k = \varepsilon \sin \alpha_1 \cdot [\operatorname{tang} h_1 + \operatorname{tang} h_2]$$

Jeśli weźmiemy (dla uproszczenia rachunku $h_1 = h_2 = h$, to będzie:

$$\Delta_k = 2 \varepsilon \sin \alpha_1 \operatorname{tang} h$$

Poza tym największy wpływ będzie dla $\alpha_1 = 90$ ($\sin 90 = 1$), czyli

$$\Delta_k = 2 \varepsilon \operatorname{tang} h$$

Kąt pochylenia h przy pomiarze zabytków musi nieraz dochodzić do 50° (w rzadkich wypadkach nawet przekracza 50°), więc dla $h = 50^\circ$, będzie:

$$\Delta_k = 2 \varepsilon \cdot 1.2 = 2.4 \varepsilon$$

Wobec powyższego przy pomiarach punktów wysoko położonych, należy zwracać uwagę na dokładne poziomowanie instrumentu oraz na to, aby libela do poziomowania miała należytą czułość (wartość podziałki dostosowaną do dokładności odczytu).

W celu wyeliminowania ewentualnych błędów kolimacji i inklinacji, a jednocześnie dla uzyskania kontroli i większej dokładności — pomiar zabytków należy wykonywać przy dwóch położeniach lunety.

Wzór: $\Delta_k = \varepsilon [\operatorname{tang} h_1 \sin \alpha_1 - \operatorname{tang} h_2 \sin \alpha_2]$ można rozpatrzyć także z innego punktu widzenia, a mianowicie: przy pomiarach zabytków mogą zachodzić dużej rozpiętości kątów h_1 i h_2 , w tych wypadkach, kiedy instrument stoi na poziomach pośrednich (balkon, chór, przyległy budynek). Wobec tego największy wpływ Δ_k będzie wtedy, gdy $h_1 = -h_2$, czyli wtedy gdy $\operatorname{tang} h_1 = -\operatorname{tang} h_2$, ponieważ wtedy:

$$\Delta_k = \varepsilon \operatorname{tang} h [\sin \alpha_1 + \sin \alpha_2]$$

Poza tym największy wpływ będzie przy

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 90$$

Wówczas otrzymamy rezultat analogiczny do poprzedniego:

$$\Delta_k = 2 \varepsilon \operatorname{tang} h$$

Sporządzenie przekrojów pionowych.

W związku ze sporządzeniem przekrojów pionowych wyłania się jedna z ważniejszych kwestii całego problemu, mianowicie sprawa wysokości, która może być rozwiązana jedynie w sposób trygonometryczny, za wyjątkiem niektórych nisko leżących punktów dostępnych dla pomiaru bezpośredniego.

Pomiar i wyliczenia dotyczące wysokości wykonuje się przeważnie razem z pomiarem i wyliczeniem wcięć, — natomiast wykreśle-

nie przekrojów pionowych może być wykonane po sporządzeniu przekrojów poziomych (rzutów).

Przed przystąpieniem do pomiaru musimy sporządzić odpowiedni szkic z oznaczeniem i numeracją mierzonych wysokościowo punktów (o ile nie są one już ponumerowane przy pomiarze wcięciem).

Pomiar musi być wykonywany ze specjalną uwagą na identyfikację mierzonych (przeważnie z dwóch stanowisk) punktów.

Ze względu na znaczną różnorodność kształtu fragmentów wśród których mierzone punkty się znajdują, — należy dokładnie narysować na szkicu położenie punktu, na który celujemy, abyśmy mogli na ten sam punkt bez trudności celować zarówno przy drugim położeniu lunety, jak i z drugiego końca bazy. Należy więc dążyć do tego, aby jedną serią pomiaru nie obejmować wielu punktów. Lepiej pomierzyć w jednym dniu mniejszą ilość punktów lecz całkowicie, czyli z obu końców bazy, aniżeli większą ilość lecz z jednego punktu bazy, gdyż mierząc te punkty w drugim dniu z drugiego końca bazy mamy już większe trudności z identyfikacją i tracimy więcej czasu. Jako normę ilości punktów objętych jedną serią obserwacji, uważam 20 punktów.

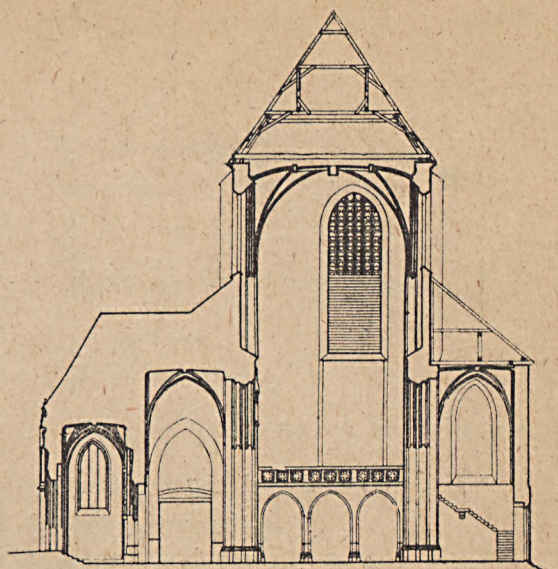
Pomiar wysokości wnętrza kościoła jest znacznie trudniejszy od pomiaru wysokości fasad (elewacji): brak światła utrudnia bardzo identyfikację punktów, szczupłość miejsca utrudnia znalezienie odpowiednich baz, a to zmusza do stosowania większych kątów pochyleń, oraz zwiększenia ilości baz (stąd większa strata czasu w celu uzyskania żądanej dokładności).

Przy pomiarach wysokości wnętrza bardzo pomocne są poziomy pośrednie z których należy z reguły korzystać w celu ułatwienia pracy, — a mianowicie: kruzganki, chóry, balkony, szerokie gzemсы i t. p.

Jeżeli chodzi o pomiar wysokości, to poziom pośredni: z jednej strony obniża dokładność z natury rzeczy (narastanie błędów), z drugiej strony zwiększa dokładność ze względu na mniejsze kąty wysokościowe i w wielu wypadkach ułatwia pracę.

Wszystkie ważniejsze drobne elementy (grubości sklepień, występy gzemсы i t. p.) należy w miarę możliwości pomierzyć bezpośrednio.

Należy również pomierzyć bezpośrednio wysokości łatwiejsze do pomiaru, w celu uzyskania kontroli pomiaru trygonometrycznego, jak na przykład: wysokość sklepienia (przez otwory sklepienne), wysokość chóru (jako poziom pośredniego), balkonu, gzemсы górnych (o ile są one poziomami pośrednimi) i t. p. Punktów takich nie będzie dużo.



Rys. 5

Przekrój pionowy, poprzeczny — przez nawę główną, kruchtę i nawy boczne, z widokiem na zachodnią część kościoła.

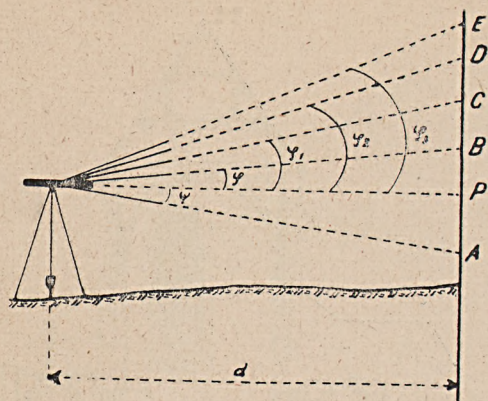
Na bokach ciągów poligonowych (zarówno obwodowych jak i związkowych) należy zawczasu ustalić i ustabilizować dość gęsto punkty bazowe (na przykład co kilka metrów), by potem nie tracić czasu na dodatkowe ustawianie instrumentu dla ustalania nowych punktów bazowych w toku pracy (względny organizacyjny). Mając gęsto ustalone i ustabilizowane punkty, możemy z łatwością w toku pracy dobierać sobie odpowiednie bazy (może być kilka baz na jednym boku poligonowym).

Wszystkie punkty bazowe muszą być zniwelowane.

Należy rozróżnić trzy rodzaje trygonometrycznego pomiaru wysokości:

I. Gdy mamy zmierzyć różnicę wysokości między dwoma punktami (lub większą ilością punktów) leżącymi w jednej linii pionowej (na przykład w jednej ścianie pionowej). W praktyce zadanie takie sprowadza się z reguły do ustalenia różnicy wysokości między jakimś dolnym poziomem (posadzką kościoła) a górnymi punktami ściany kościoła. Pomiar ogranicza się wówczas do zmierzenia odległości poziomej od punktu nad którym stoi instrument do linii pionowej, na której leżą mierzone wysokościowo punkty (odległości d), i odnośnych kątów pochyleń dla każdego punktu (kąty: φ , φ_1 , φ_2 , i t. d., oraz ψ).

Na podstawie tych danych otrzymamy odpowiednie różnice wysokości:



Rys. 6

$$A - B = d \tan \varphi + d \tan \psi = d [\tan \varphi + \tan \psi]$$

$$A - C = d [\tan \varphi_1 + \tan \psi]$$

$$A - D = d [\tan \varphi_2 + \tan \psi]$$

i t. d. ...

Zaletą tej metody jest szybkość pomiaru (tylko jedna długość d i jeden kąt ψ — dla wszystkich punktów, oraz jeden kąt φ dla każdego punktu) i szybkość wyliczeń.

Różnica wysokości $A - B$ jest funkcją trzech zmiennych: d , φ i ψ .

Pochodne cząstkowe tych funkcji będą:

$$F_1^{A-B} = \frac{\partial A - B}{\partial d} = \tan \varphi + \tan \psi$$

$$F_2^{A-B} = \frac{\partial A - B}{\partial \varphi} = \frac{d}{\cos^2 \varphi}$$

$$F_3^{A-B} = \frac{\partial A - B}{\partial \psi} = \frac{d}{\cos^2 \psi}$$

Przechodząc do średnich błędów otrzymamy:

$$m_{A-B}^2 = \left(\frac{\partial A - B}{\partial d} \right)^2 \cdot m_d^2 + \left(\frac{\partial A - B}{\partial \varphi} \right)^2 \cdot m_\varphi^2 + \left(\frac{\partial A - B}{\partial \psi} \right)^2 \cdot m_\psi^2 \text{ czyli:}$$

$$m_{A-B}^2 = [\tan \varphi + \tan \psi]^2 \cdot m_d^2 + \frac{d^2 \cdot m_\varphi^2}{\cos^4 \varphi} + \frac{d^2 \cdot m_\psi^2}{\cos^4 \psi}$$

Ponieważ wysokość instrumentu jest niewielka w stosunku do odległości d , przeto kąt ψ jest mały, wobec czego $\tan \psi$, jako wielkość mała, można w niniejszym rozumowaniu pominąć, z drugiej zaś strony $\cos^4 \psi$ przy małym kącie ψ można uważać jako równe jedności, wobec tego wzór nasz będzie następujący:

$$m_{A-B}^2 \approx \tan^2 \varphi m_d^2 + \frac{d^2 \cdot m_\varphi^2}{\cos^4 \varphi} + d^2 m_\psi^2$$

Kąty φ i ψ mierzymy jednym instrumentem, czyli z jednakową dokładnością, przeto $m_\varphi = m_\psi = m$, a więc:

$$m_{A-B}^2 \approx \tan^2 \varphi m_d^2 + d^2 m^2 \left(\frac{1}{\cos^4 \varphi} + 1 \right)$$

Jeśli przyjmiemy konkretnie: przeciętną długość bazy (odległość d) równą 23 metry (dla uproszczenia rachunku), błąd pomiaru bazy $m_d = \pm 1$ cm., błąd pomiaru kąta $m_\varphi = m_\psi = m = 1.5$ minuty i kąt pochylenia $\varphi = 50^\circ$ wówczas

$$m_{A-B}^2 = 8.4, \text{ czyli } m_{A-B} = \pm 2.9 \text{ cm.}$$

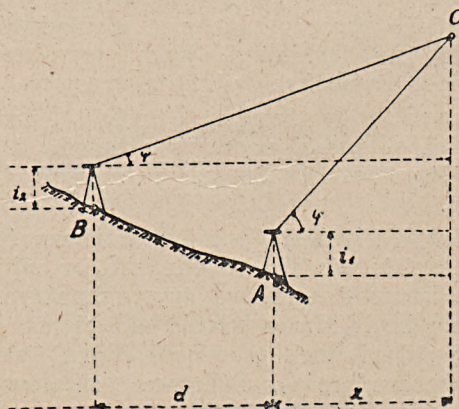
Metoda ta nie daje kontroli rachunku (z powodu jednorazowego wyliczenia wysokości), kontrola pomiaru polega tylko na podwójnym odczycie kąta (przy dwóch położeniach lunety), co w dużym stopniu zmniejsza szanse błędu.

Dokładność pomiaru jak widać z powyższego wyliczenia (opartego na niezbyt korzystnych założeniach) jest wystarczającą w stosunku do założonych wymagań. W celu zwiększenia dokładności tej metody i dla zwiększenia kontroli należy wykonać analogiczny pomiar z drugiego stanowiska.

Jeżeli mamy zmierzyć wysokość jakiegoś punktu dowolnego w stosunku do przyjętego poziomu, na przykład wysokość sklepienia w stosunku do poziomu posadzki w kościele. wówczas mamy dwie możliwości:

II. Obieramy dwa stanowiska instrumentu A i B w jednej płaszczyźnie pionowej z punktem mierzonym, mierzymy bazę $A - B = d$ (odległość poziomą między punktami A i B), oraz kąty pochylenia φ i ψ (jak na rysunku)

Oznaczmy wysokość punktu A H_A
 " " " B H_B
 " " " C H_C
 instrumentu w punkcie A i_1



Rys. 7

Oznaczmy wysokość instrumentu w punkcie B i_2
 „ odległość poziomą między punktami A i C X
 „ odległość poziomą między punktami A i B d

Mamy zależności:

$$H_C = H_A + i_1 + X \operatorname{tang} \varphi$$

$$H_C = H_A + i_2 + [d + X] \operatorname{tang} \psi$$

$$H_A + i_1 + X \operatorname{tang} \varphi = H_B + i_2 + d \operatorname{tang} \psi + X \operatorname{tang} \psi$$

$$\text{czyli: } X = \frac{d \operatorname{tang} \psi + H_B - H_A + i_2 - i_1}{\operatorname{tang} \varphi - \operatorname{tang} \psi}$$

Metoda ta daje nam kontrolę rachunku, nie mamy natomiast kontroli pomiaru. Przy błędnie zmierzonym kącie φ lub ψ , możemy otrzymać zgodne rezultaty na H_c , choć nie odpowiadające rzeczywistości. Ponieważ pomiar wykonujemy przy dwóch położeniach lunety, przeto szanse popełnienia błędu w kącie są zmniejszone.

Dla zanalizowania dokładności określenia wysokości zapomocą powyższej metody, należy do wzoru na H_c podstawić wartość X, wówczas otrzymamy:

$$H_C = H_A + i_1 + \frac{d \operatorname{tang} \psi + H_B - H_A + i_2 - i_1}{\operatorname{tang} \varphi - \operatorname{tang} \psi} \cdot \operatorname{tang} \varphi$$

Po wymnożeniu i uszeregowaniu otrzymamy:

$$H_C = \frac{d \sin \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]} + \frac{[H_B + i_2] \cos \psi \sin \varphi}{\sin [\varphi - \psi]} + \frac{[H_A + i_1] \cos \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

Oznaczmy:

$$H_B + i_2 = A$$

$$H_A + i_1 = B$$

Funkcja H_c jest funkcją pięciu zmiennych: d, A, B, φ i ψ .

Cząstkowe pochodne tej funkcji będą:

$$\frac{\partial H}{\partial d} = \frac{\sin \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial A} = \frac{\sin \varphi \cos \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial B} = \frac{\cos \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial \varphi} = \frac{d \sin \psi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \sin \psi - \frac{A \cos \psi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \sin \psi + \frac{B \sin \psi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \cos \psi$$

$$\frac{\partial H}{\partial \psi} = \frac{d \sin \varphi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \sin \varphi + \frac{A \sin \varphi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \cos \varphi - \frac{B \cos \varphi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \cdot \sin \varphi$$

Po przekształceniu:

$$\frac{\partial H}{\partial d} = \frac{\sin \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial A} = \frac{\sin \varphi \cos \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial B} = \frac{\cos \varphi \sin \psi}{\sin [\varphi - \psi]}$$

$$\frac{\partial H}{\partial \varphi} = \frac{\sin \psi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} [d \sin \psi + [A - B] \cos \psi]$$

$$\frac{\partial H}{\partial \psi} = \frac{\sin \varphi}{\sin^2 [\varphi - \psi]} [d \sin \varphi + [A - B] \cos \varphi]$$

Spółczynnik: (A - B) jest to różnica poziomów instrumentu w punkcie B i w punkcie A i możemy oznaczyć ją znacznikiem Δ

Następnie przechodząc do średnich błędów oznaczmy: średni błąd pomiaru odległości $d = m_d$, średni błąd wielkości $A = H_B + i_2$ sprowadza się do średniego błędu pomiaru wysokości instrumentu i_2 , ponieważ błąd wysokości punktu B (H_B) możemy uważać za równy 0 jako otrzymany z niwelacji, wobec czego błąd wielkości A oznaczmy m_A , tak samo błąd wielkości B oznaczmy m_B ; średni błąd pomiaru kątów φ i ψ — przez m_φ i m_ψ , przy czym $m_\varphi = m_\psi = m$.

Na podstawie powyższego otrzymamy:

$$m_H^2 = \frac{1}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \left[\sin^2 \varphi \sin^2 \psi m_d^2 + \cos^2 \varphi \sin^2 \psi m_A^2 + \sin^2 \varphi \cos^2 \psi m_B^2 \right] + \frac{\sin^2 \psi}{\sin^4 [\varphi - \psi]} [d \sin \psi + \Delta \cos \psi]^2 m^2 + \frac{\sin^2 \varphi}{\sin^4 [\varphi - \psi]} [d \sin \varphi + \Delta \cos \varphi]^2 m^2$$

Jeśli założymy: średni błąd pomiaru bazy = ± 1 cm. (osiągalny praktycznie bez specjalnego wysiłku), a także średni błąd pomiaru wysokości instrumentu = ± 1 cm., czyli $m_d = m_A = m_B = \pm 1$ cm., poza tym wielkość Δ równą 0, ze względu na to, że różnica poziomów między instrumentami przy tego rodzaju pomiarach jest z reguły niewielka (tę metodę stosujemy zazwyczaj do pomiaru wysokości we wnętrzu kościoła, gdzie poziom posadzki jest równy), to otrzymamy:

$$m_H^2 = \frac{1}{\sin^2 [\varphi - \psi]} \left[\sin^2 \varphi \sin^2 \psi + \sin^2 \varphi \cos^2 \psi + \cos^2 \varphi \sin^2 \psi \right] + \frac{1}{\sin^4 [\varphi - \psi]} \left[\sin^4 \psi d^2 + \sin^4 \varphi d^2 \right] m^2$$

Przekształcając dalej otrzymamy:

$$m_H^2 = \frac{1}{\sin^2[\varphi - \psi]} \left[\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi \sin^2 \psi \right] + \frac{d^2 m^2}{\sin^2[\varphi - \psi]} \left[\sin^4 \psi + \sin^4 \varphi \right]$$

Ustalenie dopuszczalnej granicy dla kątów φ i ψ , z założeniem, że średni błąd nie może przekroczyć wielkości ± 3 cm., może nastąpić analogicznie, jak dla problemu wcięć: albo przez rozwiązanie równania czwartego stopnia przy warunku, żeby błąd średni nie był większy od ± 3 cm., albo za pomocą tabelki przez podstawianie do wzorów charakterystycznych wartości kątów.

Jeśli założymy dla uproszczenia rachunku, że długość bazy wyniesie 32.5 metra, a średni błąd pomiaru kąta ± 1.5 minuty, to niżej podana tabelka będzie dawać praktycznie wystarczającą orientację dla możliwości korzystania z omówionej metody przy danej bazie i danych warunkach.

