

# PRZEGLĄD GEODEZYJNY



Wydawnictwo Naczelnej Organizacji Technicznej

Nr 5

Warszawa, Maj 1952

Rok VIII

## TRESC ZESZYTU

Nasze zobowiązania. Prof. dr inż. Z. Kowalczyk — Postęp techniczny w miernictwie górniczym. Mgr inż. J. Niewiarowski mgr inż. J. Szymoński — Teodolit uniwersalny 0,5 „Geodetic Tavistock“. Mgr inż. T. Michalski — Sposoby pośredniego określania celowych. Mgr inż. T. Olechowski — Wskaźniki wielkości zabudowy ośrodka gospodarczego spółdzielni produkcyjnej. Mgr inż. St. Dmochowski — Nowe koncepcje w metodzie triangulacji radialnej. Mgr inż. W. Senisson — Przykłady przybliżonego wyrównania sieci triangulacyjnej. Z życia organizacji i terenu. Wśród książek i wydawnictw. Biuletyn Geodezyjnego Instytutu Naukowo-Badawczego. Materiały do słownictwa.

## СОДЕРЖАНИЕ

Наши сообразательства. Проф. др. инж. З. Ковальчик — Успехи техники в маркшейберском деле. Мгр. инж. Я. Невяровский, мгр. инж. Я. Шимоньски — Универсальный 0,5 теодолит „Геодетик Тависток“. Мгр. инж. Т. Михальски. — Способы косвенного определения направлений. Мгр. инж. Т. Олеховски — Показатели величины застройки хозяйства сельхозкооператива. Мгр. инж. С. Дмоховски — Новое в методах радиальной триангуляции. Мгр. инж. В. Сениссон — Примеры приближенных вычислений уравнивания погрешностей триангуляционной сети. — Из жизни организаций и мест производства работ. — Среди книг и журналов. — Бюллетень Научно-Исследовательского Института Геодезии. — Словарный материал.

## CONTENTS

Our Obligations. Prof. Z. Kowalczyk, D. Eng. — Technical Progress in the Mine Surveying J. Niewiarowski, M. Eng. and J. Szymoński, M. Eng. — Universal Theodolite 0,5 „Geodetic Tavistock“. T. Michalski, M. Eng. — Means of Indirect Determination of Direction (cont.). T. Olechowski, M. Eng. — Built-up Factors of Economic Centre in Collective Farms. St. Dmochowski, M. Eng. — New Conceptions in the Method of Radial Triangulation. W. Senisson, M. Eng. — Examples of Approximate Adjustment of Triangulation. General Notes. Recent Publications. Proceedings of The Geodetic Research Institution. Geodetic Vocabulary.

## SOMMAIRE

Nos engagements. Prof. dr ing. Z. Kowalczyk — Progrès technique dans l'industrie des mines. Mgr ing. J. Niewiarowski, mgr ing. J. Szymoński — Théodolite universel 0,5 Geodetic Tavistock“. Mgr ing. T. Michalski — Moyens de détermination indirecte des directions. Mgr ing. T. Olechowski — Dimensions des bâtiments d'un centre d'une cooperative d'exploitation agricole. Mgr. ing. St. Dmochowski Nouvelles idées dans la methode de triangulation radiale. Mgr ing. W. Senisson — Exemples de compensation approximative d'un réseau triangulaire. De l'organisation et du terrain. Parmi les livres et les journaux. Bulletin de l'Institut de Recherche Scientifique de Géodesie. Matériaux pour un vocabulaire technique.

---

Wydawca: Naczelna Organizacja Techniczna w Polsce. Adres Redakcji i Administracji: Warszawa, Czackiego 3/5. Redaktor Naczelny: inż. Janusz Tymowski. Redaktorzy działów: inż. inż.: Marian Frelek, Brenisław Lipiński, Stanisław Zabrzycki. Sekretarz Redakcji: Natalia Wilczyńska

Redaktor Techniczny Naczelnej Organizacji Technicznej: Alina Gralewska.

Konto czekowe PKO I-19880/11. Podpisano do druku 24. V. 52. Druk wykonano 30. V. 52. Obj. 2 ark.

Nakład 1800 + 50. Papier druk.-sat. V kl. 60 gr. A1. Z. 838 3-P-18721

Zakł. Graf. RSW „Prasa“, W-wa, Smolna 10.

---

# PRZEGLĄD GEODEZYJNY



Czasopismo poświęcone miernictwu i zagadnieniom z nim związanym  
Organ Główny Związku Mierniczych R. P.

Nr 5

Warszawa, Maj 1952

Rok VII

## Nasze zobowiązania

*Robotnicy i robotnice, inżynierowie i technicy — przekraczajcie normy, oszczędzajcie surowce, obniżajcie koszty własne, walczyście o wysoką jakość produkcji, rozwijajcie socjalistyczne współzawodnictwo pracy.*  
z haseł 1-o Majowych KC PZPR

Rocznica 60-lecia urodzin Prezydenta Rzeczypospolitej Polskiej i Przewodniczącego Komitetu Centralnego Polskiej Zjednoczonej Partii Robotniczej oraz Dzień Międzynarodowego Święta Robotniczego 1-go Maja pobudziły pracujące społeczeństwo polskie do wytknięcia przed sobą nowych celów gospodarczo - politycznych, do nowych osiągnięć w państwowym budownictwie socjalistycznym.

Ludzie pracy hut i fabryk, literaci i artyści, naukowcy i młodzież, rolnicy i rzemieślnicy podjęli zobowiązania mające na celu przyspieszenie realizacji planów produkcyjnych, kulturalnych i naukowych.

Zawód geodezyjny szczególnie gorąco dał wyraz swej świadomości społecznej i specjalnie serdecznym uczuciom do osoby Prezydenta i Przewodniczącego KC PZPR.

Prezydent Bolesław Bierut jest bowiem Pierwszym Honorowym Członkiem Związku Mierniczych Rzeczypospolitej Polskiej.

Doświadczenia wyniesione z prac geodezyjnych w środowisku chłopskim kształtowały, oprócz nieprzerwanej działalności partyjnej Jego drogę ideową i niezłomny charakter.

Jego wytrwała, bezkompromisowa walka o wolną i sprawiedliwą Polskę jest wzorem życia dla nas wszystkich. Geodeci polscy zadokumentowali swe przekonania swą postawą społeczną zrodzoną ze szlachetnych haseł proletariackiego Święta i z przykładu życia Prezydenta — zobowiązaniami podjętymi w miesiącu marca i kwietniu.

Oto niektóre z nich:

Kol. mgr inż. Rogulski Michał — zobowiązał się do 1 czerwca br. opracować i oddać do realizacji metodę sporządzania fotomap uproszczonych, opartych o rzadką osnowę geodezyjną i stanowiących nowy rodzaj opracowań fotogrametrycznych.

Kol. kol. dr Lazzarini Tadeusz, inż. Tarnowski Klemens, inż. Zykubek Stefan: — opracowanie zasad pomiarów odkształceń w tunelach szybkich kolei miejskich.

Kol. kol. prof. Kępiński Felicjan i mgr inż. Dulian Paweł — zapoczątkowanie służby czasu i służby szerokości geograficznej. Rozszerzenie dotychczasowego wydawnictwa „Rocznika Astronomicznego“ — ukończenie organizacyjnych prac i przygotowawczych opracowań do 1953 r.

Kol. prof. Kamela Czesław — zobowiązał się opracować podręcznik obejmujący zagadnienia grawimetrii na temat „Geodezja dynamiczna“. Rozpoczęcie pracy w czerwcu 1952 r., zakończenie w grudniu 1953 r.

Katowickie Okręgowe Przedsiębiorstwo Miernicze postanawia osiągnąć w drugim kwartale 1952 r. co najmniej 160% norm katalogowych, obniżyć czas na organizację robót do 7%, obniżyć koszt własny jednego normo-dnia o 5% w stosunku do kosztu z roku 1951, wezwać inne przedsiębiorstwa do współzawodnictwa.

Grupa kolegów z Oddziału Pomiarów Rolnych przy Prezydium Wojewódzkiej Rady Narodowej w Białymstoku, pracujących przy wymianie gruntów dla spółdzielni produkcyjnych — zobowiązała się wyznaczyć przedterminowo projekty na gruncie (przed siewami wiosennymi) na obszarze dziewięciu gromad o ogólnej powierzchni 9.457 ha.

Koledzy z Wydziału Budownictwa PWRN w Zielonej Górze zobowiązali się przyspieszyć wykonanie dokumentacji kartograficznej dla miast: Iłowa, Krosna Odrzańskiego, Zielonej Góry i Gorzowa przeciętnie o piętnaście dni.