Równanie będzie w tym wypadku następujące:

$$m_H^2 = \frac{1}{\sin^2[\varphi - \psi]} \left[\sin^2 \varphi + \cos^2 \varphi \sin^2 \psi \right] + \frac{2}{\sin^2[\varphi - \psi]} \left[\sin^4 \psi - \sin^4 \varphi \right]$$

Kąt ψ	Kąt φ	Kwadrat średniego błędu m_H^2	Kąt ψ	Kąt φ	Kwadrat średniego błędu m_H^2	
5 00	15 00	11.33	10 00	90 00	3.0	
	17 00	9.55		120 00	2.2	
	20 00	7.64		150 00	1.5	
	25 00	6.24		170 00	0.5	
	60 00	3.64		180 00	1.0	
	90 00	3.04		20 00	30 00	165.0
	120 00	2.59			45 00	18.7
	150 00	1.89			60 00	8.6
	170 00	0.597			110 00	2.5
	175 00	0.533			150 00	1.0
179 00	1.67	160 00	0.8			
179 30	2.176	170 00	0.9			
10 00	20 00	28.00	30 00		175 00	1.2
	30 00	12.30			179 00	2.5
	33 00	9.04			179 50	2.4
	35 00	7.9		40 00	40 00	530.0
	40 00	7.1			70 00	11.8
	43 00	6.5			75 00	9.3
45 00	6.2	80 00	7.45			
60 00	4.8					

Kąt ψ	Kąt φ	Kwadrat średniego błędu m_H^2	Kąt ψ	Kąt φ	Kwadrat średniego błędu m_H^2	
30 00	120 00	2.1	60 00	120 00	5.2	
	145 00	1.11		140 00	2.4	
	147 00	1.07		150 00	2.1	
	150 00	1.03		152 00	2.021	
	152 00	1.01		153 00	2.006	
	153 00	0.99		155 00	2.005	
	155 00	0.97		158 00	2.008	
	160 00	0.99		160 00	2.2	
	165 00	1.12		170 00	2.24	
	170 00	1.3		179 00	2.9	
	175 00	1.9		179 50	3.0	
	179 00	2.7		70 00	90 00	268.0
	179 50	2.9			115 00	13.6
	40 00	50 00			1155.0	120 00
80 00		15.7	125 00		6.9	
89 00		8.9	130 00		5.2	
90 00		8.5	150 00		2.7	
100 00		5.0	155 00		2.565	
120 00		2.4	160 00		2.484	
140 00		1.4	165 00		2.496	
143 00		1.3	170 00		2.49	
145 00		1.28	179 50		3.03	
147 00		1.26	80 00		90 00	4335.0
150 00		1.23			130 00	9.1
152 00		1.218			140 00	5.2
153 00		1.215		160 00	3.025	
155 00		1.22		165 00	2.895	
158 00	1.25	170 00		2.851		
160 00	1.30	175 00		2.888		
179 00	2.80	177 00		2.916		
179 50	3.00	179 50		2.997		
50 00	60 00	2026.0		90 00	135 00	12.0
	95 00	12.6			140 00	8.47
	100 00	9.1			150 00	5.1
	105 00	6.9			170 00	3.167
	130 00	2.3			175 00	3.040
	135 00	2.0	177 00		3.015	
	145 00	1.6	178 00		3.009	
	147 00	1.6	179 00		3.002	
	150 00	1.2	179 50		3.00	
	152 00	1.563	60 00		70 00	3003.0
	153 00	1.567			90 00	54.0
	155 00	1.569			110 00	9.5
	160 00	1.7			115 00	7.0
	170 00	2.0				
179 00	2.9					
179 50	3.0					

Niektóre wartości dla kąta φ zawarte w tabelce (w granicach $170^{\circ} - 180^{\circ}$) nie mają praktycznego znaczenia, lecz podstawienie wykonane jest w celu zbadania najmniejszego błędu.

Jeżeli postawimy założenie, że błąd nie może przekroczyć wielkości ± 3 cm. to na podstawie niniejszej tabelki możemy ustalić granicę rozpiętości dla kątów φ i ψ , przy której nasze żądanie będzie spełnione, a mianowicie:

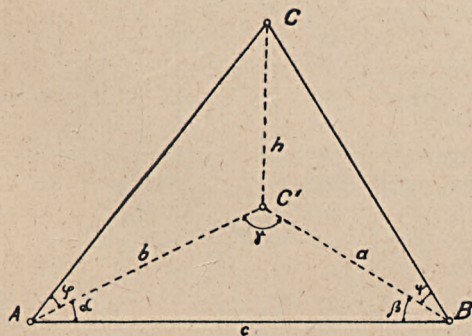
dla kąta $\psi = 5^{\circ} 00'$,	rozpiętość kąta φ wynosi:	$18^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 175^{\circ} 00'$
" " " = $10^{\circ} 00'$,	" " " "	$33^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 170^{\circ} 00'$
" " " = $20^{\circ} 00'$,	" " " "	$60^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 160^{\circ} 00'$
" " " = $30^{\circ} 00'$,	" " " "	$77^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 155^{\circ} 00'$
" " " = $40^{\circ} 00'$,	" " " "	$89^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 153^{\circ} 00'$
" " " = $50^{\circ} 00'$,	" " " "	$100^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 152^{\circ} 00'$
" " " = $60^{\circ} 00'$,	" " " "	$110^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 155^{\circ} 00'$
" " " = $70^{\circ} 00'$,	" " " "	$120^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 160^{\circ} 00'$
" " " = $80^{\circ} 00'$,	" " " "	$130^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 170^{\circ} 00'$
" " " = $90^{\circ} 00'$,	" " " "	$140^{\circ} - 180^{\circ}$,	przy czym najmniejszy błąd będzie przy $\varphi = 180^{\circ} 00'$

Na podstawie takiej tabelki wartości pośrednie można już łatwo ustalić.

Tabelka ułożona dla założenia, że długość bazy wynosi 32.5 metrów.

Dla bazy mniejszej błąd ten będzie mniejszy, dla większej odwrotnie, dlatego rozpiętość ta może ulegać pewnym wahaniom.

Poza tym rozpiętość ustalona powyżej może być jeszcze zwiększona przez użycie dokładniejszego instrumentu.



rys. 8

Metoda ta pochłania wiele czasu, ponieważ z reguły dla określenia wysokości jednego punktu musimy stawać na dwóch stanowiskach, leżących w jednej płaszczyźnie z punktem mierzonym (trudno jest znaleźć kilka punktów w ten sposób ułożonych, aby je można było objąć jednoczesnym pomiarem z dwóch stanowisk, wykonanym tą metodą). Wobec powyższego metoda ta nie jest ekonomiczna i nie stosujemy jej często.

III. Obieramy dwa stanowiska instrumentu, które nie są w jednej płaszczyźnie pionowej z punktem, którego wysokość określamy.

Założmy na razie, że poziom instrumentu w punkcie A i poziom instrumentu w punkcie B są jednakowe.

Niech punkt C będzie na przykład szczytem wieży, której wysokość określamy. Punkt C^1 — rzutem punktu C na płaszczyznę poziomą przechodzącą przez punkty A i B.

φ i β — mierzone kąty poziome

φ i ψ — mierzone kąty pionowe,

c — pomierzona baza (A — B).

Punkty A i B — stanowiska instrumentu.

$C^1 - B = a$ $C^1 - A = b$

$C - C^1 = h$ (wysokość).

Założyliśmy, że H_A (poziom punktu A) i H_B (poziom punktu B) są równe sobie.

Stojąc na stanowisku A mierzymy kierunek na drugi koniec bazy (czyli na punkt B), oraz kierunek na szczyt wieży (czyli na punkt C).

Z różnicy kierunków otrzymujemy kąt poziomy α .

Na stanowisku B mierzymy analogicznie kierunek na punkt A i kierunek na punkt C, otrzymując stąd kąt poziomy β .

Poza tym mierzymy na obu stanowiskach kąty pochylenia na punkt C, mianowicie kąty: φ i ψ .

Kąt γ jest to kąt leżący w płaszczyźnie poziomej ABC^1 .

Rozwiązując trójkąt AC^1B mamy:

$$\frac{C^1B}{c} = \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} \quad \frac{AC^1}{c} = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma}$$

stąd mamy:

$$C^1B = a = \frac{\sin \alpha}{\sin \gamma} \cdot c \quad AC^1 = b = \frac{\sin \beta}{\sin \gamma} \cdot c$$

Mając obliczone a i b , wyliczymy szukaną wysokość dwukrotnie: raz z trójkąta AC^1C (wysokość h_1), drugi raz z trójkąta BC^1C (wysokość h_2), a mianowicie:

$$h_1 = b \tan \varphi \quad h_2 = a \tan \psi$$

Oba te wyniki powinny różnić się od siebie tylko w granicach błędów pomiaru.

Ostateczna wielkość h — powinna być zasadniczo średnią ogólną z uwzględnieniem wag; ponieważ jak się później okaże, różnica wag nie jest duża, przeto jako ostateczną wielkość na h weźmiemy średnią arytmetyczną, a więc:

$$h = \frac{h_1 + h_2}{2} = \frac{b \tan \varphi + a \tan \psi}{2}$$

Ponieważ:

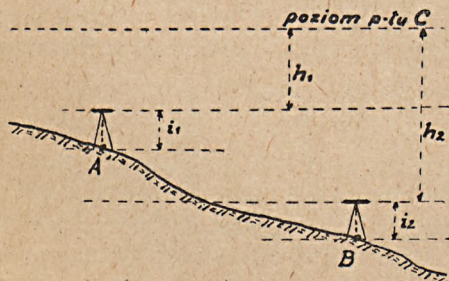
$$\gamma = 180^\circ - [\alpha + \beta], \text{ przeto:}$$

$$h = \frac{c}{2 \sin [\alpha + \beta]} [\sin \beta \tan \varphi + \sin \alpha \tan \psi]$$

Otrzymaliśmy w ten sposób różnicę wysokości między punktem C a poziomem instrumentu w punkcie A lub B (gdyż założyliśmy, że poziom w punkcie A i w punkcie B jest jednakowy).

Założmy teraz, że poziom instrumentu w punkcie A i w punkcie B nie jest jednakowy.

Na kąty poziome α i β nie wpłynie to, natomiast wielkości h_1 i h_2 będą różnić się od siebie o tę różnicę poziomów.



Rus. 9

Oznaczając: wysokość punktu A H_A

„ „ „ „ B H_B

Oznaczając: wysokość instrumentu w punkcie A i_1

Oznaczając: wysokość instrumentu w punkcie B i_2

Oznaczając: wysokość punktu C H_C

Otrzymamy:

$$H_C^1 = H_A + i_1 + h_1$$

oraz

$$H_C^2 = H_B + i_2 + h_2$$

Obie te wielkości powinny różnić się od siebie tylko w granicach błędów pomiaru. Ostateczna wysokość będzie średnią ogólną z obu tych wyników z uwzględnieniem wag, czyli:

$$H_C = \frac{H_C^1 \cdot p_1 + H_C^2 \cdot p_2}{p_1 + p_2} \quad \text{gdzie} \quad p = \frac{1}{m^2}$$

Jednakże jak z późniejszych rozważań wynika, różnice wag (wynikające ze średnich błędów) są na ogół nie duże, przeto dla uproszczenia pracy, możemy przyjąć H_C jako średnią arytmetyczną:

$$H_C = \frac{H_C^1 + H_C^2}{2} = \frac{H_A + H_B + i_1 + i_2 + h_1 + h_2}{2}$$

Metoda ta ma tę zaletę, że daje kontrolę pomiaru i wyliczeń wysokości oraz pośrednio rzutu (wcięcia), czyli kontrolę pomierzonych wielkości: α , β , φ , ψ .

Kwadrat średniego błędu:

$$m_{H_C}^2 = \frac{m_{H_A}^2 + m_{H_B}^2 + m_{i_1}^2 + m_{i_2}^2 + m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2}{4}$$

przy czym: $m_{H_A} = m_{H_B} = 0$, ponieważ wysokość punktów bazowych jest ustalona z niwelacji, zaś:

$$m_{i_1} = m_{i_2} = m_i$$

Wobec tego:

$$m_{H_C}^2 = \frac{2 m_i^2 + m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2}{4}$$

Pomińmy chwilowo wpływ błędu m_i , wówczas mamy:

$$m_{H_C}^2 \approx \frac{1}{4} (m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2)$$

czyli:

$$m_{H_C} \approx \pm \frac{1}{2} \sqrt{m_{h_1}^2 + m_{h_2}^2}$$

Chcąc zbadać błąd określenia różnicy wysokości (h_1 i h_2) weźmiemy pod uwagę wzory na różnicę wysokości mianowicie:

$$h_1 = b \operatorname{tang} \varphi = \frac{\sin \beta \operatorname{tang} \varphi}{\sin [\alpha + \beta]} \cdot c$$

$$h_2 = a \operatorname{tang} \psi = \frac{\sin \alpha \operatorname{tang} \psi}{\sin [\alpha + \beta]} \cdot c$$

A zatem h_1 jest funkcją czterech zmiennych: c , α , β , φ , zaś h_2 — funkcją czterech zmiennych: c , α , β , ψ .

Częstkowe pochodne tej funkcji względem każdej ze zmiennych są następujące:

$$F_1^h = \frac{\partial h}{\partial c} = \frac{\sin \beta \operatorname{tang} \varphi}{\sin [\alpha + \beta]}$$

$$F_2^h = \frac{\partial h}{\partial \alpha} = -c \frac{\sin \beta \cos [\alpha + \beta]}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \operatorname{tang} \varphi$$

$$F_3^h = \frac{\partial h}{\partial \beta} = c \frac{\sin \alpha}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \operatorname{tang} \varphi$$

$$F_4^h = \frac{\partial h}{\partial \varphi} = c \frac{\sin \beta}{\sin [\alpha + \beta]} \cdot \frac{1}{\cos^2 \varphi}$$

Przechodząc do średnich błędów otrzymamy:

$$m_{h_1}^2 = \frac{\operatorname{tang}^2 \varphi}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \left[\sin^2 \beta m_c^2 + \right.$$

$$\left. + c^2 \sin^2 \beta \cotg^2 [\alpha + \beta] m_\alpha^2 + \right.$$

$$\left. + \frac{c^2 \sin^2 \alpha}{\sin^2 [\alpha + \beta]} m_\beta^2 + \frac{c^2 \sin^2 \beta}{\cos^2 \varphi \sin^2 \varphi} m_\varphi^2 \right]$$

Analogicznie otrzymamy:

$$m_{h_2}^2 = \frac{\operatorname{tang}^2 \psi}{\sin^2 [\alpha + \beta]} \left[\sin^2 \alpha m_c^2 + \frac{c^2 \sin^2 \beta}{\sin^2 [\alpha + \beta]} m_\alpha^2 + \right.$$

$$\left. + c^2 \sin^2 \alpha \cotg^2 [\alpha + \beta] m_\beta^2 + \frac{c^2 \sin^2 \alpha}{\cos^2 \psi \sin^2 \psi} m_\psi^2 \right]$$

Zalóżmy: wielkość bazy = 30 metrów, średni błąd pomiaru kątów poziomych $m_\alpha = m_\beta = \pm 1.5$ minuty, średni błąd pomiaru kątów pionowych $m_\varphi = m_\psi = \pm 1.5$ minuty, błąd pomiaru bazy $m_c = \pm 1$ cm., maksymalny kąt pochylenia $\psi = 52^\circ$; po za tym weźmy pod uwagę zależność między kątami φ i ψ , mianowicie:

$$\operatorname{tang} \varphi = \frac{\sin \alpha}{\sin \beta} \operatorname{tang} \psi$$

Wówczas przyjmując granicę rozpiętości kątów α i β , według tabelki dla wcięć — stwierdzimy, z załączonej niżej tabelki, że

Kąt γ	Kąt α	Kąt β	Kąt φ	Kąt ψ	m_{h_1}	m_{h_2}	$m_{H_C} = \pm \sqrt{\frac{m_{h_1}^2 m_{h_2}^2}{2}}$
174 00	3 00	3 00	52 00	52 00	11.2	11.2	7.95
170 00	5 00	5 00	52 00	52 00	7.0	7.0	4.95
160 00	10 00	10 00	52 00	52 00	3.8	3.8	2.7
160 00	5 00	15 00	23 30	52 00	1.7	4.0	2.2
155 00	7 00	18 00	27 00	52 00	1.7	3.2	1.8
155 00	10 00	15 00	40 30	52 00	2.2	3.1	2.7
150 00	5 00	25 00	15 00	52 00	1.3	2.9	1.6
150 00	10 00	20 00	33 00	52 00	1.7	2.8	1.6
150 00	15 00	15 00	52 00	52 00	3.0	3.0	2.1
109 30	35 15	35 15	52 00	52 00	2.5	2.5	1.8
90 00	15 00	75 00	19 00	52 00	1.4	1.9	1.2
90 00	45 00	45 00	52 00	52 00	2.1	2.1	1.5
60 00	10 00	110 00	13 00	52 00	1.5	2.2	1.3
60 00	60 00	60 00	52 00	52 00	4.2	4.2	3.0
50 00	5 00	125 00	8 00	52 00	1.4	2.4	1.4
50 00	40 00	90 00	39 30	52 00	2.8	3.8	2.3
45 00	5 00	130 00	8 00	52 00	1.4	2.6	1.3
45 00	35 00	100 00	37 00	52 00	3.5	4.6	2.9
45 00	45 00	90 00	42 00	52 00	4.3	5.2	3.3
40 00	5 00	135 00	9 00	52 00	1.5	2.9	1.6
40 00	20 00	120 00	27 00	52 00	2.7	4.1	2.4
40 00	40 00	100 00	40 00	52 00	4.5	5.8	3.6
35 00	5 00	140 00	10 00	52 00	1.6	3.3	1.8
35 00	15 00	130 00	23 30	52 00	2.5	4.3	2.5
35 00	35 00	110 00	38 00	52 00	4.7	5.5	3.6
30 00	10 00	140 00	19 00	52 00	2.2	4.6	2.5
30 00	30 00	120 00	36 30	52 00	5.1	7.4	4.5
20 00	5 00	155 00	15 00	52 00	2.1	6.2	3.3

błąd wysokości nie przekroczy (na ogół) błędu wcięcia, a nawet będzie od niego mniejszy.

Mamy potwierdzenie podanej poprzednio uwagi, że różnica średnich błędów (m_{h_1} i m_{h_2}) są na ogół niewielkie, i dlatego nie wiele się pomylimy, biorąc średnią arytmetyczną wysokości zamiast średniej ogólnej, zwłaszcza, że wyniki średnich błędów w powyższej tabelce oparte są na wprowadzeniu dużego kąta $\psi = 52^\circ$.

Jeśli nie uwzględniając błędu m_i (błędu pomiaru wysokości instrumentu) otrzymaliśmy maksymalny błąd pomiaru różnicy wysokości punktów ± 3 cm., ($m_{H_C}^2 = 9$), to przy uwzględnieniu maksymalnej wielkości tego błędu $m_i = \pm 1$ cm. ($m_i^2 = 1$) otrzymamy:

$$m_{H_C}^2 = \frac{2 m_i^2}{4} + m_{H_C}^2 = 9.0 + 0.5$$

Stąd wniosek, że można dla naszych rozważań pominąć wpływ błędu wysokości instrumentu m_i (tymbardziej, że założenie $m_i = \pm 1$ cm jest to wypadek graniczny), a gdybyśmy nawet wzięli go pod uwagę, to i wówczas błąd określenia wysokości nie przekroczy błędu wcięcia, przy podanych założeniach dla kąta ψ (52°).

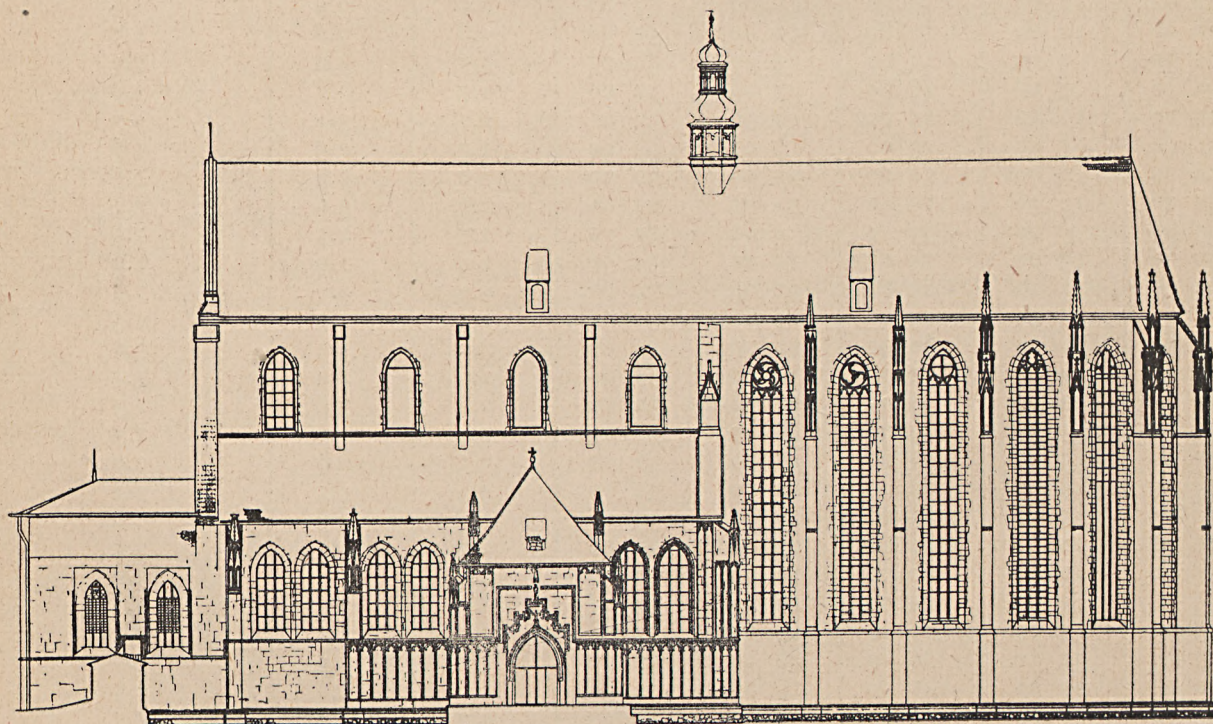
Analizę błędów wysokości wynikających z powyższej metody można również przepro-

wadzić w sposób analogiczny jak przy metodzie wcięć, mianowicie przez rozwiązanie graficzną metodą (LILLE) równań 4-go stopnia. Jeśli chodzi o pomiar wysokości sklepienia kościoła, to najodpowiedniejszą metodą będzie metoda druga, pozatem obie pierwsze (I i II) metody stosujemy rzadko. Najbardziej użyteczną metodą przy pomiarze wnętrza jest metoda trzecia (III).

Sporządzenie elewacji.

Do pomiaru wysokości punktów elewacji również w rzadkich wypadkach stosujemy pierwsze dwie metody. Każdy punkt, którego wysokość mierzymy metodą trzecią jest siłą faktu punktem wciętym (ze względu na zmierzone kąty α i β) czyli punktem którego rzut zawsze można określić, i dlatego praca przy pomiarze wysokości tą metodą daje podwójną korzyść, zwłaszcza odnośnie punktów niedostępnych dla przyzmatu i wszystkich punktów górnych kondygnacji. Pozatem tą metodą można zmierzyć z jednego stanowiska wysokości większej ilości punktów, co dla elewacji ma ważne znaczenie wobec dużej ich ilości.

Ogólnie biorąc i dla określenia wysokości punktów zarówno wnętrza jak i elewacji metoda trzecia (III) prawie wyłącznie nadaje się do stosowania. Wskazany jest w toku pomiaru brać na każdym stanowisku po kilka (2 — 3) punktów tych samych zmierzonych już z innej bazy (na przykład z punktu C za-



Rys. 10

mierzyć wysokość 2 — 3 punktów, które były już zmierzone na stanowiskach A i B) dla kontroli całej serii objętej pomiarem z danej bazy.

Przy pomiarze elewacji (tak jak przy pomiarze wnętrza) należy mieć na uwadze możliwość wykorzystania w niektórych wypadkach poziomów pośrednich, jakimi będą przyległe budynki.

Do sporządzenia (wykreślenia) elewacji można przystąpić po sporządzeniu przekrojów poziomych (rzutów) dolnych i górnych kondygnacji.

Jeśli chodzi o pomiar wiejskich zabytków drewnianych, gdzie nie potrzebna jest taka dokładność, jak przy architekturze murowanej, to z powodzeniem możemy stosować stolik mierniczy (zwłaszcza dla sporządzenia elewacji) przy pomocy którego określimy wcięciem wszystkie punkty dolnej i górnej kondygnacji w rzucie, a wysokości otrzymamy biorąc graficznie z planu odległości do rzutowanych punktów i uwzględniając notowane przy pomiarze kąty pochylenia ($d \text{ tang } \alpha$).

Jest w tej metodzie ten atut, że zdjęcie jest wykreślone odrazu w terenie. Skala w jakiej wykonujemy tego rodzaju zdjęcie stolikowe (1:100 ewentualnie 1:50) pozwala na uzyskanie dostatecznej dla tego rodzaju zabytków dokładności.

Metody fotogrametrycznej i szczegółowej analizy metody stolikowej nie podaję ponieważ zagadnienia te wymagają obszernego omówienia wychodzącego poza ramy niniejszego artykułu.

Ogólne wnioski.

- 1) Pomiar mniej ważnych zabytków (zwłaszcza architektury drewnianej) należy wykonać przy użyciu stolika mierniczego).
- 2) Do zdjęcia ważnych zabytków architektury murowanej, niezbędny jest instrument uniwersalny przynajmniej jednogminutowy.
- 3) Do określenia wysokości sposobem trygonometrycznym najbardziej użyteczną jest trzecia (III) metoda pomiaru (z dwóch punktów bazy nie leżącej w jednej płaszczyźnie z punktem mierzonym).
- 4) Pomiar ważnych zabytków architektonicznych wraz z wyliczeniami, jako podkład geodezyjny, z uwzględnieniem odpowiednich metod kontrolnych, powinien być wykonany przez osobę fachową (inżyniera geodetę), — w celu uzyskania gwarancji prawidłowego pomiaru.

5) Wykonanie graficzne powinno należeć do inżyniera architekta, zaś pozostała część operatu inwentaryzacyjnego, jak opisy, analiza historyczna i architektoniczna — winny być opracowane przez historyka sztuki i inżyniera architekta.

6) Plany sporządzone na podstawie pomiaru wykonanego w sposób podany wyżej, wraz z załącznikami fotograficznymi i opisowymi — będą stanowić pełnowartościowy i cenny dokument (materiał) architektoniczny nie przedstawiający żadnych trudności do częściowej lub całkowitej rekonstrukcji zabytku w razie jego uszkodzenia lub zniszczenia.

Sommaire:

L'article contient: les principes generaux et les methodes de l'effectuation des plans des monuments architectoniques, contenant les coupes horizontales, verticales et les façades.

La justification de la précision exigée des mesures.

Les principes et les methodes des mesures de coupes horizontales avec l'analyse des fautes de l'intersection.

L'analyse de la précision des trois méthodes de mesure de la hauteur au moyen trigonometrique pour les coupes verticales et les façades.

Contents:

General principles and methods of preparing plans of architectural monuments, with horizontal and vertical cross-sections and elevations. Reasons of precision required. Principles and methods of taking horizontal cross-sections and analysis of intersection errors. Analysis of precision of the three trigonometric methods of height measurement in taking vertical cross-sections and elevations.

Soderzhanje statji:

Obszczyja osnovanja i metody sostawlenja planow architekturnych dostoprimieczatielnostiej, sodierzaszczych razriezy goryzontalnyja, wiertikalnyja i fasad.

Motiwiorowka trebujemoj tocznosti izmierenji. Osnowanja i metody izmierenji goryzontalnych razriezow sowmiestno s analizom oszybok zasieczek. Analiz tocznosti trioch metod opredieljenja trygonometryczeskim sposobom wysoty wiertikalnych razriezow i fasada.

Inż. Jerzy Gomoliszewski.

Zastosowanie aerofotogrametrii w leśnictwie

Inż. Stefan Frankiewicz

Gospodarstwo leśne jest tą gałęzią gospodarstwa narodowego, w której fotogrametria może mieć szerokie zastosowanie.

Po raz pierwszy zastosowano fotogrametrię w leśnictwie w roku 1919 w Ameryce, nieco później bo w r. 1921 w Niemczech, a w roku 1925 w Związku Radzieckim. Od tego czasu zdjęcia lotnicze i fotogrametria nabrały w leśnictwie takiego znaczenia, że w niedalekiej przyszłości należy się spodziewać szerokiego ich zastosowania.

Większego znaczenia nabrała fotogrametria dopiero po wprowadzeniu „stereoskopowej zasady pomiarów“ oraz po skonstruowaniu przyrządów pomiarowych, pozwalających równocześnie na automatyczną rekonstrukcję fotografowanych obiektów¹⁾.

Dotychczas stosowane metody pomiarów bezpośrednich i sporządzania map w gospodarstwie leśnym spełniają swoje zadanie, jednak przy większych obszarach leśnych wymagają dłuższego czasu, zmobilizowania dużej ilości pracowników, posuwają się powoli i są bardzo kosztowne.

Ponadto jeśli mapy obszarów leśnych mają służyć celom gospodarczym, winny one obrazować zarówno sytuację jak i ukształtowanie terenu, co wymaga wykonania pomiarów wysokościowych. Tymczasem szybkość otrzymania podkładu mapowego jest ważnym warunkiem, ze względu na konieczność posiadania map jako podstaw wszelkiego planowania. Sprostać tym zadaniom może w wysokiej mierze jedynie fotogrametria, łącząca w sobie nie tylko szybkość, dokładność i taniość w sporządzaniu map, ale dająca równocześnie duże dodatkowe możliwości zastosowania w gospodarce leśnej. Zalety zdjęć lotniczych i pomiarów aerofotogrametrycznych w leśnictwie polegają nie tylko na szybkim i tanim sporządzaniu map, ale — co ma doniosłe znaczenie — na możliwości wykorzystania zdjęć lotniczych do taksacji lasu i pomiarów drzewostanów.

Zdjęcia lotnicze dają nam zdumiewająco wierny obraz lasu, a w szczególności rozczłonkowanie lasu na drzewostany, zręby, halizny, spaleniska, powierzchnie wiatrołomne, linie podziału powierzchniowego, drogi, grunty orne, łąki, wody, osiedla itp.

¹⁾ Do przyrządów tych zaliczamy wszystkie te przyrządy przy pomocy których opracowanie stereogramów odbywa się na drodze mechanicznego przeniesienia przecięcia się celowych na kreślący ołówek, np. stereoplanigraf Zeissa, aerokartograf Hugershoffa, autograf Wilda.

Dalej zezwala ono na domniemanie odnośnie klas wieku oraz wskazuje ogólne rozmieszczenie gatunków drzewnych.

Stosując stereoskop uzyskujemy szereg dodatkowych, bardzo ważnych danych o obszarach leśnych. Dzięki wrażeniom przestrzenności, zdjęcia lotnicze oddają całą strukturę drzewostanu, przestrzenne rozczłonkowanie lasu, za tym pozwalają nam na dostateczne zorientowanie się w istniejącym układzie przestrzennym w lesie, znajomość którego jest konieczna przy planowaniu ostępów i cięć. Pod stereoskopem występują wyraźnie halizny, zręby, kultury, młodniki, drągowiny, starodrzewia, klasy odnowienia, dalej spaleniska, powierzchnie wiatrołomne, śniegołomy, drzewostany usychające na skutek kłesk owadzich itp. Przy pewnej wprawie w odczytywaniu zdjęć można określić skład drzewostanów głównych. Cechy rozpoznawcze w określaniu gatunków dają nam korony drzew: ich stonowanie, zewnętrzny pokrój i ogólny przestrzenny kształt. Przy określaniu gatunków drzew można stwierdzić równocześnie ich sposób zmieszania (jednostkowo, grupowo, kępiasto, smugowo w pasy itp.).

Prócz tego ze zdjęć lotniczych można określić zwarcie i zadrzewienie. W ten sposób zdjęcie lotnicze rozpatrywane w stereoskopie daje żywy obraz nie tylko stosunków zmieszania i składu gatunkowego ale i całej budowy lasu.

Zdjęcia te pozwalają na wykreślenie wyłączeń drzewostanów, racjonalny wybór i założenie powierzchni próbnych oraz na zorientowanie się w których drzewostanach można będzie założyć powierzchnie próbne, a które należy w całości wykłupować.

Przez przepracowanie zdjęć lotniczych w stereoplanigrafie otrzymujemy wysokości drzew i drzewostanów.

Zdjęcia lotnicze mogą być również wykorzystane do wystarczająco dokładnych wyliczeń masy drzewostanów na pniu.

Prócz tego zdjęcia lotnicze pozwalają na przesledzenie dokonanych zabiegów hodowlanych, dając możliwość oceny dotychczasowego pielęgnowania drzewostanów. Wgląd do wnętrza lasu bywa nieraz utrudniony, a nawet uniemożliwiony, jeśli korony, zwłaszcza w jednogatunkowym drzewostanie liściastym, tworzą zbitą nieprzejrzystą powłokę zakrywającą niższe piętra i podrost.

Reasumując powyższe staję się zupełnie zrozumiałym, że zdjęcie lotnicze znalazło sze-

rokie zastosowanie przy pracach inwentaryzacji lasu w różnych warunkach przyrodniczych i ekonomicznych²⁾.

Zdjęcie lotnicze lasu daje więc dokumentalny, obiektywny materiał, który może być wykorzystany przez licznych badaczy w różnym czasie i dla różnych celów.

Praktycznym jest założenie kartoteki zdjęć lotniczych. Kartoteka taka to wysokiej wartości dokument „historii lasu”. Ponieważ na zdjęciach lotniczych drzewostany, a wreszcie całe rewiry utrwalone zostały z całą masą najróżnorodniejszych szczegółów w formie trwałych obrazów, przeto kartoteka zdjęć lotniczych ma duże znaczenie dla urządzenia lasu. Praktyczną wartość kartoteki podnieść jeszcze można dokonywaniem nowych periodycznych zdjęć, np. co 10 lat. W ten sposób bowiem można stworzyć możliwości obiektywnych porównań, a przez to podstawę do metod kontrolnych urządzenia lasu.

Fotografie lotnicze dla celów przeglądowych mają zazwyczaj skalę 1:20.000 — 1:40.000. Fotografie mające służyć, jako podstawy dla dalszych prac leśnych, powinny mieć skalę mniej więcej 1:8.000, a w każdym razie nie wiele mniejszą jak 1:12.000.

Jeśli chodzi o planowanie ogólne w grubszych zarysach, względnie pomiary uzupełniające — wówczas można bez obawy o zbyt małą dokładność zdejmować np. granicę drzewostanów w skali 1:20.000, powiększając ją następnie do 1:10.000. Takie lotnicze zdjęcia wystarczają również do dokonywania wydzielen drzewostanów na liściaste i iglaste z zastrzeżeniem, iż przedmiotem zdjęć będą tylko drzewostany główne. Zdjęcia te mogą służyć jako prace wstępne dla przyszłego urządzenia lasu np. dla zaprojektowania podziału powierzchniowego, względnie, jako uzupełnienia, bądź też prace dodatkowe w rewirach uszkodzonych przez klęski elementarne (śniegi, burze, inwazje owadów) służące do szybkiego i dokładnego uchwycenia powierzchni nawiedzonych klęską i oceny rozmiarów szkód.

Ponieważ sporządzanie pojedynczych zdjęć nie kalkuluje się, przeto do opracowania tą metodą bierze się jedynie większe obszary.

Zdjęć służących celom leśnym dokonuje się pionowo.

²⁾ Inwentaryzacja lasu polega na rozczłonkowaniu lasu na najmniejsze jednostki gospodarcze zwane drzewostanami (podziałami), na określenie gospodarczego znaczenia tych jednostek i odpowiedniej ich taksacji co w sumie powinno dać gospodarczą taksację całego urządzonego lasu.

Podstawą inwentaryzacji lasu jest pomiar, i wyliczenie powierzchni, dalej taksacji drzewostanów z punktu widzenia ilości i jakości znajdującego się w nich zapasu drzewnego.

Materiały z inwentaryzacji lasu służą do sporządzenia planu gospodarstwa leśnego.

Przy pracach taksacyjnych mają zastosowanie przede wszystkim zdjęcia lotnicze i fotoszkice, a mianowicie: zdjęcia lotnicze służą do odczytywania (rozpoznania szczegółów na zdjęciu), zaś fotoszkice dają doskonały przegląd zdejmowanego terenu.

Natomiast fotoplan odtwarza już wiernie las i dużą zaletą jego jest szybkość sporządzania, co umożliwi wykorzystanie go już w trakcie terenowych prac urządzeniowych przed sporządzeniem map gospodarczych i przeglądowych. Można się tedy posiłkować nim już przy początkowych najrozmaitszych pracach urządzeniowych: np. przy projektowaniu podziału nadleśnictwa na gospodarstwa, projektowaniu podziału powierzchniowego, projektowaniu rozmieszczenia odkrywek zasadniczych przy pracach gleboznawczych — przy tym do prac tych w terenie nierównym fotoplan powinien posiadać warstwicę. Fotoplan może również zastąpić w razie potrzeby mapę drzewostanową np. dla projektowania ostępów i zrebów.

Z fotoplanu otrzymujemy w dużym procencie granice wyłączeń (podziałów) bez uciekania się do pomiarów bezpośrednich w terenie.

Fotomapy, plany sytuacyjno - wysokościowe, zastępują przy stosowaniu fotogrametrycznej metody pomiarów, dotychczasowe mapy pomiarowe i gospodarcze w leśnictwie, otrzymane metodą pomiarów bezpośrednich.

Zastosowanie fotogrametrii w taksacji leśnej polega przede wszystkim na wykorzystaniu zdjęć lotniczych dla ustalenia granic wyłączeń t.zw. poddziałów i ich taksacyjnej charakterystyki.

Do odczytywania zdjęć lotniczych dla celów taksacji leśnej używa się odbitek na błyszczącym papierze ze względu na większą wyrazistość. Natomiast do wykreślenia granic wyłączeń tuszem lub ołówkiem i ewentualnego opisywania ich w terenie lepiej jest używać odbitek matowych.

Najdogodniejszą skalą zdjęć do odczytywania jest skala 1:5.000 do 1:8.000.

Pokrycie w szeregu (pokrycie podłużne) nie powinno być mniejsze jak 60%, a w zespole (pokrycie poprzeczne) nie mniejsze jak 20%.

Zdjęcia powinny dawać stereoskopowy efekt przy rozpatrywaniu każdej pary pokrywających się zdjęć w stereoskopie.

Stosując najprostszą metodę odczytywania zdjęć przy pomocy lupy, zwierciadła wklęsłego i stereoskopu (tak zwane wzrokowe deszyfrowanie), przyborów dostępnych do zastosowania w szerokiej praktyce leśnej, możemy osiągnąć następujące wyniki.

Rozczłonkowanie ogólnej powierzchni lasu na powierzchnię pokrytą i niepokrytą lasem —

nie przedstawia żadnej trudności, gdyż różnice między tymi powierzchniami występują wyraźnie.

Również rozczłonkowanie powierzchni niepokrytej lasem na poszczególne kategorie: bagna, spaleniska, zręby, role, łąki, przyrzeczne piaski, zarośla, wody nie przedstawia trudności i da się łatwo przeprowadzić. Tu tylko w ramach wydzielonych kategorii gruntów, potrzeba następnie przeprowadzić klasyfikację gruntów metodą już naziemną i ewentualnie dodatkowe pomiary wydzielen klas gruntów.

Określeniu taksacyjnej charakterystyki drzewostanu, składającej się z elementów składu, wieku, bonitacji, zadrzewienia i zapasu drzewostanu towarzyszy szereg trudności:

Określenie składu i stosunku zmieszania drzewostanu jest na ogół trudne, jednak już przy pewnej wprawie w odczytywaniu zdjęć można określić skład drzewostanów głównych z dokładnością do 0,2, a w/g H. Kretschmera nawet z dokładnością do 0,05.

Dotyczy to szczególnie takich gatunków jak buk, dąb, brzoza z osiką, świerk i sosna. Rozpoznanie innych gatunków jest dopiero w próbach. Natomiast wyłączenie (wykreślenie granic) drzewostanów czystych jest dość łatwe, np. iglaste od liściastych, sosnowe od świerka i jodły³⁾.

Wiek drzewostanów ze zdjęć lotniczych można określić zgrubsza w ramach czterech grup: uprawy, młodniki, średniowiekowe i rębne.

Bonitację siedliska można określić w praktyce tylko podług trzech gradacji: niska, średnia i wysoka.

Zadrzewienie można określić z dokładnością do 0,2.

Zapas drzewostanu można określić na podstawie rozpatrzonych wyżej elementów taksacyjnych i zastosowaniu tablic. Otrzymane w ten sposób rezultaty są mało dokładne i nie zaspakają wymogów urządzenia lasu.