Koledzy pracujący w Zarządzie Głównym ZMRP zobowiązali się zorganizować w miesiącu kwietniu i maju br. odczyty o ekonomice i organizacji pracy w geodezji.

Ogółem w zobowiązaniach wzięło udział:

W pomiarach i urządzeniach rolnych 776 kolegów.

W przedsiębiorstwach geodezyjnych i GUPK 1711 kolegów.

W przedsiębiorstwach geodezyjnych innych resortów 242 kolegów.

Geodezja polska, która dopiero w Polsce Ludowej znalazła właściwą ocenę i poparcie naszych władz państwowych wniosła już poważny wkład w dzieło odbudowy i rozbudowy.

Coraz szersze kręgi zatacza też działalność ZMRP, który ma już do zanotowania poważne osiągnięcia zarówno w dziedzinie fachowej, jak i w zakresie stałego podnoszenia poziomu społeczno-politycznego swych członków.

Przede wszystkim poważną zasługą ZMRP jest opracowanie norm produkcyjnych dla geodezji polskiej, które zostały wprowadzone w życie przez GUPK. Związek prowadzi również w swoim zakresie szkolenie kadr geodezyjnych przez kursy korespondencyjne w oparciu o metodę stosowaną w ZSRR oraz przez kursy bezpośrednie z różnych działów. Wielkim osiągnięciem jest wprowadzenie języka polskiego do międzynarodowego słownictwa geodezyjnego. Ponad 6 tys. terminów polskich wprowadzono również do międzynarodowego słownika fotogrametrycznego. Obecnie opracowywany jest geodezyjny słownik techniczny, który będzie zawierał około 6 tys. terminów. Jednym z

najpoważniejszych osiągnięć ZMRP jest opracowywanie norm współzawodnictwa oraz tematyki tego ruchu na tle aktualnych potrzeb geodezji.

Poza tym prowadzono na szeroką skalę akcję odczytów o tematyce najbardziej interesującej geodetów. Przeprowadzono trzy krajowe konferencje naukowo-techniczne.

Ilość członków ZMRP zwiększyła się do przeszło trzech tysięcy. Wielu z nich to aktyw czynny nie tylko zawodowo lecz i społecznie i politycznie. Aktyw ten swą działalnością przyczynia się do stałego podnoszenia się poziomu zawodowego i społecznego szerokiej rzeszy geodetów polskich. Dowodem tego są między innymi właśnie wymienione wyżej zobowiązania pierwszomajowe i dla uczczenia urodzin Prezydenta Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej. Zobowiązania te jak również usprawnienia pracy i uzyskiwane w ten sposób poważne oszczędności dla ogólnokrajowej gospodarki świadczą wymownie o tym, że geodezja polska w pełni docenia ile ma do zawdzięczenia Polsce Ludowej.

Obowiązuje nas wszystkich stałe podnoszenie swych kwalifikacji zawodowych, nieustanne podnoszenie poziomu społeczno-politycznego abyśmy mogli pracą swą zadokumentować wdzięczność i miłość dla Polskiej Rzeczypospolitej Ludowej, która dała nam wszystkim możliwość pracy, nauki, uczestniczenia w budowie lepszego socjalistycznego jutra i pokoju.

---

*Wszyscy do walki o przedterminowe wykonanie odpowiedzialnych zadań tegorocznych, decydujących o zwycięstwie 6-letniego planu budowy podstaw socjalizmu.*

---

*Zacieśniajmy więź i współpracę klasy robotniczej z inteligencją pracującą dla rozwoju twórczych sił narodu i budownictwa socjalistycznego.*

---

*Niech żyją przodownicy pracy — najlepsi synowie narodu. Za ich przykładem — wszyscy do walki o wyższą wydajność i lepszą jakość pracy.*

---

*Pracownicy Nauki — wzbogacajcie naukę polską nowymi odkryciami, badaniami i wynalazkami. Uczynicie Polską Akademię Nauk godną spadkobierczynią wielkich tradycji Kopernika, Sniadeckich, Lelewela, Curie-Skłodowskiej, potężną kuźnię myśli badawczej w służbie narodu.*

---

## Postęp techniczny w miernictwie górniczym

Omawiając postęp techniczny w miernictwie górniczym, należy przede wszystkim zwrócić uwagę na różne rodzaje zagadnień z jakimi ma do czynienia mierniczy górniczy. Dadzą się tu wyróżnić trzy grupy, a to:

1. Zagadnienia związane bezpośrednio z miernictwem górniczym, tj. z prowadzeniem prac pomiarowych i sporządzaniem planów górniczych.

2. Zagadnienia związane z uszkodzeniami górniczymi (wpływ eksploatacji górniczej na powierzchnię).

3. Zagadnienia geologiczne.

Kadry mierniczych górniczych rekrutują się z wychowanków Akademii Górno-Hutniczej w Krakowie i wychowanków średnich szkół górniczych, a przede wszystkim Szkoły Górniczej w Dąbrowie Górniczej. Ośrodkami, w których wytyczane są drogi postępu technicznego w miernictwie górniczym, są nie tylko ośrodki naukowe jak Akademia Górno-Hutnicza w Krakowie i Główny Instytut Górniczy w Katowicach, ale także biura miernicze poszczególnych zjednoczeń i kopalni.

Ad 1)

Rozbudowa istniejących i budowa nowych zakładów i kopalń musi być ściśle opartą o należycie postawione miernictwo górnicze.

Dziś, kiedy gospodarka minerałami użytecznymi jest planowa, gdy dążymy do znacznego zmniejszenia strat minerału, wysuwa się na czołowe miejsce, zagadnienie podniesienia dokładności i usprawnienia wykonywanych pomiarów.

Podniesienie dokładności pomiarów, to zwiększenie bezpieczeństwa przed np. możliwością zbitcia się ze starymi wyrobiskami zawadzionymi czy zaognionymi, to zapewnienie kierownictwu kopalni możliwości lepszego śledzenia postępu odbudowy, co staje się koniecznym przy odbudowie pod wartościowymi i czułymi na ruchy powierzchni obiektami. I tak: Galowy Franciszek mierniczy kopalniany kopalni „Pokój” proponuje w celu zwiększenia dokładności przeprowadzać nawiązanie centryczne w sposób ulepszony. Dotychczas trudnością przy tych pomiarach było ustawienie teodolitu w linii pionu. Ułatwi to wprowadzenie „półksiężycy” dla wygięcia drutu jednego z pionów oraz trzpienia o zmiennej długości, służącego do zawieszenia na nim teodolitu. Prof. A.G.H. Kowalczyk Zygmunt wprowadza nowy — analityczny sposób orientacji kopalń. Sposób ten oparty jest na specjalnie zbudowanym przyrządzie zwanym orientownikiem. Metoda analityczna eliminuje pionowanie i pomiary długości i jest oparta w zasadzie na pomiarze kątów, które możemy z dużą dokładnością pomierzyć. Łatwość powtórzenia pomiaru dla ewentualnego wyrównania, łatwość obliczeń, to dalsze zalety tej metody. Spodziewać się więc należy, że metoda analityczna orientacji spełni swe zadanie, to znaczy zwiększy przede wszystkim dokładność wykonywanych pomiarów i wpłynie na skrócenie czasu unieruchomienia szybu, którym wyciągamy urobek z kopalni na powierzchnię.

Prof. Kowalczyk Zygmunt wykorzystał również do równoległego przeniesienia kierunku z powierzchni do kopalni przez szyb pochyły teodolit z ekscentryczną lunetą i specjalną łąką lub bazą.

Natomiast dla równoległego przeniesienia kierunku przez szyb pionowy zastosował pion optyczny odpowiednio zmodyfikowany ze specjalnie wykonaną bazą.

Samo zwiększenie dokładności orientacji jest nie wystarczające dla całości pomiarów kopalni, wobec czego zaczęto doszukiwać się możliwości zwiększenia dokładności innych pomiarów, a specjalnie pomiarów podstawowych, tj. poligonowych. Z dyskusji nad średnim błędem kąta wynika, że poważny wpływ na dokładność pomiaru ma błąd centrowania i to szczególnie w kopalniach, gdzie mamy do czynienia z bo-

kami krótkimi. Bardzo korzystnymi okazują się tutaj dwa usprawnienia wprowadzone przez mierniczego górniczego mgr inż. Kozubskiego Franciszka. Jedno z nich to statyw dla teodolitu stojącego, o specjalnie skonstruowanej głowicy pozwalającej na niewielką zmianę ustawionego na niej teodolitu, może być wykorzystane nie tylko dla centrycznego ustawienia teodolitu pod lub nad punktem, lecz również dla ustawienia go w linii pionów, co ma miejsce przy wyznaczaniu osi urządzeń mechanicznych. Drugim bardzo cennym usprawnieniem jest wprowadzone przez mgr inż. Kozubskiego Franciszka w 1935 r. ramię do zamocowania teodolitu wiszącego pod punktem. Należy tu podkreślić, że w czasie okupacji model tego ramienia, znajdujący się na kopalni „Bielszowice” został przez Niemców zagrabiony i seryjnie produkowany bez zgody wynalazcy.