Zapas drzewostanów można też określić metodami fotogrametrycznymi (przy zastosowaniu stereoplanigrafu) przy pomocy: 1) tablic miąższościowych dla drzew stojących, 2) tablic zamożności i 3) tak zwanego spólczyn-

3) Były próby ustanowienia obiektywnych metod określenia gatunków drzew, a mianowicie: Krinow i Harrison stosowali różnokolorowe filtry i emulsje w tym celu, ażeby otrzymać kontrasty w tonie koron różnych gatunków drzew.

Kuźniecowa zastosował mikrofometryczny sposób odczytywania leśnych zdjęć lotniczych, a mianowicie określał on gatunki drzew przy pomocy diagramów otrzymanych z mikrofotometru.

Każdy drzewostan w zależności od gatunku drzewa daje charakterystyczny diagram zależny od korony. Metody obiektywnego określenia gatunków drzew nie znalazły w praktyce szerokiego zastosowania.

nika zagęszczenia. Metody te poza pracami badawczymi i doświadczalnymi w praktyce nie znajdują zastosowania.

Przyczyną tego jest przede wszystkim potrzeba stosowania przy tych metodach drogich skomplikowanych przyrządów, wymagających odpowiednio wyszkolonego personelu, co uniemożliwia zastosowanie tych metod w szerokiej praktyce leśnej.

Co się tyczy dokładności, jakie osiągnięto w opisanych wyżej metodach fotogrametrycznych, stosowanych nawet w dużych pracach, to można powiedzieć, iż popełniony tu błąd jest dużo niższy od średniego błędu, jaki bywa popełniony np. przy szacowaniu na oko.

Wypośrodkowanie masy ze zdjęć lotniczych znajduje się dopiero w stadium początkowym, ulegnie więc niewątpliwie dużym udoskonaleniom.

Z powyższego widzimy, że zdjęcia lotnicze nie zastąpią nam w całości prac naziemnych, oraz że szereg prac przy urządzeniu lasów musi być nadal wykonywane metodą naziemną.

Mimo zdjęć lotniczych taksator musi przejść w terenie podziały, ażeby móc opisać siedlisko i drzewostany w sposób, wymagany w naszych warunkach przy urządzeniu lasów. Chodzi tu o określenie takich cech siedliska i drzewostanu, jak: kategoria gleby, bonitacji siedliska, średni wiek drzewostanu, pochodzenie drzewostanu (nasienne i odrosłowe), struktura drzewostanu (drzewostany jedno i dwuokapowe), sposób zagospodarowania, zdrowotność drzewostanu, specjalne własności techniczne drzewostanu, przeciętna wysokość i pierśnica drzewostanu, przyrost bieżący drzewostanu, występowanie nalotu, podrostu i podszytu, runa, a dla gruntów nieleśnych kategorii i klasy jakości, które przy użyciu najprostszej metody odczytywania zdjęć lotniczych, przy pomocy stereoskopu nie można określić w sposób wystarczający. Przy okazji kontroluje taksator też i te elementy taksacyjne, które można określić przy rozpatrzeniu zdjęć lotniczych w stereoskopie, a mianowicie: skład, stosunek, zmieszanie, zadrzewienie i zwarcie drzewostanów.

W wyniku kontroli i uzupełnienia taksacji lotniczej metodą naziemną, zajdzie niejednokrotnie potrzeba wykonania dodatkowych wyłączeń podziałów i ich pomiaru metodą naziemną.

Niemniej jednak należy podkreślić, że zastosowanie zdjęć lotniczych w pracach taksacyjnych może w dużym stopniu prace te ułatwić, a tym samym przyspieszyć. Wobec tego fotogrametrię należy słusznie uważać za pierwszorzędną środek pomocniczy, zasługu-

jący na szersze zastosowanie w urządzeniu lasów. Rolę jej w urządzeniu lasu określił trafnie prof. Tiurin, pisząc: „Ani zdjęcia lotnicze, ani taksacja wzrokowa z samolotu nie zastąpią naziemnej; one tylko zmieniają jej rolę i miejsce w systemie inwentaryzacji naszych lasów. Dlatego nie trzeba przeciwstawiać lotniczych sposobów inwentaryzacji naziemnym lecz należy znaleźć każdorazowo najbardziej celowe ich połączenie“.

W tym miejscu należy zaznaczyć, że w Związku Radzieckim przy inwentaryzacji lasów północy rolę pomocniczą odgrywa już nie fotogrametria, lecz prace naziemne.

Dotychczasowe metody urządzenia lasów wymagają dużych środków pieniężnych, większej ilości pracowników, a dokładność i obiektywność ich, jak również i tempo są niedostateczne.

Biorąc pod uwagę, że zastosowanie fotogrametrii w pracach urządzenia lasów w dużym stopniu prace te ułatwi i przyspieszy, oraz obniży koszty tych prac, a prócz tego wymaga mniejszej ilości personelu technicznego — należałoby metodę tą zastosować w naszym kraju.

Szczególne zastosowanie fotogrametrii do prac urządzeniowych w lasach państwowych jest zagadnieniem dużej wagi, skoro zważywszy, że ogólna powierzchnia lasów państwowych wynosi 6.021.471 ha, z czego rocznie przypada do prac urządzeniowych normalnie 1/10 część, czyli 600.000 ha.

Niestety leśnictwo w Polsce nie jest dotychczas przygotowane do korzystania z pomocy fotogrametrii.

Dla umożliwienia szerokiego zastosowania fotogrametrii w pracach urządzeniowych w lasach państwowych, potrzeba:

1) opracowania przez Instytut Badawczy Leśnictwa właściwej metody zastosowania fotogrametrii w pracach urządzeniowych w naszych warunkach oraz prowadzenia badań na udoskonaleniem metod fotogrametrii leśnej;

2) przeszkolenia personelu urządzeniowego w dziedzinie fotogrametrii leśnej;

3) wprowadzenia fotogrametrii w leśnictwie na wyższych uczelniach, a mianowicie: fotogrametrii ogólnej w miernictwie i fotogrametrii leśnej w ramach wykładów z urządzenia lasów;

4) udostępnienia zdjęć lotniczych, fotoszkieł, fotoplanów dla administracji lasów państwowych;

5) umożliwienia administracji lasów państwowych nabycia sprzętu fotogrametrycznego, potrzebnego dla prac Instytutu Badawczego Leśnictwa, jak też i sprzętu fotogrametrycznego mającego zastosowanie w szerokiej praktyce;

6) udostępnienia pracownikom urządzenia lasu zagranicznej literatury z dziedziny fotogrametrii ogólnej i leśnej;

7) ścisłej współpracy Głównego Urzędu Pomiarów Kraju z Ministerstwem Leśnictwa na odcinku fotogrametrii.

Od szybkiego i pomyślnego rozwiązania tych postulatów zależy rozwój fotogrametrii leśnej w Polsce.

Inż. Stefan Frankiewicz

Zastosowanie radiolokacji do pomiarów triangulacyjnych

Wyniki pierwszych doświadczeń amerykańskich

Klemens Godlewski
mierniczy przysięgły

Geodeci zawsze marzyli o wynalezieniu metody dokładnego skartowania punktów o dużych wzajemnych odległościach w wypadku, gdy metody triangulacji naziemnej nie mogą być zastosowane. Wiadomo było od dawna, że zagadnienie to dałoby się rozwiązać przy pomocy urządzeń radiowych, jednak ogromne koszty doświadczeń hamowały ich rozwój w czasie pokoju. Z chwilą wprowadzenia w użycie wynalazku Radaru geodeci natychmiast dostrzegli możliwość zrealizowania starożytnego marzenia przez zastosowanie radiolokacji do pomiarów geodezyjnych.

Zastosowanie Radaru do opracowania map omówił inż. Tymowski w Nr 11—12 Przeglądu Geodezyjnego z roku 1946. W niniejszym artykule podaję wyniki pierwszych doświadczeń nad pomiarem linii geodezyjnych metodami radiolokacyjnymi, przeprowadzonych w 1946 roku przez 311 Zwiadowczą Eskadrę Sił Powietrznych Stanów Zjednoczonych A. P.

Radiolokacja jest systemem wykrywania na odległość, bez widoczności, statków powietrznych i nawodnych oraz ich namierzania, to znaczy ustalania ich położenia przez określenie ich kierunku w przestrzeni względem sta-

cji radiolokacyjnej i ich odległości od niej, bez żadnego współudziału namierzanego obiektu. Ta funkcja radiolokacji ujęta jest w wojskowej nazwie RADAR, będącej skrótem wyrażenia „**R**ADio **D**etection **A**nd **R**anging“, czyli radiowe wykrywanie i określanie odległości. Radar jest urządzeniem do wykrywania i namierzania pewnego obiektu bez żadnego z jego strony współudziału, to jest bez wysyłania przezeń jakichkolwiek sygnałów radiowych. Przy tym systemie radiolokacji sygnał wysłany przez stację radiolokacyjną nadawczo-odbiorczą wraca po odbiciu przez dany obiekt do tej stacji, w której przy pomocy odpowiednich urządzeń pomiarowych można określić położenie odbijającego obiektu bez żadnego z jego strony współudziału. Od tej zasady istnieją odstępstwa w pewnych specjalnych zastosowaniach, np. przy nawigacji. Mówi się wtedy o radiolokacji „wtórnej“.

Radiolokacja wtórna polega na współudziale obiektu w ustalaniu jego pozycji. Jednym z urządzeń nawigacyjnych radiolokacji wtórnej jest SHORAN (skrót od wyrażenia „**S**HO**R**t **R**ANGE Navigation“), który służył do doprowadzania bombowców nad bombardowane cele. Użyty on został do przeprowadzenia doświadczalnych pomiarów przez 311 Zwiadowczą Eskadrę. Pozostawiając szczegółowy opis urządzenia do innej okazji, podaję krótką jego charakterystykę, pozwalającą zrozumieć istotę radiolokacji wtórnej i zastosowanej metody pomiarów.

Komplet Shoranu składa się z trzech podstawowych jednostek:

- 1) umieszczonej na aeroplanie radiowej stacji nadawczo-odbiorczej, będącej stacją radiolokacyjną „pobudzającą“ i
- 2) dwu naziemnych stacji radiolokacyjnych nadawczo-odbiorczych, spełniających rolę t. zw. „stacji odzewowych“.

Z pokładu aeroplanu stacja pobudzająca wysyła do stacji odzewowych wyjątkowo krótkie impulsy następujące po sobie w interwale 0,05 sekundy. Impulsy przeznaczone dla każdej stacji mają inną częstotliwość. Naziemne stacje odzewowe odbierają i retransmitują te sygnały z powrotem do stacji pobudzającej na trzeciej częstotliwości wspólnej dla obu. Zainstalowane na aeroplanie odpowiednie urządzenia pozwalają odczytać w milach odległość aeroplanu od stacji odzewowych, których współrzędne są znane. Odległości te mierzy się jednostkami czasu potrzebnego na odbicie przez sygnał drogi od stacji pobudzającej do stacji odzewowej i z powrotem do pobudzającej.

Z powyższego widać, że pozycja aeroplanu ze stacją pobudzającą może być w każdej chwili oznaczona przy pomocy dwu jedno-

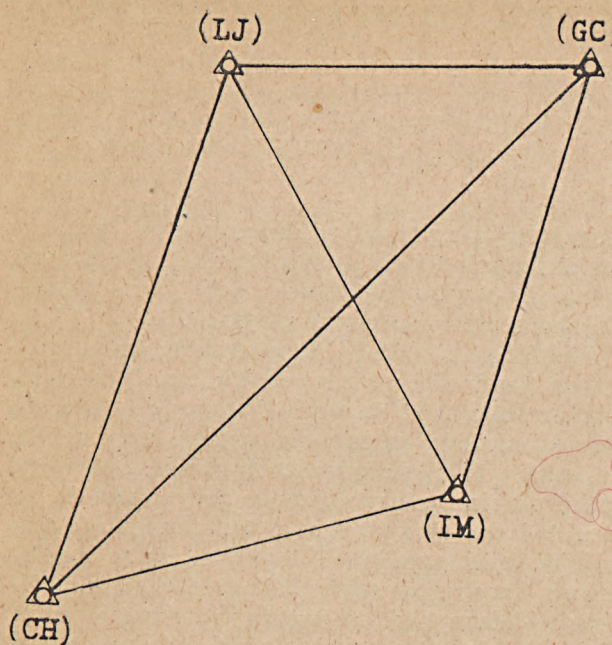
cznie pomierzonych odległości do znanych punktów, w których znajdują się stacje odzewowe, oraz znanych wysokości aeroplanu i tych stacji. Przy pomiarach geodezyjnych lot wykonuje się w poprzek linii łączącej punkty triangulacyjne, na których zainstalowano stacje odzewowe. Z pomierzonych Shoranem odległości aeroplanu od tych stacji i znanych wysokości można wyliczyć długość linii geodezyjnej. W pomiarach takich nie można polegać na jednej parze odczytów, wobec czego przy doświadczeniach zastosowano postępowanie zmierzające do ustalenia najmniejszej sumy spośród wielkiej liczby par odczytów odległości dokonanych w czasie lotu w poprzek linii łączącej obie naziemne stacje odzewowe. Do zanotowania tych odczytów używa się fotograficznego autografu, który utrwała na zdjęciach wykonywanych co 2 lub 3 sekundy na 35 mm filmie wszystkie dane, potrzebne do wykonania obliczeń i zredukowania ich na odległość geodezyjną. Będą nimi odczyty: odległości od obu stacji na wskaźnikach odległości, stanu barometrycznego altimetru, temperatury powietrza, kierunku na busoli nawigacyjnej, czasu na zegarze i t. d.

Jako urządzenie nawigacyjne do bombardowania Shoran pozwalał osiągnąć dokładność ± 50 do 100 stóp (± 15 do 30 m), a więc za małą dla pomiarów geodezyjnych. Z tego względu ogólny plan doświadczeń opracowano mając na względzie następujące założenia:

- 1) dokładne zbadanie instrumentów pod względem możliwości powiększenia precyzji przez ich przebudowę i dokładniejsze wyskalowanie;
- 2) zmniejszenie wpływu błędów przez zastosowanie zasad wyrównania spostrzeżeń używanych w geodezji, a więc:
 - a) wykonanie wielokrotnych obserwacji należycie rozłożonych na całym zakresie źródła błędów,
 - b) zastosowanie zasady odwracalności i
 - c) użycie metody najmniejszych kwadratów.

Pełne omówienie zagadnień, które należało rozwiązać, trudności, które musiały być przezwyciężone, oraz metod postępowania znacznie przekracza ramy tego artykułu. Postaram się podać je na łamach Przeglądu w oddzielnym opracowaniu.

Wyniki doświadczeń przy tych założeniach przeszły najśmielsze oczekiwania, chociaż wykonane prace są zaledwie skromnym zaczątkiem. Pomiary przeprowadzone przez 311 Zwiadowczą Eskadrę w stanach Colorado, Kansas, Nebraska i Wyoming wykazały, że dokładność triangulacji wykonanej Shoranem w zupełności odpowiada dokładności triangulacji pierwszego rzędu wykonanej przez U. S.



Rys. 1

Coast and Geodetic Survey. Różnice pomiędzy wyrównanymi długościami pomierzonymi Shoranem a długościami tychże linii geodezyjnych

Przy ocenie powyższych wyników należy pamiętać, że położenie punktów triangulacyjnych urzędu Coast and Geodetic Survey ustanowione jest z błędem nie mniejszym od wykazanych w ostatnich rubrykach odchyłek.

Należy również podkreślić, że powyższe rezultaty osiągnięto nie przy pomocy specjalnie dla celów geodezyjnych zbudowanego instrumentu. Pomiary doświadczalne wykonano instrumentem służącym do bombardowania, zmodyfikowanym i przeskalowanym stosunkowo nieznacznie. Na podstawie przeprowadzonych prób zaprojektowany został i jest w budowie instrument dostosowany do pomiarów odległości metodami radiolokacyjnymi.

Przeprowadzone doświadczenia wykazały, że już w najbliższej przyszłości będzie można wykonywać triangulację pierwszego rzędu mierząc instrumentami elektronicznymi linie geodezyjne o długości 200 — 500 mil (300 — 800 klm).

Nie ulega wątpliwości, że szybki rozwój pomiarów geodezyjnych instrumentami radiolokacyjnymi w krótkim czasie zrewolucjonizuje i usunie w cień dzisiejsze metody.

Linia geodezyjna	Długość linii z pomiarów		Różnica		Wyrównana długość pomierzona Shoranem	Odchyłka		Odchyłka względna 1 :
	Shoranem (niewyrównana)	triangulacyjnych	mile	metry		mile	mile	
	mile	mile						
1. La Junta — Garden City	148,5341	148,5395	- 0,0054	- 8,69	148,5384	- 0,0011	- 1,77	135 036
2. Cheyenne — Imperial	173,7457	173,7471	- 0,0014	- 2,25	173,7459	- 0,0012	- 1,93	144 785
3. Imperial — Garden City	181,3697	181,3694	- 0,0003	- 0,48	181,3678	- 0,0016	- 2,57	113 356
4. La Junta — Imperial	198,7193	198,7099	+ 0,0094	+ 15,13	198,7114	+ 0,0015	+ 2,41	132 473
5. Cheyenne — La Junta	227,2899	227,2868	+ 0,0031	+ 4,99	227,2855	- 0,0013	- 2,09	174 836
6. Cheyenne — Garden City	308,5141	308,5252	- 0,0011	- 1,77	308,5274	+ 0,0022	+ 3,54	140 239

obliczonymi z triangulacji wymienionego urzędu nie przekroczyły w najgorszym wypadku 3,54 m (0,0022 mili), a największa odchyłka względna — stosunku 1:113350. W opracowaniu jest nowa metoda obliczania i wyrównania, która prawdopodobnie znacznie zredukuje te odchyłki.

Powyższy rysunek przedstawia pomierzone Shoranem linie geodezyjne pomiędzy punktami triangulacyjnymi LA JUNTA (LJ), GARDEN CITY (GC), IMPERIAL (IM) i CHEYENNE (CH).

Wyniki doświadczeń podane są w powyższym zestawieniu.

ŹRÓDŁA:

1. ZASADY RADIOLOKACJI — artykuł inż. Tadeusza Jaskólskiego, ogłoszony w Nr. 28 Biuletynu Stowarzyszenia Techników Polskich w W. Brytanii.
2. WHERE DO WE GO FROM HERE? Artykuł inżyniera Geralda Fitzgeralda w Nr. 1—2 Vol VII kwartalnika Surveying and Mapping.
3. SHORAN INVESTIGATIONS FOR TRIANGULATION — artykuł pułkownika C. I. Aslaksona w tymże kwartalniku.
4. ELECTRONIC AIDS TO MARINE NAVIGATION AND SURVEYING — artykuł inżynierów Thomasa J. Hickleya i C. M. Jansky'ego, Jr., w tymże kwartalniku.

Klemens Godlewski
mierniczy przysięgły

Niektóre szczegóły tyczenia tuneli kolei podziemnych w Londynie

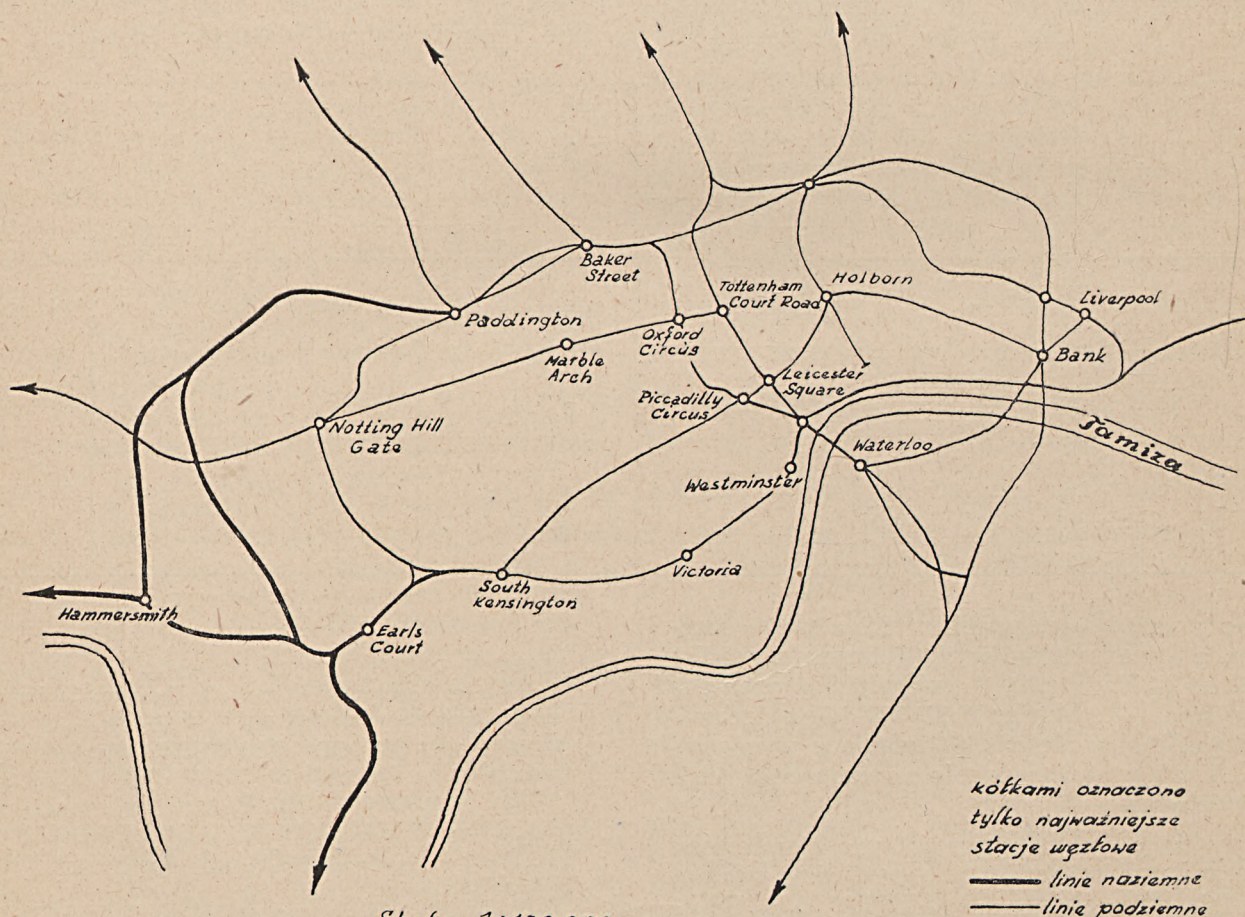
Inż. Kazimierz Bramorski

Sieć „londyńskiego transportu podziemnego“ (London Underground Transport), jak brzmi oficjalna nazwa kolei podziemnych w Londynie, obejmuje ok. 200 mil (ok. 300 km) linii. Znaczna część tych linii, bo ok. 75%, wbrew swej nazwie przebiega na powierzchni ziemi, bądź to w ciemnych wykopach, bądź też na niemniej szpetnych wiaduktach. Pozostała część linii — ta „ściśle podziemna“ — budowana była dwoma sposobami: linie płytko położone wykonywano sposobem wykopowym, linie głębiej położone — sposobem tunelowym.

Tyczenie linii naziemnych, jak również tyczenie tuneli wykonywanych sposobem wykopowym, nie przedstawiają sobą żadnych ciekawszych momentów; metody tyczenia nie od-

biegają w niczym od ogólnych metod tyczenia ustroji inżynierskich na powierzchni. Ciekawsze momenty występują dopiero przy tyczeniu odcinków położonych głęboko.

Niektóre linie kolei londyńskich, ze względu na trudności natury geologicznej, leżą na głębokości ok. 60 m. Jeśli dodamy do tego, że stacje położone są zwykle wyżej, niż odcinki na szlaku (dla ułatwienia hamowania pociągu przed stacją i przyspieszania przy ruszaniu ze stacji) i że w związku z tym tunel biegnie w zmiennych spadkach, poza tym, że ze względu na typowe warunki miejskie, tunele obfitują w liczne łuki, to widzimy, że tyczenie takich właśnie tuneli przedstawia sobą wiele ciekawych momentów.



Skala 1:100 000

Sieć kolei podziemnych w „City“

Rys. 1

Z drugiej jednak strony pamiętamy, że koleje londyńskie budowane były dość dawno (pod koniec ubiegłego stulecia) i aczkolwiek zasady pozostają niezmiennione, to jednak przyrządy i sposoby wówczas stosowane nabierają już dziś (do pewnego stopnia) charakteru historycznego.

W artykule niniejszym pominięto całkowicie wszystkie pomiary wstępne, jakie wykonuje się przed opracowaniem projektu szczegółowego i zajęto się wyłącznie tymi pracami pomiarowymi, jakie mają miejsce od ukończenia projektu szczegółowego do momentu zakończenia robót. Jak wiemy prace tego rodzaju rozbijają się na trzy wyraźne etapy. W pierwszym rzędzie wykonywane są pomiary przygotowawcze na powierzchni, które mają na celu przeniesienie projektowanych osi tuneli z planu na grunt, oraz przygotowanie danych wysokościowych. Następnie elementy wyznaczone na powierzchni należy przenieść w taki czy inny sposób na poziom robót wykonywanego tunelu. Wreszcie, w trakcie samej budowy pod powierzchnią, mamy do czynienia z „zadawaniem“ kierunku i poziomu posuwającej się sztolni, oraz stałym kontrolowaniem postępu budowy.

1. Pomiary przygotowawcze na powierzchni.

Wszędzie tam, gdzie to było możliwe, starano się wytyczyć cały odcinek osi na powierzchni. Nie przedstawiało to większych trudności na tych odcinkach trasy, które przebiegały pod ulicami i placami niezabudowanymi. Często jednak zachodziły wypadki, że trasa odbiegała od kierunku ulicy i przechodziła pod wielkimi blokami zabudowanymi, lub jak w kilku miejscach — pod Tamizą. W wielu z tych wypadków możliwym było przeprowadzenie tyczenia dłuższych odcinków wprost ponad przeszkodami, przy zastosowaniu czasowych rusztowań, budowanych w tym celu na dachach. Na rusztowaniach tych ustawiano instrument i przeprowadzano tyczenie, oznaczając punkty osi na skrajach dachu. Punkty

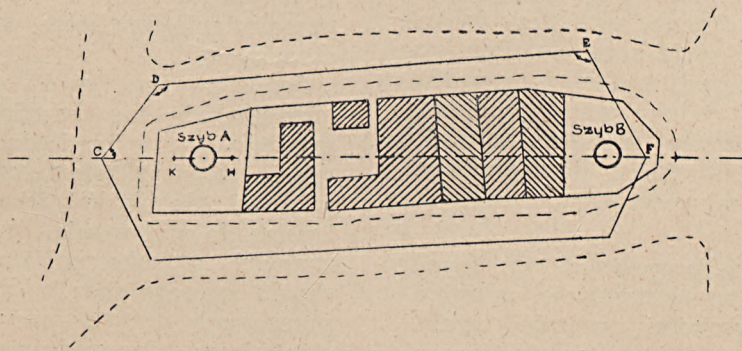
te przenoszono następnie przy pomocy pionów na poziom ulicy. Obchodzenie przeszkód na trasie ciągami poligonowymi uważano za zło konieczne, stosując je tylko w wyjątkowych wypadkach i na krótkich odcinkach. Przykład takiego „trawersowania“ pomiędzy dwoma projektowanymi szybami podaje rys. 2. W tym przypadku oś w punkcie H trafia na szereg budynków. Po wyznaczeniu położenia szybu A, oraz kierunku poprzez ten szyb, założono ciąg C, D, E, mierząc kąty na tych punktach, oraz długość CD i DE. Stąd obliczono długość EF, a więc i położenie punktu F na osi, dalej kąt EFC, potrzebny do wyznaczenia kierunku dalszego odcinka osi, oraz długość CF. Dla kontroli zakładano po drugiej stronie przeszkody inny ciąg poligonowy, kontrolując w ten sposób położenie punktu F. Mając kierunek FC, wyznaczano położenie szybu B, oraz kierunek osi ponad szybem.

Stabilizowanie osi na powierzchni dokonywano bolcami klinowymi, żelaznymi, zapuszczając je w spoiny nawierzchni jezdni lub chodników. Dokładny punkt osi oznaczano nacięciem na główce bolca, robionym stalowym przecinakiem. Punkty te zamierzane były do narożników budynków. W terenie otwartym, podmiejskim, punkty oznaczano kołkami z mosiężnymi gwoździemi, na których robiono nacięcia. Ważniejsze punkty osi stabilizowano słupkami z cegły.

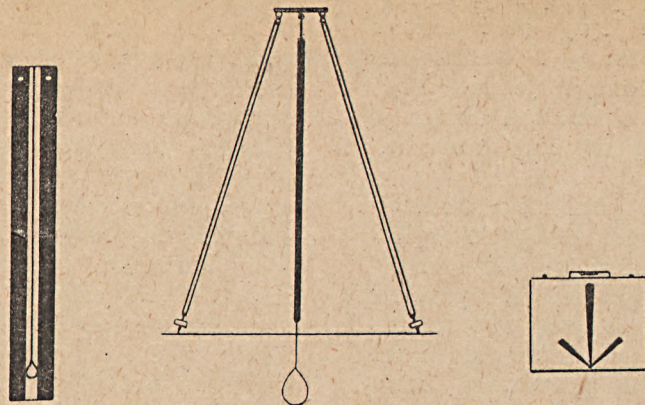
Do celowania przy pomiarach na powierzchni używano następujących urządzeń, które jakoby okazały się najbardziej praktyczne w tych warunkach (rys 3):

a) Czarna tarcza drewniana, z namalowanym białym pasem szerokości 3 cale (7,6 cm), zaopatrzona w pion. Za tarczą w odległościach 1—2 m ustawiano duży ekran z białego kartonu; ekran skierowywano ku słońcu. Urządzenie to używane było przy celowaniu na znaczne odległości (kilka kilometrów).

b) Żelazny trójnóg o wys. 6 stóp (ok. 1,80 m), z nogami zaopatrzonymi w śruby nastawnicze. Na trójnogu zawieszony był cienki drut stalo-



Rys. 2



Rys. 3

wy dobrze obciążony. Przez drut przesunięta była centrycznie czarna rurka o średnicy 1 cala (2,54 cm), długości 5 stóp (ok. 1,50 m). Przyrząd ten używany był, gdy chodziło o celowanie na tle nieba. Śruby służyły do dokładnego wprowadzenia drutu i rurki w płaszczyznę celowania.

c) Tarcza z namalowaną strzałką (1,5 × 2 stopy). Strzałka ta wzdłuż swej długości miała różną grubość. Tarcza poziomowana była przy pomocy libeli. Urządzenia tego używano przy celowaniu na krótkie odległości.

Teodolity używane do pomiarów przy budowie pierwszych linii (ok. 1860 r.) posiadały limbasy o średnicy 6 cali (152 mm) i dokładności odczytu 20". W późniejszym okresie używano bardziej dokładnych teodolitów o dokładności odczytu 10". Nowsze te teodolity (f-my E. R. Watts a. Son) zaopatrzone były w specjalne urządzenie przy spodarce, służące do precyzyjnego centrowania. Urządzenie to pozwalało na łatwe i szybkie wprowadzenie górnej części teodolitu, przy pomocy specjalnej leniwki, w żadaną płaszczyznę celu z dokładnością do 1/250 cala (0,1 mm), co ma specjalne znaczenie przy przenoszeniu kierunku pod powierzchnię.

Wszystkie pomiary liniowe wykonywano taśmą stalową, co na owe czasy było do pewnego stopnia nowością, jeśli uwzględnimy fakt, że dotychczas jeszcze łańcuch mierniczy w Anglii nie wyszedł całkowicie z użycia. Pomiaru dokonywano po powierzchni ulic, wprowadzając później poprawki redukcyjne do poziomu. Koniec przyłożenia taśmy zaznaczano kredą, a na znaku kredowym robiono dokładną kreskę ołówkiem. Wszystkie pomiary dokonywano dwukrotnie.

Oczywiście na trasie projektowanego tunelu przeprowadzano dokładną niwelację, uwzględniając nie tylko wysokości punktów terenu, ale również poziomy istniejących fundamentów, urządzeń podziemnych i t. p. Repery osa-

dzano w ten sposób, aby w pobliżu każdego projektowanego szybu znalazły się przynajmniej dwa repery. Repery te w trakcie samej budowy sprawdzano stale przy pomocy ciągów niwelacyjnych o kierunku poprzecznym do budującego się tunelu, w celu szybkiego odkrycia ewentualnego osiadania gruntu w pobliżu budowy.

Na skutek ruchu ulicznego, prawie wszystkie prace pomiarowe na powierzchni musiały być wykonywane w nocy przy użyciu lamp.

2. Przenoszenie kierunku i poziomu pod powierzchnię.

W tych wypadkach, gdzie trasa przebiegała pod ulicami względnie pod terenem niezabudowanym, zapuszczano dokładnie na osi pionowe otwory wiertnicze, sięgające poziomu projektowanego tunelu. W miarę postępowania budowy, przez otwory te opuszczano piony, sprawdzając w ten sposób i korygując oś podziemną.

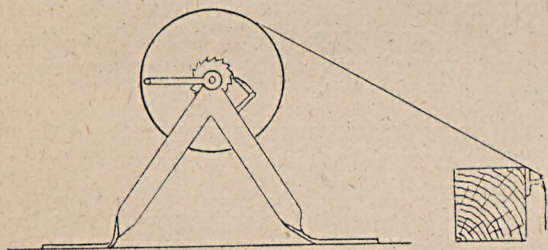
Na trasie tuneli, jak wspomniano, występowały liczne łuki, czego przy normalnych robotach tunelowych zasadniczo unika się, gdyż „zadawanie“ kierunku w łuku jest znacznie mniej dokładne od tyczenia prostej osi. Otóż przenoszenie osi pod powierzchnię przy pomocy otworów wiertniczych pozwalało na tyczenie łuków wprost na powierzchni (co można wykonać bardziej dokładnie), a następnie na przeniesienie punktów pośrednich łuku przez otwory.

Jednakże ten sposób przenoszenia osi pod powierzchnię nie wszędzie zdał egzamin ze względu na to, że dokładnie pionowe prowadzenie otworu wiertniczego (szczególnie na większą głębokość) jest technicznie bardzo trudne do wykonania. W związku z tym przy tunelach głęboko położonych, musiano uciec się do znanego sposobu przenoszenia kierunku przez szyb przy pomocy dwóch pionów. Po osiągnięciu odpowiedniego poziomu przez dno szybu, zawieszano w nim dwa piony dokład-

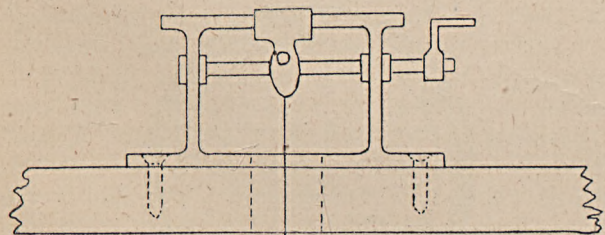
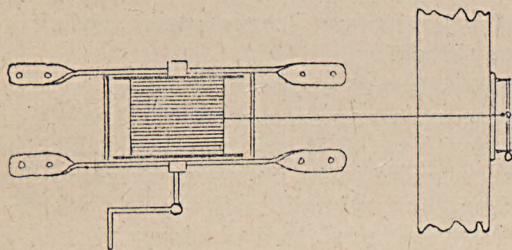
nie na osi tunelu; pod powierzchnią ustawiano teodolit ściśle w płaszczyźnie pionów i przedłużano oś, dopóki czoła poszczególnych odcinków sztolni nie spotkały się. Dopiero po spotkaniu się sztolni kierunkowych, tyczono oś jeszcze raz dokładnie i wykonywano obudowę tunelu.

Przyrządy, służące do przenoszenia kierunku pod powierzchnią, uwidocznione są na rys. 4 i 5. Drut, na którym zawieszony jest pion, przechodzi przez nakrętkę śruby nastawniczej i wprowadzany jest w żadaną płaszczyznę przez odpowiedni obrót śruby. Jako najlepsze okazały się stalowe druty fortepianowe o średnicy 1/40 cala (0,64 mm). Obciążenie drutów wynosiło ok. 20—30 funtów (9—14 kg). Ciężarki pionów umieszczane były w wiadrach z wodą, dla możliwie szybkiego tłumienia oscylacji pionów.

Obydwa piony wprowadzano dokładnie w płaszczyznę osi przy pomocy teodolitu. Co do pozycji teodolitu zarówno na górze, jak i na dnie szybu, stosowano dwie różne metody.



Rys. 4.



Rys. 5.

Niektórzy technicy umieszczali teodolit blisko drutów tak, że odległość od teodolitu do bliższego drutu była mniej więcej równa odległości pomiędzy drutami (ok. 6 stóp). Obserwowali oni każdy z drutów oddzielnie, ogniskując odpowiednio lunetę (druty znajdowały się jeden za drugim i dla gołego oka dalszy drut był całkowicie zakryty przez drut bliższy). To bliskie ustawienie teodolitu miało zapewnić dokładną bisekcję drutów. Teodolit centrowany był uprzednio nad punktem osi, wyznaczonym odpowiednio blisko szybu i po wzięciu wizury na możliwie najdalszy punkt odcinka osi, ogniskowano lunetę kolejno na każdy z drutów, przesuując je odpowiednio przy pomocy śrub nastawniczych. Następnie czynność tę powtarzano przy zmienionym kole teodolitu, a druty sprowadzano do położenia pośredniego, otrzymanego z obserwacji przy KL i KP.

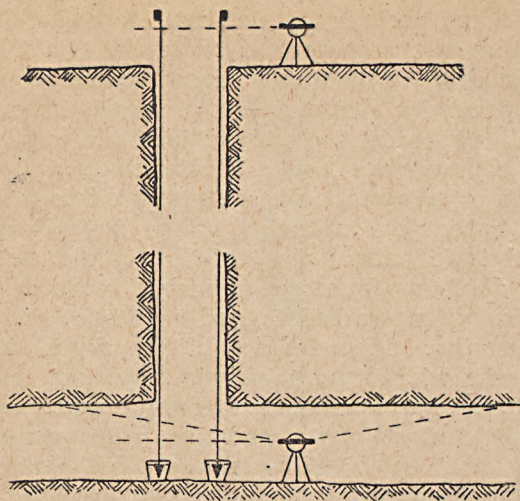
Inni technicy ustawiali teodolit w odległości 10—15 m od bliższego drutu tak, że obydwie druty mogły być obserwowane przy tym samym zogniskowaniu lunety. Jednakże, aby móc obserwować obydwie druty, znajdujące się w jednej płaszczyźnie celowania, musiano uciekać się do specjalnych sposobów. Jednym z nich było zawieszenie drutów na różnej wysokości u wlotu szybu, jak również różny poziom zawieszenia ciężarków na dnie szybu; pochylając odpowiednio lunetę, można było obserwować każdy z drutów oddzielnie. Przy innym sposobie stosowano wstawki łańcuchowe, wprawione w bliższy drut, przez które można było obserwować drut dalszy. Jeszcze inny sposób polegał na stosowaniu różnej grubości drutów (dalszy drut — o większej średnicy); między druty wstawiano w czasie obserwacji kartkę białego papieru tak, że w wypadku prawidłowego centrowania, obraz wyglądał jak na rys. 6.



Rys. 6.

Po wprowadzeniu obu pionów w płaszczyznę osi, przenoszono się z teodolitem na dno szybu (rys. 7). Tutaj wprowadzano teodolit w płaszczyznę pionów przy pomocy urządzenia, pozwalającego na precyzyjne przesuwanie górnej części teodolitu (patrz wyżej pkt. 1).

Po wprowadzeniu teodolitu w płaszczyznę drutów, osadzano od razu kilka marek w stropie lub spągu tunelu, możliwie daleko od in-



Rys. 7

strumentu; czynność powtarzano przy zmienionym kole, oznaczając trwałe marki po wyśrodkowaniu KL i KP.

Często zdarzało się, że szyb nie mógł być umieszczony na osi tunelu, który znajdował się pod jezdnią, podczas gdy szyb umieszczony był na chodniku i łączył się z tunelem krótkim dodatkowym (czasowym) tunelem. W tych wypadkach piony zawieszano pod pewnym znanym azymutem tak, aby ich linia mogła być przedłużona wzdłuż dodatkowego tunelu. Pod powierzchnią teodolit ustawiano w głównym tunelu, na przedłużeniu linii drutów i na odległości równej odległości drutów od osi tunelu. Oś głównego tunelu tyczono odkładając odpowiedni kat.