Również i Galowy Franciszek wprowadza dla łatwiejszego i szybszego centrowania teodolitu lub ustawienia go w linii pionów, specjalny trzpień umożliwiający przesuwanie spoziomowanego instrumentu prostopadle do danego kierunku.

Przyrządy te znajdują również szerokie zastosowanie przy „wieszaniu” (zadawaniu) kierunków w wyrobiskach górniczych.

Dużą pomocą przy przewieszaniu godzin są diagramy sporządzone przez mierniczego kopalnianego Czaję Maksymiliana z kopalni „Wirek”. Dzięki ich zastosowaniu jesteśmy w stanie szybko i z dużą dokładnością bez specjalnych przeliczeń przejść z jednego kierunku wg którego pędzone jest wyrobisko na nowy kierunek.

Prof. A.G.H. Kochmański Tadeusz, wprowadza analityczną metodę tyczenia łuków na dole, która ze względu na swe wielorakie zalety znajduje coraz szersze zastosowanie. Ważnym jest tutaj, że opracowane zostały równocześnie specjalne tablice. Dotychczasowa metoda tyczenia łuków w kopalni była niedokładna, domiary brane były ze szkiecu, który wykonywano w dużej skali. Przy metodzie analitycznej, gdzie potrzebne domiary obliczamy przy użyciu tablic możemy przewieszanie kierunków przy przebiegkach łukowych wykonywać z dowolnego miejsca, w dowolnym czasie, bez dodatkowych obliczeń.

Jednym ze specjalnych zadań, jakie opracowano, jest sposób wyznaczania przekrojów poprzecznych szybu. Zagadnienie to w odmiennej niż dotychczas formie, przy użyciu bardzo prostych przyrządów, opracowane zostało przez Bartoszewicza Henryka, mierniczego kopalnianego kopalni „Milowice”. Bazą na której oparto ten pomiar są dwa, a nie, jak dotychczas, cztery pionu.

Nie tylko jednak bezpośrednie prace pomiarowe poczyniły duże postępy, lecz i prace kameralno-obliczeniowe i kreślarskie zostały znacznie usprawnione.

Dążymy też do zwiększenia dokładności i kontroli odczytu funkcji trygonometrycznych z tablic i tu mamy do zanotowania usprawnienia Galowego Franciszka, polegające na wprowadzeniu krążka pomocniczego. Stosując ten prosty przyrząd, zmniejszamy znacznie prawdopodobieństwo pomyłki.

Wykresy do redukcji długości i określania różnic wysokości, sporządzone przez technika mierniczego Budziszewskiego Adama ułatwiają i skracają tę żmudną pracę.

Nowicki Zygfryd technik mierniczy kopalni „Zabrze-Wschód” wprowadził do nanoszenia punktów tachymetrycznych przy pomiarze tachymetrem gradowym, planimetr biegunowy.

Planimetr biegunowy, a zasadniczo jego ramię wodzikowe z odpowiednią skonstruowaną osadką na grafion kolankowy, został przez asystenta A.G. — H. Szymczyka Franciszka zastosowany z dużym powodzeniem do kreślenia warstwic.

W pracach rysunkowych bardzo często musimy pomniejszyć wykonane plany i to najczęściej w kilku różnych skalach. Na tym odcinku mamy do zanotowania usprawnienia mgr inż. Zygmunta Saturnina, polegające na wprowadzeniu drugiego ramienia do pantografu, co pozwala na równoczesne kreślenie planu w dwu różnych skalach.

Dużym osiągnięciem jest wprowadzenie w życie jednolitych wzorów dzienników dla poligonizacji i niwelacji kopalnianej, opracowanych przez Komisję Normalizacyjną Przemysłu Węglowego.