Dla przeniesienia poziomu pod powierzchnię określano poziom gwoźdźcia lub haka, wbitego w odbudowę szybu, niwelując go z dwóch co najmniej reperów, założonych do tego celu w pobliżu szybu. Następnie zawieszano taśmę stalową, uważając, aby zwisała swobodnie. Taśmę obciążano u dołu ciężarem kilku funtów. Przy stosunkowo niewielkich głębokościach szybów, z jakimi ma się tu do czynienia, pomiar dokonywano zwykle jednym przyłożeniem taśmy. Na dole osadzano przejściowy reper, przenosząc następnie poziom niwelatorem na trwały reper, osadzony z dala od spodu szybu z boku tunelu.

3. Wyznaczanie osi pod powierzchnią.

Do oznaczenia punktów osi używano gwoździ, bolców, lub klamer wbijanych w belki stropowe sztolni. Znaczna część głębokich tuneli pędzona była od razu pełnym przekrojem, z obudową żelazną rurową (rys. 8). W tych wypadkach, dla oznaczenia osi, wbijano drewniane kliny pomiędzy poszczególne segmenty rur, a właściwe punkty osi oznaczano gwoź-

dziami, wbitymi w kliny. Jednak sposób ten okazał się niepraktyczny, gdyż kliny te nie utrzymywały się trwale w tych warunkach i nawet skłonne były do wypadania; toteż później stosowano nacięcia wprost na rurach, jako oznaczenia punktów osi.

Jako obiekty do wizowania używano bądź lampy naftowe o sile 40 świec, z knotem kołowym, podwieszane na drucie, bądź też — świece zawieszane w specjalnych oprawkach na drucie.

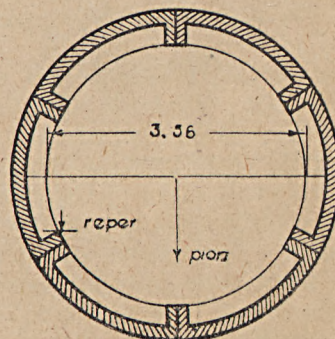
Do pracy w głębi tunelu u czoła robót, instrument musi być często ustawiany w trudnych warunkach na nierównościach. W związku z tym używano statywów o wsuwanych nogach, dających się zamocować na dowolnej długości.

Wyznaczanie osi w czasie budowy polegało oczywiście na stopniowym przedłużaniu linii marek, osadzonych w pobliżu dna szybu, w stronę posuwającego się czoła robót. Wszystkie przedłużenia brano były przy obu położeniach lunety. Najpierw robiono znaki ołówkiem dla KL i KP, a następnie brano średnią nacinając pilnikiem lub przecinakiem odpowiedni znak. Robotnicy przedłużali sobie oś z dwóch ostatnich marek na oko, używając pionów i lamp.

Znaki wysokości (repery robocze) osadzano niwelatorem możliwie na stałej wysokości ponad poziom dna tunelu, dla uniknięcia ewentualnych pomyłek ze strony robotników. Osadzano np. cegłę, wzgl. wykonywano stopień w betonie, o których wysokości informował inżynier majstra. Poziom czoła tunelu robotnicy kontrolowali przy pomocy krzyżów niwelacyjnych.

Przy żelaznej obudowie tunelu, jako repery robocze obierano flansze na stykach segmentów rur (rys. 8). Przy reperach takich malowano strzałki białą i czerwoną farbą, dla łatwiejszego odszukania znaku przez robotników.

W wypadku żelaznej obudowy tunelu, każdy następny pierścień rury przykręcany jest (wzgl. nitowany) do poprzedniego, a wszelkie



Rys. 8

zmiany kierunku i poziomu wykonuje się przez stosowanie odpowiedniego „pakunku“ w dole, w stropie, lub na bokach pomiędzy pierścieniami. Inżynier sprawdza oś ostatnio ułożonego pierścienia w stosunku do osi tunelu i poleca odpowiednie poprawki. Dla wyznaczenia osi ostatniego pierścienia, zakładano sznur wzdłuż średnicy rury (rys. 8), wyznaczając na sznurze środek i zawieszając na nim pion. Na pion ten sprawdzano kierunek osi tunelu, a następnie przez odpowiedni „pakunek“ z prawej lub lewej strony, sprowadzano pierścień do właściwego, osiowego położenia. Dla

sprawdzenia poziomu niwelowano dół i strop ostatniego pierścienia (przy pomocy odwróconej łaty) i stosowano „pakunek“ u spodu lub w stropie.

Po spotkaniu się dwóch sztolni, pędzonych w przeciwnych kierunkach, dokonywano pomiaru odchylenia osi w kierunku i wysokości. Dla technicznego wyrównania powstałej rozbieżności, wystarczało zwykle wprowadzenie płaskiego łuku, oraz przejściowego spadku na połączeniu obu odcinków tunelu.

Inż. Kazimierz Bram cński

„O bonitację względną gospodarstw w przebudowie ustroju rolnego“

Inż. Tadeusz Olechowski

I.

Zasadniczo w przebudowie ustroju rolnego sumę szacunków działek danego gospodarstwa identyfikuje się z jego wartością. Oczywiście nie stwarza to żadnych trudności w projektach parcelacyjnych lub regulacyjnych, ale natomiast przy zamianach gruntowych, szczególnie w pracach scalieniowych, powstają przy takim postępowaniu poważne trudności, które w praktyce usuwa się przez stosowanie odpowiedniej polityki przy klasyfikacji szacunku gruntów. Głównym minusem stosowania takiej polityki było, że uwzględniała ona potrzeby projektu kosztem nieodpowiedniego oszacowania starego stanu posiadania, to też w wypadkach możliwości powstania dużych błędów w oszacowaniu (np. przy scaleniach małych miasteczek) rozbijano obszar na strefy klasyfikacyjno-szacunkowe. Jednakże i ten zabieg nie usuwał błędów w oszacowaniu gospodarstw, powstałych z identyfikacji sumy szacunków działek gospodarstwa z jego wartością, a tylko je dość znacznie zmniejszał i zbliżał sumę do wyników, jakie otrzymanoby, gdyby na podstawie istotnej wartości gruntów oszacowano gospodarstwo przed i po scaleniu z uwzględnieniem jego istotnych cech terenowych.

Wydaje się słusznym, że tylko podwójny szacunek gospodarstwa na podstawie klasyfikacji szacunku gruntów, uwzględniających główniejsze jego cechy terenowe jest jedyną drogą do wyśrodkowania jego wartości przy zamianach gruntowych.

Koncepcja podwójnego szacunku gospodarstwa nie jest moją. Na długo przed minioną wojną była wysuwana przez scalieniowców na różnych konferencjach i zebraniach. W swojej praktyce spotkałem się z nią po

raz pierwszy na konferencji w Urzędzie Wojewódzkim Warszawskim w r. 1934, na której uzasadniał tę koncepcję W. Maciszewski, ówczesny Kierownik Oddziału Urządzeń Rolnych tego Urzędu, a popierał ją prof. W. Nowak, biorący udział w tej konferencji.

Dla bonitacji gospodarstw najodpowiedniejszy jest względny szacunek gruntów t. j. w skali 100% (grunty najlepsze 100%, najgorsze ca 10 — 0%), albowiem daje możliwość porównania liczbowego wartości gospodarstwa przed i po zamianie gruntowej. Jeśli chodzi o projekty parcelacyjne i regulacyjne, to również szacunek ten daje więcej korzyści, a przede wszystkim możliwość uwzględnienia istotnych cech terenowych gospodarstwa w jego szacunku.

II.

Gdybyśmy chcieli porównać między sobą wartości gospodarstw, uwzględniające ich istotne cechy terenowe, na obszarze całego państwa, to należałoby objąć ten obszar jednym systemem klasyfikacji względnej, ustalonym na podstawie oszacowania gruntów najlepszych i najgorszych na obszarze Państwa i wplecenia między te wartości pozostałych gleb.

Jako przykład podaję ujęcie wartości użytków, stosowane w Niemczech w ostatnich latach przed wojną i w czasie wojny minionej:

A. Grunty orne

W zależności od typu gleby nadano wartości 100 — 6%. Przykładowo podaję wartości dla:

loessów 100 — 80%, glin piaszczystych 76 — 56%, szczyrków 32 — 6%, ciężkiej gliny 90 — 64%.

B. Łąki

Wartość łąk uzależniono od zbioru siana w q z ha i jego jakości.

Łąkom o zbiorze 75 q i powyżej dano wartości przy sianie: dobrym 100%, średnim 75%, złym 55%, a przy zbiorze 20 q przy sianie: dobrym 22%, średnim 16%, złym 12%.

Dla pośrednich zbiorów przy poszczególnych jakościach siana wypośredkowano pośrednie wartości między tymi wartościami.

C. Pastwiska

Wartości pastwisk uzależniono od ich obsady w sztukach bydła na 1 ha i ilości dni pasania w roku.

Przy obsadzie 3,25 szt. ustalono wartości pastwisk przy dniach pasania w roku:

180 — 109%, 170 — 104%, 160 — 98%,
150 — 92%, 140 — 86%, 130 — 80%, 120 — 73%,
110 — 67%, 100 — 59%,

a przy obsadzie jednosztukowej:

180 — 23%, 170 — 20%, 160 — 17%,
150 — 15%, 140 — 12%, 130 — 9%,
120 — 6%.

Dla pośrednich ilości bydła wypośredkowano pośrednie wartości, dla odpowiednich ilości dni pasania w roku.

Tabele państwowe są ustalone dla średnich warunków klimatycznych i ekonomicznych.

Mając tabele państwowe w każdym regionie ustala się wartości gruntów uwzględniające warunki klimatyczne i ekonomiczne regionu. Osiąga się to przez ustalenie klas gruntowych i wypośredkowanie dla tych klas wartości względnych. Celem zapewnienia właściwej wartości tych klas zwraca się szczególną uwagę na gleby najlepsze, najgorsze i dominujące oraz na ich powiązanie z wartościami klas sąsiednich regionów.

Klas tworzy się 6 — 8 o interwale międzyklasowym raczej równomiernym, niż nierównomiernym.

Interwał nierównomierny jest jedynym i koniecznym, gdy stosuje się mała ilość klas, ponieważ chodzi o wpasowanie główniejszych gleb w ustalone klasy gruntowe. Im mniej klas, tym większa ilość gleb wchodzi do jednej klasy, wskutek czego z większym błędem je szacujemy. Chcąc zmniejszyć błąd szaco-

wania stosujemy nierównomierne interwały, zależne od wartości gleb. Dla szczegółowego wyjaśnienia podaję za Dr Asmusem Petersem dwa przykłady nierównomiernych interwałów:

Z przykładów jasno widzimy, że w stosunku do wartości gleb robi się przy słabych glebach większe błędy, niż przy lepszych.

Równomierny interwał jest pożądany przy stosowaniu większej ilości klas, ewentualnie przy przewidywaniu tego stosowania, albowiem: 1) daje duże ułatwienia przy liczbowym porównaniu gospodarstw, 2) średnia klasa liczbowa jest także średnią wartościową.

Przy bonitacji względnej mamy możliwość operowania oprócz klas głównych (6 — 10) jeszcze 5 — 7 podklasami w każdej klasie głównej, słusznym więc jest operowanie raczej interwałem równomiernym w klasach regionalnych, niż nierównomiernymi.

Jeżeli chodzi o wartości klas, to one mogą być podane jednoznacznie lub ekstremalnie. Lepszym jest drugi sposób, albowiem orientuje doskonale w możliwościach tworzenia podklas. Oba sposoby ilustruję przykładowo:

1) Grunty orne pewnej miejscowości wyodrębnione w 6 klas od 60 do 20%.

Przy podawaniu jednoznacznym klas byłyby następujące: I — 60%, II — 52, III — 44%, IV — 36%, V — 28%, VI — 20%.

2) Te same grunty przy ekstremalnym podawaniu klas i rozpiętości w klasie 6% byłyby: w

I. — 60 — 54%, II — 53 — 47%, III — 46 — 40%, IV — 39 — 33%, V — 32 — 26%, VI — 25 — 19%.

Wyniki klasyfikacji gruntów według klas głównych mogą służyć do opracowania regionalnych map glebowych, a zaś te do stworzenia mapy glebowej państwowej i bonitacji gospodarstw dla celów specjalnych. Pierwszego celu nie będę omawiał, drugi zaś cel uwzględnię na tle przebudowy ustroju rolnego.

III.

Jeśli nie ma klasyfikacji względnej państwowej, co ma miejsce u nas, to możemy cel podwójnego szacunku gospodarstw osiągnąć w ograniczeniu tylko do lokalnych po-

Klasa	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Wartość	270	210	165	120	72	54	30	15	56	46	36	29	22	16	10	5	2,5
Interwał	abs.	60	45	45	48	18	24	15	10	10	7	7	6	6	5	2,5	
	%	29	27	38	67	33	80	100	35	30	25	35	35	60	100	100	

trzeb na podstawie szacunku względnego klas gruntowych danego obiektu, a w zastosowaniu do przebudowy ustroju rolnego — na podstawie takiego szacunku, przeprowadzanego na danym obszarze przebudowy ustroju rolnego.

Obowiązujące instrukcje przewidywały najpierw wypośrodkowanie wartości względnej gruntów najlepszych i najgorszych, później zaś pozostałych gruntów. Praktyka wykazała lepsze wyniki klasyfikacji i szacunku gruntów, jeśli te czynności były rozpoczęte od dominujących gleb na danym obszarze przebudowy ustroju rolnego, a to z uwagi na duże możliwości ich porównania.

Chcąc uwydatnić cechy terenowe gospodarstw przy takim szacunku klas musimy ograniczyć się do przeciętnego ich występowania na danym obszarze, a rzadko do optymalnego, co znacznie ogranicza uwydatnienie. Odchylenia od przeciętnego wzgl. optymalnego występowania cech terenowych gospodarstw należy splusować względnie zminusować liczbowo. Poprawione szacunki gospodarstw w zależności od przeciętnego występowania cech terenowych mogą tylko służyć do porównania gospodarstw na danym obszarze, a nie na terenie całego Państwa.

IV.

Mając sumę szacunku poszczególnych działek gospodarstwa przed i po zamianie gruntowej staramy się ująć liczbowo wpływ tych cech terenowych tego gospodarstwa przez czynienie poprawek w tej sumie. W zależności od warunków lokalnych te cechy i ich wielkości wpływów są różne. W ich rozpatrywaniu ograniczę się do główniejszych, a mianowicie:

- 1) składu użytkowego gospodarstwa,
- 2) składu glebowego gospodarstwa,
- 3) odległości działek od zagrody,
- 4) wielkości i kształtu działek,
- 5) melioracji gruntowych.

Skład użytkowy. Decydującym jest w nim stosunek łąk do roli. Ten stosunek jest optymalny :

- 1) przy słabych glebach (piaszczystych itp.) — jak 1 : 2 ($\frac{1}{3}$ łąki, $\frac{2}{3}$ roli),
- 2) przy średnich glebach — jak 1:3 — 5,
- 3) przy ciężkich glebach — mniejszy niż przy glebach średnich i to tym bardziej, im więcej gleby ciężkie nadają się do uprawy roślin pastwiskowych względnie na założenie pastwisk przemiennych.

Szczególne uwagę należy zwracać na łąki przy glebach słabych, gdyż od tych łąk zależy uprawa gleb. Można nawet twierdzić, że wartość ziemi ornej o słabych glebach staje się fikcyjną, jeśli w skład gospodarstwa nie wchodzi łąki.

Ogólnie można powiedzieć: jeśli w gospodarstwie jest więcej łąk, to lepiej można prowadzić uprawy orne, a nawet można przejść do ogrodowego sposobu uprawy roli. Stąd wynika, że przy większym stosunku łąk do roli niż przeciętny względnie optymalny należy dodać poprawkę liczbową, przy mniejszym zaś odjąć poprawkę od sumy szacunków działek gospodarstwa.

Skład glebowy. Nie tylko użytki powinny być dopasowane w gospodarstwie, ale i gleby odnośnie ich rodzajów i położenia. Szczególnie gleby lekkie i ciężkie powinny ustosunkować się korzystnie w składzie gospodarstwa, a to ze względu na różnicę w czasie ich upraw i zbiorów, wpływające na mniej lub więcej korzystniejszy rozkład pracy ludzkiej i sprzężajnej oraz możliwość stosowania wzajemnie uzupełniających się upraw (pastewne i pszenica na ciężkich, ziemniaki i żyto na lekkich glebach itp.)

W wielu wypadkach należy zwracać uwagę na położenie gruntów ornych w gospodarstwie. Jest korzystnym, gdy część tych gruntów stanowią górnio położone, część zaś dolnie, a to ze względu na bezpieczeństwo zbiorów w latach suchych i mokrych.

Najkorzystniej jest, gdy w składzie gospodarstwa są: gleby ciężkie i lekkie, grunty niżej i wyżej położone. Im więcej dane gospodarstwo odbiega od tego ideału tym większa poprawka należy odjąć od sumy szacunków poszczególnych działek gospodarstwa.

Odległości działek od zabudowań. Te odległości wpływają mocniej lub słabiej na organizację gospodarstwa w zależności, czy ono jest typu farmowego, czy też jego zagroda jest położona w osiedlu zwartym. Mniej one wpływają w pierwszym wypadku, gdyż w drugim wypadku gospodarstwo znajdujące się już w gorszych warunkach gospodarzenia pogarsza swoją sytuację, gdy te odległości są znaczne.

Uwzględnienie odległości działek od zagrody można uzależnić od nadwyżki drogowej ponad odległość przeciętną, uzasadnioną naukowo. Za taką przeciętną można przyjąć 500 mtr. drogi gruntowej lub 800 — 900 mtr. drogi bitej.

W zależności od warunków terenowych należałoby obniżyć szacunek działki ornej, odległej ponad tę przeciętną na każde 100 mtr. nadwyżki drogowej:

w warunkach terenowych dobrych o 1 — $1\frac{1}{2}\%$,

w warunkach terenowych średnich o $1\frac{1}{2}$ — $2\frac{1}{2}\%$,

w warunkach terenowych złych o $2\frac{1}{2}$ — 3% ,

jej szacunku.

W łąkach i pastwiskach z uwagi na ich mniejszą pracochłonność powyższe normy należałoby obniżyć:

- do połowy w łąkach,
- do $\frac{1}{3}$ w pastwiskach zwykłych,
- do $\frac{1}{2}$ — $\frac{1}{3}$ w pastwiskach mlecznych.

Oczywiście w wielu wypadkach te normy mogą zawieść z uwagi na inne czynniki, wpływające na organizację gospodarstwa.

Można jeszcze uwzględnić odległość działek od zagrody przez obliczenie średniej odległości gospodarczej z działek i wprowadzenie poprawek do szacunków poszczególnych użytków w zależności od różnicy między przeciętną a średnią w danym użytku.

Wielkości i kształty działek. Częściowo wielkości działek uwzględniłem przy rozpatrywaniu ich odległości od zagrody, tutaj chodzi o to, czy wielkość i kształt danej działki nie są przeszkodami w stosowaniu racjonalnych płodozmianów oraz w uprawie mechanicznej roli. Poza tym należy jeszcze uwzględnić i jak gdyby „wewnętrzny” kształt działki (n. p. działka poprzecinana rowami nie

może być jednakowo traktowana z działką pozbawioną takich rowów).

Poprawka ze względu na wielkość i kształt działki może być dość duża, sięgającą nawet 30% szacunku działki.

Melioracje gruntowe. Ogólnie zaznaczę, że nie można jednakowo traktować gospodarstw o jednakowych możliwościach melioracyjnych a o różnym stopniu inwestycji melioracyjnych. Gospodarstwo o większych inwestycjach melioracyjnych należałoby nagradzać.

Przedstawione uwzględnianie cech terenowych gospodarstwa nie wyczerpuje całości zagadnienia, lecz sądzę, że uwydatniło konieczność zmian w postępowaniu klasyfikacyjno-szacunkowym w przebudowie ustroju rolnego i potrzebę klasyfikacji państwowej względnej gruntów, co było głównym celem tego artykułu.

Inż. T. Olechowski

Literatura:

„Grundlagen zu einer Reichsbonitierung der landwirtschaftlichen Kulturböden Deutschlands” — dr agr. Asmus Petersen — Berlin, 1934.

Zastosowanie rachunku wyznaczników do podziału trójkąta

Inż. Stefan Szancer

Pewne zagadnienia rachunkowe z miernictwa, które na drodze analitycznej, lub trygonometrycznej mają w rozwiązaniu zawły przebieg, dadzą się rozwiązać bardzo prosto, przy pomocy rachunku krakowianów, lub wyznaczników. W zastosowaniu wyznaczników rozważmy następujące zadanie: Dany jest trójkąt 1, 2, 3, którego wierzchołki mają następujące współrzędne:

$$y_1 \ x_1; \ y_2 \ x_2; \ y_3 \ x_3;$$

Obliczyć należy współrzędne punktu S (y, x), leżącego na boku 1, 2 pod warunkiem, że prosta 3 — S, łącząca wierzchołek 3 z poszukiwanym punktem S odetnie z powierzchni trójkąta pole żądanej wielkości P. Rozwiązanie powyższego zadania będzie miało następujący przebieg:

Równanie prostej, przechodzącej przez punkty 1—2 przedstawi się w postaci tabeli wyznacznikowej następująco:

$$\begin{vmatrix} y & x & 1 \\ y_1 & x_1 & 1 \\ y_2 & x_2 & 1 \end{vmatrix} = 0 \dots (1)$$

Powierzchnia trójkąta S, 3, 1 równa P, przedstawi się wyznacznikiem w postaci:

$$\begin{vmatrix} y_s & x_s & 1 \\ y_3 & x_3 & 1 \\ y_1 & x_1 & 1 \end{vmatrix} = 2P \dots (2)$$

Z założenia zadania wynika pewien warunek dla współrzędnych wierzchołków, który przedstawia się następująco:

$$\begin{vmatrix} y_1 & x_1 & 1 \\ y_2 & x_2 & 1 \\ y_3 & x_3 & 1 \end{vmatrix} \neq 0 \dots (3)$$

Co oznacza z punktu widzenia matematycznego, że punkty 1, 2, 3 nie leżą na jednej prostej.

Jeżeli z wyznacznika (1) podstawimy, zamiast ogólnych zmiennych y, x, wartości y_s i x_s , a więc

$$\begin{vmatrix} y_s & x_s & 1 \\ y_1 & x_1 & 1 \\ y_2 & x_2 & 1 \end{vmatrix} = 0$$

i rozwiniemy go na podczynniki drugiego stopnia, otrzymamy równanie 1-go stopnia z dwoma niewiadomymi y_s i x_s ;

$$y_s \begin{vmatrix} x_1 & 1 \\ x_2 & 1 \end{vmatrix} + x_s \begin{vmatrix} 1 & y_1 \\ 1 & y_2 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} y_1 x_1 \\ y_2 x_2 \end{vmatrix} = 0 \quad (4)$$

aby obliczyć niewiadome y_s x_s , należy mieć drugie równanie, niezależne od równania (4). Równanie takie otrzymamy, rozwijając wyznacznik (2). Po przekształceniach otrzymamy:

$$y_s \begin{vmatrix} x_3 & 1 \\ x_1 & 1 \end{vmatrix} + x_s \begin{vmatrix} 1 & y_3 \\ 1 & y_1 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} y_3 x_3 \\ y_1 x_1 \end{vmatrix} - 2P = 0 \quad (5)$$

Rozwiązanie układu równań (4) i (5) przeprowadzimy następująco:

Dla współczynnów tych równań wprowadzimy następujące oznaczenia:

$$\begin{vmatrix} x_1 & 1 \\ x_2 & 1 \end{vmatrix} = A_1 \quad \begin{vmatrix} x_3 & 1 \\ x_1 & 1 \end{vmatrix} = A_2$$

$$\begin{vmatrix} 1 & y_1 \\ 1 & y_2 \end{vmatrix} = B_1 \quad \begin{vmatrix} 1 & y_3 \\ 1 & y_1 \end{vmatrix} = B_2$$

$$\begin{vmatrix} y_1 x_1 \\ y_2 x_2 \end{vmatrix} = C_1 \quad \begin{vmatrix} y_3 x_3 \\ y_1 x_1 \end{vmatrix} - 2P = C_2$$

Przy powyższych oznaczeniach otrzymamy równania:

$$A_1 y_s + B_1 x_s + C_1 = 0 \quad (4a)$$

$$A_2 y_s + B_2 x_s + C_2 = 0 \quad (5a)$$

Stosując w dalszym ciągu metodę wyznaczników, otrzymamy rozwiązanie dla niewiadomych: y_s i x_s

$$y_s = \frac{\begin{vmatrix} B_1 C_1 \\ B_2 C_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_1 B_1 \\ A_2 B_2 \end{vmatrix}} \quad x_s = \frac{\begin{vmatrix} C_1 A_1 \\ C_2 A_2 \end{vmatrix}}{\begin{vmatrix} A_1 B_1 \\ A_2 B_2 \end{vmatrix}} \quad (6)$$

Równania powyższe mają określoną wartość na y_s x_s przy założeniu, że

$$\begin{vmatrix} A_1 B_1 \\ A_2 B_2 \end{vmatrix} \neq 0$$

Wynika to z założenia, że

$$\begin{vmatrix} y_1 x_1 & 1 \\ y_2 x_2 & 1 \\ y_3 x_3 & 1 \end{vmatrix} \neq 0;$$

Mamy bowiem

$$\begin{vmatrix} y_1 x_1 & 1 \\ y_2 x_2 & 1 \\ y_3 x_3 & 1 \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} y_1 & x_1 & 1 \\ y_2 - y_1 & x_2 - x_1 & 0 \\ y_3 - y_1 & x_3 - x_1 & 0 \end{vmatrix} = (y_2 - y_1) \cdot (x_3 - x_1) - (x_2 - x_1) \cdot (y_3 - y_1) = B_1 A_2 - A_1 B_2$$

czyli $B_1 A_2 - A_1 B_2 \neq 0$

a stąd $A_1 B_2 - A_2 B_1 \neq 0$; i wzory (6) mają realne rozwiązanie.

Przystępujemy teraz do ostatecznego rozwiązania zadania.

Wprowadzamy jeszcze oznaczenia dla wyznaczników równań (6)

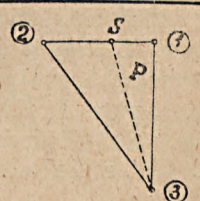
$$\begin{vmatrix} B_1 C_1 \\ B_2 C_2 \end{vmatrix} = M; \quad \begin{vmatrix} C_1 A_1 \\ C_2 A_2 \end{vmatrix} = L; \quad \begin{vmatrix} A_1 B_1 \\ A_2 B_2 \end{vmatrix} = N;$$

Równania (6) przyjmą ostateczną postać:

$$y_s = \frac{M}{N}; \quad x_s = \frac{L}{N}$$

Obliczenie przeprowadzimy przy pomocy arytmetru w poniższym formularzu.

Dodatkowe ułatwienie rachunku będzie polegać na odpowiedniej redukcji liczb wyrażających współrzędne 1, 2, 3, jak to czyni się w wielu wypadkach przy obliczeniach powierzchni ze współrzędnych.

1				2				3				
+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	
	y_1		x_1		y_2		x_2		y_3		x_3	
$A_1 = x_1 - x_2$ $B_1 = y_2 - y_1$							$A_2 = x_3 - x_1$ $B_2 = y_1 - y_3$				
$C_1 = y_1 x_2 - x_1 y_2$ $N = A_1 B_2 - A_2 B_1$							$C_2 = y_3 x_1 - x_3 y_1 - 2P$				
$M = B_1 C_2 - C_1 B_2$ $y_s = M : N$							$L = C_1 A_2 - A_1 C_2$ $x_s = L : N$				

Pomiary lotnicze Kanady

Program prac R. C. A. F. w sezonie letnim 1948 roku

Miern. przys. Klemens Godlewski

Zapoczątkowane w 1921 roku pomiary aerofotogrametryczne Kanady prowadzi R. C. A. F. (skrót od Royal Canadian Air Force — Królewskie Kanadyjskie Siły Powietrzne).

Plan na tegoroczny sezon przewiduje sfotografowanie obszaru około 550 000 mil kwadratowych (około 1.400.000 km²). Zdjęcia wykonane będą przy pomocy szesnastu specjalnie dla tego celu wyekwipowanych samolotów (12 typu Dakota i 4 Lancastry dalekiego zasięgu), które operować będą nad olbrzymimi terenami Dominium pomiędzy granicą Stanów Zjednoczonych i Arktyką. Równie wielkie loty będą musiały wykonać komunikacyjne amfibie Canso, których zadaniem będzie rozmieszczenie i zaopatrywanie ekip naukowych ustalających na północy punkty astronomiczne mające służyć za podstawy przetworzenia fotografii na dokładne mapy. Sezon w południowej części kraju zaczął się w kwietniu i trwać będzie, jeżeli pogoda pozwoli, do końca października. Na północy loty normalnie odbywają się od połowy czerwca do końca sierpnia. Praca rozpoczyna się natychmiast po zakończeniu roztopów w sfotografowanym rejonie i posuwa się na północ w miarę ustępowania lodów i śniegów.

Pomiary dzielą się na dwa zasadnicze rodzaje: pokrycie trzykamerowe dla mapy podstawowej i zdjęcia pionowe dla planów. Tereny północnej i centralnej części prowincji Quebec oraz wyspa Baffina zdejmowane są przez Lancastry 413 Eskadry aparatami trójkamerowymi. W razie złej pogody uniemożliwiającej

pracę aeroplany te operować będą w rejonie położonym na zachód od zatoki Hudsona. Dakoty 414 Eskadry, która wykonuje zdjęcia pionowe, przeznaczone są do opracowania obszarów w prowincjach Yukon i Brytyjska Kolumbia, obszarów na zachód od jeziora Wielkiego Niedźwiedzia leżących wzdłuż północnego brzegu rzeki św. Wawrzyńca oraz różnych terenów nad granicą Stanów Zjednoczonych.

Bazy, z których odbywać się będą loty, znajdują się w następujących punktach: Goose Bay w Labradorze, Fort Chimo i Bagotville w Quebec, Rockcliffe w Ontario, Churchill i The Pas w Manitobie, Frobisher na wyspie Baffina, Yellowknife i Norman Wells w Północno-Zachodnim Terytorium, Calgary w Edmouton oraz w Vancouver. Partie dla pomiarów geodezyjno-astronomicznych będą rozmieszczone w trzydziestu punktach na wyspie Baffina, wyspie Southampton oraz na półwyspach Melville i Boothia.

Od 1921 roku R. C. A. F. sfotografował prawie 2.000.000 mil kwadratowych Kanady (około 5.180.000 km²). W pierwszym roku zdjęto zaledwie 280 mil kwadratowych (około 725 km²), ale w roku ubiegłym pomiarami fotogrametrycznymi objęto obszar ponad 400.000 mil kwadratowych (ca 1.036.000 km²), chociaż pogoda nie była w tym roku sprzyjająca a w niektórych miejscach była opisana jako najgorsza z tych, w których ekipy aerofotogrametryczne pracowały.

Miern. przys. Klemens Godlewski

Wśród książek i wydawnictw

Dr inż. Roman Chrzęszcz. *Über die elektromagnetische Energiespeisung der Favarger — Sekundärurh.* (O elektromagnetycznym zasilaniu energią zegara wtórnego (Favarg). Zagadnienie wahanía przymuszonego. Format A-IV, stron 38, rysunków i wykresów 17, tabel 9. Praca doktorska nakładem Instytutu Geodezyjnego Politechniki Związkowej w Zurichu. Zurich, 1948.

Praca pod powyższym tytułem, wykonana przez inż. Romana Karola Chrzęszcza, została przyjęta przez Politechnikę w Zurichu jako praca doktorska.

Instytut Geodezyjny Politechniki Związkowej w Zurichu prowadzi między innymi pracami naukowymi, również regularną służbę czasu. Instalacja zegarowa Instytutu składa się z zegara „pierwotnego“ („zegarmatka“), o okresie wahań 2 sek. i zegara „wtórnego“ („zegar-córka“) kierowanego przez zegar pierwotny.

Opory różnorodnej natury spowodowałyby zanikanie wahań wahadła wtórnego. Do wyrównania strat energii na skutek istniejącego tłumienia, służy elektromagnes ustawiony pod wahadłem. Przyciąga on periodycznie kotwicę, złączoną na stałe z wahadłem

i przywraca w ten sposób straconą przez tłumienie energię. Prąd potrzebny do zasilania elektromagnesu dostarczany jest przez akumulator. Obwód prądu zamykany jest przez zegar pierwotny przy każdym wahaniciu; odstęp czasu, w którym obwód jest zamknięty, nazywany czasem trwania impulsu; mówimy o impulsach prądu, który zasila elektromagnes. W ten sposób zegar wtórny połączony jest z zegarem pierwotnym. Ścisłe biorąc, mamy tu do czynienia z przyciąganiem elektromagnesu również w czasie, gdy obwód jest otwarty, gdyż elektromagnes zachowuje pewien magnetyzm szczytkowy. Praktycznie jednak magnetyzm szczytkowy, jak wykazały próby, może być pominięty.

Opisane powyżej wahanie jest t. zw. wahaniami przymuszonymi.

Dochylnicowe próby wyjaśnienia wyrównania strat energii na skutek tłumienia (t. zw. energii tłumienia) przez energię elektromagnetyczną, nie prowadziły do celu, jak również nie dały rezultatu przyjęte założenia prawa przyciągania (odwrotna proporcjonalność do kwadratu odległości) oraz tłumienia (proporcjonalność do szybkości wahań). Na skutek tego spróbowano wyjaśnić zagadnienie przyciągania elektromagnetycznego i tłumienia zegara na drodze eksperymentalnej.

Praca w pierwszej swej części objęła badanie przyciągania elektromagnetycznego. Została skonstruowana specjalna instalacja do prób. Przebieg wahań wahadła, wtórnego w polu sił elektromagnesu został sfotografowany, przy użyciu metody zwierciadeł (Poggendorff'a) przy pomocy t. zw. „lupy czasowej”.

Po opracowaniu materiału filmowego wyprowadzono empiryczny wzór na kątowne przyspieszenie wahadła wywołane działaniem elektromagnesu.

W części drugiej zbadano straty energii na skutek tłumienia. Z zaniku wahań tłumionego wahań zegara wtórnego okazało się, że miarodajnymi są te straty energii, które pochodzą z tarcia i zginania sprężyn kontaktów, jak również z napędzania mechanizmu zegara wtórnego. Wypadkowa sił tłumiących dla procesu wahań daje się określić jako tarcie Coulomb'a. Jednakże współczynnik nie jest stały podczas całego wahanicia, lecz jest zależny od wychylenia wahadła. Te zmiany współczynnika Coulomb'a uwarunkowane są napędem mechanizmu zegara, jak również zginaniem i tarciami sprężyn kontaktów.

Na podstawie znajomości przyciągania i tłumienia ustawiono równanie ruchu.

Ponieważ ściśle rozwiązanie równania ruchu nie było możliwe, przeprowadzono rozwiązanie liczbowe.

Próby przeprowadzono różnymi sposobami, zależnymi od kierunku wahań, czasu trwania impulsów i amplitudy. Rozpiętość czasu trwania impulsów wynosiła od 0,5 sek. do 0,97 sek.

Ze zmianą czasu trwania impulsów przesuwają się tylko położenie impulsu w stosunku do punktów zwrotnych.

Dla stałości ruchu zegara koniecznym jest, aby wpływ ewent. zmian natężenia prądu, jak również wzrost trwania impulsu wpłynął jak najmniej na wahań przymuszone. Jak wykazały doświadczenia, wypadek ten ma miejsce przy wprowadzeniu t. zw. dużej amplitudy i niezbyt długich impulsów. Okazuje się, że ruch zegara jest najbardziej stały przy impulsach trwających 0,85 sek., dlatego też ten czas impulsu został wprowadzony jako wynik doświadczeń.

K. Br.

„JOURNAL” DES GEOMETRES EXPERTS ET TOPOGRAPHES FRANCAIS

Nr 7. Lipiec 1948 r.

1. Kronika zawodowa.
Dni wspomnień i wdzięczności — R. D.
2. Reforma rolna i mierniczy w Czechosłowacji — Bohumil Pour.
3. Porady. O drogach prywatnych.
4. Regulacje rolne — Lucien Beis.
5. Zadanie nr 12 — Gobbe.
6. Kronika młodych:
Wobec nieznanego — Grupa praktykantów.
Sprawa granic — Laporte.
Nasze zadania — F. Grelaud.
7. Echa i Informacje.
8. Przegląd książek i pism.
9. Prawo, prawodawstwo.

Nr 8. Sierpień 1948 r.

1. Kronika zawodowa:
a) Centralny Komitet Geograficzny.
b) Feminizm a praca zawodowa — René Danger.
2. Fotogrametria. Zyraskop i pion. — Daubuisson.
3. Zarys krzywych — Villetorte.
4. Organizacja biur. Skala cen. — Ray. Danger.
5. Porady Wytyczania dróg wiejskich.
6. Kronika młodych.
7. Echa i Informacje.
8. Przegląd książek i pism.
9. Prawo i prawodawstwo. Dekret w sprawie dyplomu.

SCHWEIZERISCHE ZEITSCHRIFT FÜR VERMESSUNG UND KULTURTECHNIK

Nr 8. Sierpień 1948 r.

Jubileusz.

Prof. Dr h.c. C. F. Baeschlin obchodzi w sierpniu b.r. 30-lecie pracy redaktorskiej, jako redaktor czasopisma Schweizerische Zeitschrift für Vermessung und Kulturtechnik.

Walne Zebranie Szwajcarskiego Związku Mierniczych i Meliorantów (Locarno, 1—3 października 1948).

Dokładność orientacji wzajemnej — Ir. A. J. van der Weele, Delft.

Pomiary aerofotogrametryczne na Antarktydzie — M. Brenneisen.

Jest to krótki artykuł, oparty na publikacji biura hydrograficznego marynarki USA, podającej niektóre szczegóły wyprawy antarktycznej z 1947 r. W czasie wyprawy tej wykonano zdjęcia fotogrametryczne na obszarze ok. 40 000 km². Zdjęć dokonywały hydroplany operujące w nawiązaniu z okretem macierzystym stojącym na kotwicy u granic strefy lodowej ok. 100 km od brzegów lądu. Do zdjęć zastosowano metodę trzech kamer szerokokątnych (Trimetrogon system), o osiach nachylnych względem siebie o 65° (w płaszczyźnie prostopadłej do linii lotu) i zdejmujących pas poprzeczny od horyzontu do horyzontu.

Wysokość lotu — 3000 m, odstęp boczny pasów zdjęć pionowych — 32 do 40 km.

Połączenie samolotu w momencie zdjęcia wyznaczano z okrętu macierzystego przy pomocy radaru z dokładnością ± 3 km. Tak duży błąd spowodowany jest trudnością ujednoczenia momentu zdjęcia i pomiaru radarem; różnica dochodzi do 30 sek.

Pomiar wysokości lotu wykonywano przy pomocy „radio-altimetru“ (opartego również na zasadzie radaru); dokładność ± 20 m.

Po wybraniu na zdjęciach punktów dostosowania (tie points), obliczano ich odległości od punktów naziemnych, do czego potrzebna była znajomość położenia horyzontu na zdjęciu. Mając obliczone te wielkości, oraz punkty wyznaczone radarem, wyrównywano położenie pasów zdjęć. Błąd zamknięcia pasa o długości 100 km wynosił ok. 3 km.

Jako odwzorowanie zastosowano rzut stożkowy Lamberta o południku centralnym pokrywającym się ze środkowym południkiem zdejmowanego obszaru.

W ten sposób, w terenie, gdzie nie było możliwości założenia żadnych punktów dostosowania, przy użyciu zdjęć potrójnych i pomocy radaru, osiągnięto wyniki wystarczające, jeśli chodzi o ogólne zdjęcie obszarów dziewiczych.

Protokół konferencji prezesów sekcji lokalnych (Olten, 19 czerwca 1948).

Sekcja Zurich-Schaffhausen.

Biuletyn magnetyczny na czerwiec 1948.

Wiadomości bieżące.

Bibliografia.

K. Br.

Nr 9. Wrzesień 1948 r.

Wydatność wody urządzeń nawadniających w Wallis — Dr inż. H. Schildknecht.

Bardzo ważnym momentem przy projektowaniu jest ustalenie ilości wody, jakie mają być doprowadzone do terenów podlegających nawodnieniu. Autor omawia znaczenie próbnych pól nawadnianych dla ustalenia właściwej ilości potrzebnych wód. W świetle danych uzyskanych drogą prób widać, że niektóre urządzenia nawadniające dostarczają zbyt wiele wody, co powoduje wypłukiwanie wartościowych składników z gleby i działa wręcz szkodliwie na rośliny. Autor analizuje niektóre wyniki prób w Stanach Zjednoczonych i dochodzi do wniosku, że urządzenia nawadniające w Wallis dostarczają dwukrotnie większe ilości wód niż wypadaloby to z naukowo przeprowadzonych badań.

Przyczyną tego stanu są częściowo przestarzałe metody nawadniania, stosowane w Wallis. Autor podkreśla, że celowe projektowanie i ekonomiczne działanie urządzeń nawadniających może być zapewnione tylko wówczas, gdy na próbnych polach zostanie ustalona zależność pomiędzy rośliną, glebą i wodą.

Uwagi o starej kartografii w Szwajcarii — Inż. Walter Blumer.

Celem artykułu jest sprostowanie błędów i wadliwego naświetlenia niektórych faktów, jakie wkraśli się do literatury o kartografii szwajcarskiej. Autor omawia poszczególne opracowania map i atlasów, poczynając od pierwszej drukowanej mapy Szwajcarii z r. 1513 i wyjaśnia nieścisłości z punktu widzenia historycznego, w które obfituje literatura tego tematu.

Redukcje pomiarów do poziomu — A. Hunziger.

K. Br.

RIVISTA DEL CATASTO E DEI SERVIZI TECNICI ERARIALI

Nr. 3. 1947

Obliczenie zmian współrzędnych geograficznych (jako funkcji współrzędnych prostokątnych) przy zmianie elipsoidy odniesienia oraz obliczenie odpowiadające im zmiany zbieżności południków — Dr inż. Alfredo Paroli.

Wpływ błędów punktów danych na wynik wzięcia wstecz — Prof. Dr. Franz Ackerl.

Rozważania ogólne o wyrównaniu sieci poligonowych, dla których wykonano jedynie pomiary kątowe — Dr inż. Antonio Dragonetti.

Rozwiązanie zagadnienia „trójgranicznych działek“ — Ferdinando Romano, geom.

Cechy charakterystyczne austriackich ksiąg gruntowych, obowiązujących w prowincji Giulia i Wenecja — Emilio Depero, geom.

Narodowa Wystawa Kartografii i Optyki we Florencji — Dr inż. Placido Belfiore.

Szacunek szkód — Dr inż. Giuseppe Lo Bianco.

Prace przy rozbudowie internatu dla dziewcząt w Spoleto założonego przez Państwowy Urząd Opieki i Zatrudnienia — Dr inż. Diego Corsani.

Łata wisząca do niwelacji głównych punktów wysokościowych — Capo Ferruccio Cortese geom.

Podatek obrotowy w starożytnym Rzymie i numizmatyczny dowód jego zniesienia — Dr inż. Giuseppe Fagi.

K. Br.

ZEMĚMĚŘICKÝ
OBZOR



Nr 7. Lipiec 1948 r.

Inż. Josef Penaz — Nowy plan zabudowania Zurichu.

Inż. Ladislav J. — Lukes Teodolit WT-4.

Inż. Dr A. Stvan — O dokładności przybliżonych współrzędnych przy wyrównaniu.

Kronika.

Nr 8. Sierpień 1948 r.

Inż. Dr Erich Sestak — Tachimetrya dwunóżkowa. Przegląd wydawnictw.

TIJDSCHRIFT VOOR KADASTER EN LANDMEETKUNDE

Nr 4. Sierpień 1948 r.

Fotogrametria i Kartografia:
Zdjęcia lotnicze wykopalisk — C. A. J. von Früt-
tag Drabbe.

Rektyfikacja triangulatora radialnego — Ir A. J.
van der Weele.
Współczesna kartografia brytyjska — Dr A. J.
Pannekoek.
Stosowanie zdjęć lotniczych przy budowie dróg
w Ameryce.
Sporządzanie map na podstawie zdjęć lotniczych
w Indiach Zachodnich.
Centralne biuro sporządzania map ze zdjęć lot-
niczych w Gwatemali.
Przegląd książek i pism.
Wiadomości różne:
Dawny zakres uniwersyteckiego wykształcenia
mierniczych — R. Jonkers.
Przyszły międzynarodowy kongres fotogramet-
ryczny.

Wiadomości bieżące

WSPÓLZAWODNICTWO PRACY W MIERNICTWIE

Przodownikami pracy w miernictwie za rok 1947
zostali na terenie poszczególnych województw nastę-
pujący mierniczowie:

Województwo	Nazwisko i imię przodownika	% wykona- nia pracy po- nad normę
Warszawa	miern. Jerzy Szczepaniak	187
Łódź	„ Józef Tryppner	87
Kielce	„ Wacław Nurek	58
Lublin	miern. przys. inż. Włady- sław Frelek	377
Rzeszów	miern. Stanisław Racla- wicki	438
Kraków	inż. Jan Kępka	270
Bydgoszcz	miern. Feliks Dąbkowski	285
Białystok	„ Józef Kalinowski	215
Gdańsk	„ Stefan Krafft	213
Poznań	„ Władysław Bazis	386
Katowice	„ Władysław Lubczań- ski	225
Olsztyn	miern. Antoni Micewicz	467
Szczecin	inż. Teodor Denisowski	346
Wrocław	inż. Stefan Mader	265
„	miern. Jan Lewandowski	258

Komisja, powołana przez Zarząd Główny Związku
Mierniczych R. P., na podstawie zarządzenia Mini-
sterstwa Rolnictwa i Reform Rolnych, wyeliminowała
spośród przodowników wojewódzkich trzech mierni-
czych, posiadających, według stopnia wydajności pra-
cy i jakości wykonania, najlepsze wyniki pracy w
roku 1947 na obszarze całego Kraju. Przodownikami
pracy zostali:

1. miern. Antoni Micewicz 467% ponad normę
2. „ Władysław Bazis 386% „
3. „ miern. przys. inż.
Władysław Frelek 377% „

W dniu 6 września br. na specjalnej uroczysto-
ści w Ministerstwie Rolnictwa i Reform Rolnych
w Warszawie, Podsekretarz Stanu Dr Stanisław Ko-
walewski udekorował mierniczego Antoniego M'ce-
wicza Złotym Krzyżem Zasługi, zaś miern. Władys-
ława Bazisa i miern. przys. inż. Władysława Frelka
Srebrnymi Krzyżami Zasługi. Przodownicy pracy
otrzymali ponadto „Dyplomy uznania“, zaś mierni-
czy Antoni Micewicz specjalną nagrodę pieniężną.

WIADOMOŚCI ZE ZWIĄZKU MIERNICZYCH R. P.

Spółdzielcza forma pracy w miernictwie, znalazła
po wojnie wielu swych zwolenników. Już w roku
1945 i latach następnych, poczęły powstawać spół-
dzielnie pracy mierniczych. Ostatnio można zaobser-
wować znaczny napływ nowych członków do tych
spółdzielni i związany z tym znaczny rozwój wykony-
wanych przez nie prac.

Powstawanie omawianych spółdzielni jak i ma-
sowy napływ nowych członków jest najzupełniej sa-
morzutny i wynika ze zrozumienia korzyści, wyni-
kających z pracy zespołowej.

Spółdzielczość miernicza, jako niemająca za sobą
tradycji i czerpiąca swe doświadczenie z ostatnich
trzech lat istnienia, szuka nadal jak najlepszych form
organizacyjnych dla swej działalności.

Obecnie na terenie kraju działa 18 spółdzielni
mierniczych. Podajemy poniżej ich nazwy i adresy.

MIERNICZE SPÓLDZIELNIE PRACY

1. „Plan“ — Warszawa, ul. Nowogrodzka 25 m. 7.
2. „Planowanie Przestrzenne“ — W-wa, Hoża 88.
3. „Georeg“ — W-wa, Żórawia 2a.
4. „Pomiar“ — W-wa, Wspólna 7 m. 4.
5. „Geofoto“ — W-wa, Książęca 6 m. 12.
6. „Miernictwo stosowane“ — W-wa, Książę-
ca 6 m. 7.
7. „Mierniczy“ — W-wa, Grochowska 282 m. 32.
8. „Regulacja rolna“ — W-wa, Grochowska
326 m. 7.
9. „Pomiary stosowane“ — W-wa, Rudawska 3 m. 1.
10. „Plan“ Białystok, Modlińska 11.
11. „Pomiar“ Kraków, Felicjanek 4.
12. „Spółdzielnia Mierniczych i Melioratorów“ —
Skaryszko-Kamienna, Przechodnia 12.
13. „Spółdzielnia Mierniczo-Górnicza“ Katowice,
Stalina 16.
14. „Spółdzielnia Pracy Mierniczych i Meliorato-
rów“ — Poznań, Przemysłowa 51 m. 6.
15. „Geo“ Łódź, Legionów 5 m. 6.
16. „Spółdzielnia Miernicza „Pion“ — Sopot,
Bema 2 m. 2.
17. „Geodeta“ Szczecin, Al. Wojska Polskie-
go 61 m. 3.
18. „Pomiar“ Częstochowa, Kopernika 25 m. 5.

Jak widać z podanego spisu, skupienie i rozmiesz-
czenie spółdzielni, nie jest jednolite na obszarze ca-
łego kraju. Charakterystycznym jest istnienie aż 9-ciu
spółdzielni tego typu w Warszawie i zupełny ich
brak w województwach. olsztyńskim, lubelskim,
rzeszowskim, wrocławskim i pomorskim.

DOKTORAT POLAKA NA POLITECHNICIE ZWIĄZKOWEJ W ZÜRICHU

Politechnika Związkowa w Zurichu przyznała ty-
tuł doktora nauk technicznych inż. Romanowi Karo-
łowi Chrzaszczowi, wychowankowi Politechniki
Lwowskiej, za rozprawę pt.

Über die elektromagnetische Energiespeisung der
Favarger-Sekundärurh. (O elektromagnetycznym zasi-
laniu energią zegara wtórnego (Favarg). Praca dok-
torska wykonana została w Instytucie Geodezyjnym
Politechniki w Zurichu.

RADA WYDZIAŁU GEODEZYJNEGO POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ

W skład Rady Wydziału Geodezyjnego Politechniki Warszawskiej w roku akademickim 1948 — 1949 wchodzi następujący profesorowie:

Felicjan Kępiński, dr filozofii, profesor zwyczajny Astronomii praktycznej. — Lwowska 7.

Stanisław Kluźniak, inżynier, profesor nadzwyczajny Miernictwa stosowanego. — Hoża 88.

Wacław Nowak, inżynier, profesor nadzwyczajny konstr. Urządzeń rolnych. — Młodzieży Jugosłowiańskiej 15.

Bronisław Piątkiewicz, profesor zwyczajny Fotogrametrii. Dziekan Wydziału Geodezyjnego w latach akad. 1946/47/48. — Filtrowa 62.

Jan Piotrowski, inżynier, profesor zwyczajny Geodezji niższej — Stalina 36.

Edward Warchałowski, inżynier, profesor zwyczajny Geodezji wyższej. Rektor Politechniki w latach akad. 1945/46/47/48. — 6 Sierpnia 46.

ODBUDOWA DOMU TECHNIKA

W końcu maja b. r. podjęte zostały dalsze prace nad odbudową Domu Technika; w terminie do grudnia b. r. ma zostać zakończona odbudowa oficyn. Dotychczasowe tempo prac, prowadzonych przez S. P. B., pozwala mieć nadzieję, że termin ten będzie dotrzymany. W ten sposób zakończony zostanie drugi etap na drodze zaspokojenia potrzeb lokalowych stowarzyszeń technicznych oraz zakończona odbudowa gmachu.

Mylącym byłoby jednak przypuszczenie że jest to etap ostatni. Coraz większe zainteresowanie inżynierów i techników rozwojem swoich stowarzyszeń, czego dowodem jest systematyczny wzrost ilości członków stowarzyszeń, coraz większa ilość dziedzin pracy i coraz szerszej rozwijająca się działalność zarówno stowarzyszeń jak i NOT powoduje, że odbudowa oficyn i oddanie do użytku ponad 40 pokoiów zaspokoi zaledwie część zapotrzebowań na lokale. Już samo zaspokojenie potrzeb lokalowych agend wydawniczych stowarzyszeń i redakcji prasy technicznej wymaga znacznie większej ilości pomieszczeń, a przecież konieczne jest posiadanie lokali dla poszczególnych stowarzyszeń NOT, kilku sal odczytowych i audytoriów, odpowiednich pomieszczeń dla głównej biblioteki i czytelnicy technicznej, księgarni technicznej, lokali klubowych i t. p. Dowodem narastania tych potrzeb jest coraz większa ilość użytkowników Domu Technika i związana z tym konieczność akcji zagęszczenia.

W związku z tym najbliższe posiedzenia Komisji Odbudowy Domu Technika, poza sprawami prowadzonej obecnie odbudowy, będą musiały zająć się opracowaniem programu dalszej akcji budowlanej na terenie parzystej strony ul. Świętokrzyskiej, między Czackiego i Mazowiecką.

SPRAWA USTAWY O STOPNIU INŻYNIERA

W ślad za uchwaleniem i opublikowaniem ustawy z dnia 28.I.1948 r. — w myśl dezyderatów Komisji Oświatowej Sejmu — miały się ukazać w terminie

nie dłuższym niż 3 miesiące od daty opublikowania ustawy, t. j. do dnia 27 maja 1948 r., rozporządzenia wykonawcze do ustawy.

Zainteresowanie realizacją ustawy jest bardzo duże. Zarówno do NOT jak i do stowarzyszeń technicznych oraz szeregu instytucji i urzędów zgłaszało i zgłasza się codziennie w tych sprawach wielu Kolegów, napływa codziennie dziesiątki listów, w których zainteresowani zapytują, kiedy i w jaki sposób będą mogli skorzystać z dobrodziejstwa ustawy.

Dla informacji Kolegów, którzy w listach i rozmowach dają wyraz niecierpliwości i zaniepokojenia z powodu opóźniającego się opublikowania rozporządzeń wykonawczych do ustawy o stopniu inżyniera, możemy podać, że już w niedługim czasie rozporządzenia te ukażą się we właściwym dzienniku urzędowym.

ZJAZD ORGANIZACYJNY P. Z. I. i T. B.

W Domu Technika w Warszawie odbył się w dn. 14 czerwca b. r., pod przewodnictwem v.-min. St. Pietrusiewicza, Zjazd Organizacyjny nowego stowarzyszenia technicznego — Polskiego Związku Inżynierów i Techników Budownictwa, na którym odbyło się połączenie dwóch dotychczas istniejących stowarzyszeń branży budowlanej: Stowarzyszenia Inżynierów i Techników Budownictwa oraz Polskiego Związku Inżynierów Budowlanych.

Zjazd Delegatów, reprezentujący ogół pracowników technicznych budownictwa, powołał Zarząd Główny Stowarzyszenia z prezesem v.-min. J. Żakowskim na czele.

Należy przypuszczać, że nowe stowarzyszenie będzie należało nie tylko do najliczniejszych ale i najbardziej aktywnych i stanie do współzawodnictwa o pierwsze miejsce pomiędzy członkami NOT.

ILOŚĆ CZŁONKÓW STOWARZYSZEŃ N. O. T. W II KWARTALE 1948 R.

L. p.	Nazwa stowarzyszenia	Ilość członków	Ilość oddziałów
1.	P. Z. I. i T. Budownictwa	1600	12
2.	S. I. i T. P. Chemicznego	1220	8
3.	S. P. T. P. Cukrowniczego	712	8
4.	S. E. P.	1752	17
5.	S. I. i T. P. Hutniczego	1399	25
6.	S. I. i T. P. Komunikacji	2470	14
7.	S. I. i T. P. Mat. Bud. i Miner.	400	9
8.	S. I. M. P.	1968	17
9.	S. I. i T. P. Paliw Płynnych	409	6
10.	S. I. i T. P. Papierniczego	329	9
11.	S. T. P. Spożywczego	716	9
12.	S. I. i T. P. P. Węglowego	1841	7
13.	S. I. i T. P. Włókienniczego	1501	8
14.	S. I. i T. Wodno-Melioracyjnych	636	14
15.	P. Z. Gaz., Wod. i T. San.	1108	7
	Razem	18051	170

W Y D A W N I C T W A

INSTYTUTU WYDAWNICZEGO ZWIĄZKU MIERNICZYCH R. P.

Przegląd Geodezyjny — Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym.

Planowanie terenów rolniczych i osiedli wiejskich

Zbiór 22 referatów z dziedziny planowania terenów rolniczych i przebudowy ustroju rolnego.

Stron 404 — Nakład wyczerpany.

Przekształcenie struktury powierzchniowej miast

Zbiór 10 referatów z dziedziny przekształcenia struktury powierzchniowej miast i urbanistyki

Stron 410 — Cena 900 zł, dla członków ZMRP. — 700.—.

Zbiór przepisów o scalaniu gruntów

Opracował H. Maciejewski. Wydanie IV rozszerzone i uzupełnione

Wydawca: Państwowy Instytut Wydawnictw Rolniczych.

Nakład wykonano staraniem Instytutu Wydawniczego Z.M.R.P.

Zbiór przepisów o scalaniu gruntów bezpośrednio i pośrednio ze scaleniem gruntów związanych.

Stron 416 — Cena 1200 zł. dla członków ZMRP — 1000 zł.

Postępowanie Regulacyjne na Ziemiach Odzyskanych

Opracowali Inż. Cz. Dąbrowski, inż. E. Nowosielski i mgr. M. Gruberska.

Zbiór przepisów dotyczących regulacji gruntów na Ziemiach Odzyskanych.

Stron 164—tekstu i 112 druków format duży (A 4).

Cena 1200 zł. dla członków ZMRP — 1000 zł.

Druki techniczne Druki schematyczne stosowane w pracach mierniczych (miejskie, scaleniowe i regulacyjne).

SKŁAD GŁÓWNY:

INSTYTUT WYDAWNICZY ZMRP — Warszawa, ul. Mickiewicza 18 m. 13

INŻ. ZBIGNIEW CZERSKI

Warszawa, ul. Widok Nr. 26 (przy Marszałkowskiej) Telefon 8.33.70.

SPRZĘT GEODEZYJNY:

Teodolity, Niwelatory, Łaty, Taśmy it.p.

H. WILD S. A. Generalne przedstawicielstwo na Polskę
Instrumenty geodezyjne

HEERBRUGG (SZWAJCARIA)

ZAKŁADY OPTYCZNE I MECHANICZNE

Z. MATYSZKIEWICZ

WARSZAWA – PRAGA, ul. Targowa 44 Telefon 10.76.33 Sklep – Wileńska 19.

Geodezja, optyka, mechanika precyzyjna

PRODUKCJA

NAPRAWY

SPRZEDAŻ

Posiadamy uprawnienia Urzędu Miar na wyrób i sprzedaż wszelkich narzędzi mierniczych które mogą być używane do
mierzenia w obrocie publicznym

TEODOLITY-NIWELATORY

SPRZEDAŻ – NAPRAWY

Wesołowski, Niedbalski i S-ka

ŁÓDŹ, ul. Nowomiejska 3, tel. 14565.

SPECJALNOŚĆ:

Warsztat napraw instru-
mentów Geodezyjnych
Teodolity precyzyjne, Kern,
Wild, Zeiss... Teodolity wiszące

WARUNKI PRENUMERATY:

Prenumerata roczna	zł. 1440
Prenumerata półroczna	„ 720
Cena pojedynczego numeru	„ 120
Ceny zeszytów specjalnych są ustalane każdorazowo.	
Za zmianę adresu (znaczkami pocztowymi zł. 15).	

CENY OGŁOSZEŃ

Za jedną stronę	zł. 30.000
Za pół strony	„ 16.000
Za ćwierć strony	„ 9.000
Za jedną ósmą strony	„ 5.000
Ogłoszenia drobne za 1 mm wiersza w szpalcie	„ 100
D o p ł a t y	
Za 4 stronę okładki + 50 %	
Za zamówione miejsce na innych stronach + 20 %	
Rabaty: Ogłoszenia stałe – 20%.	

Redakcja i Administracja czasopisma Warszawa, Mickiewicza 18 m. 13.

Drukarnia Nr. 2 Sp. Wyd. „Czytelnik” – Warszawa.

B-63229.

BIBLIOTEKA TECHNICZNA

przy P. P. M. Oddział w Gdańsku
Wesołowski, ul. Nowomiejska 114