Z powyższego zestawienia wynika, że następuje szybki, a co ważniejsze wielokierunkowy rozwój usprawnień technicznych w dziedzinie bezpośrednio związanej z zagadnieniami miernictwa górniczego.

Problemami, które wysuwają się obecnie na czołowe miejsce w miernictwie górniczym do opracowania są:

- a) sporządzenie nowych planów górniczych kopalń w jednolitym obowiązującym układzie. Dążeniem jest, aby sekcje planów powierzchniowych i kopalnianych miały identyczne współrzędne naroży. Wymiary sekcji zostały ustalone na  $500 \times 800$  mm
- b) opracowanie szczegółowych instrukcji pomiarowych górniczych dostosowanych do obecnych wymagań techniki górniczej
- c) konstrukcja przyrządów pomiarowych unowocześnionych.

#### Ad 2)

Eksploatacja minerałów użytecznych wywołuje zmiany w nadległym górotworze i na powierzchni. Badania nad tymi problemami prowadzone są przez kopalniane biura miernicze. Do ich zadań należy przewidywanie skutków odbudowy górniczej na powierzchni dla danych warunków geologicznych, a prócz tego ustalenie sposobu zmniejszenia i zabezpieczenia szkodliwych wpływów na powierzchnię. Obiekty znajdujące się na powierzchni chronimy przed uszkodzeniami górniczymi, bądź to przez postawienie filarów ochronnych, bądź to przez odpowiednio prowadzoną odbudowę przy równoczesnym wzmocnieniu budynków kotwami.

Najpewniejszym zabezpieczeniem jest pozostawienie dostatecznie dużego filaru ochronnego. Dotychczas przy wyznaczaniu wielkości tych filarów posługiwano się różnymi metodami, na podstawie których niejednokrotnie wyznaczano za duże lub za małe filary. Zbyt duży filar powoduje stratę drogiego minerału użytecznego, natomiast za mały filar może czasem spowodować większe szkody niż by go w ogóle nie było. Dlatego wyłoniła się konieczność opracowania jednolitej instrukcji dla wyznaczania filarów ochronnych. Instrukcję tę opracowała Sekcja Miernictwa Górniczego i Szkód Górniczych Głównego Instytutu Górniczego w Katowicach w skład której wchodzi mierniczowie górniczy. Dozwala ona na wyznaczanie ekonomicznych filarów ochronnych dla naszych warunków geologicznych, zabezpieczając budynki znajdujące się na powierzchni przed bezpośrednimi wpływami odbudowy. W oparciu o wyniki prac obserwacyjno-badawczych, instrukcję tę można będzie jeszcze bardziej dostosować do istniejących warunków geologiczno-geologicznych, a następnie opracować instrukcję dla zabezpieczenia obiektów na powierzchni przed skutkami pośrednimi.

Prace obserwacyjno-badawcze związane z uszkodzeniami powierzchni na skutek odbudowy górniczej muszą być jednolicie i systematycznie prowadzone na terenach wpływów eksploatacji górniczej. Komisja Miernictwa Górniczego i Szkód Górniczych w GIG opracowała instrukcję co do racjonalnego prowadzenia obserwacji. W myśl tych wytycznych obserwować należy nie tylko ruchy pionowe, lecz także i przesunięcia poziome. Do badania przesunięć poziomych służą ordynatometry, np. ordynatometr konstrukcji prof. Kowalczyka Zygmunta, a wykonany przez warsztaty mechaniczne GIG — przyrząd ten pozwala na obserwację niewielkich przesunięć poziomych punktów obserwacyjnych.

Również mgr inż. Kwieciński Julian i inż. Mazurek Bruno, podali własne projekty dla obserwacji przesunięć poziomych powierzchni.

Prof. Kochmański Tadeusz opracował teorię dla określania przewidywanych przesunięć pionowych i poziomych punktów na powierzchni na skutek eksploatacji górniczej. Teoria ta wychodząc z innych niż dotychczasowe założeń, dochodzi do konkretnych wniosków, które powinny być praktycznie sprawdzone.

Często pod obiektami mniej ważnymi nie pozostawiamy filarów, ale odbudowujemy zalegający pokład. Odbudowa musi więc przejść pod obiektami znajdującymi się na powierzchni. Kierunek postępu odbudowy powinien być tak dobrany, aby dany obiekt został szybko podbudowany i by tym samym znalazł się szybko w strefie obojętnej niecki obniżeniowej. W czasie odbudowy budynek musi być zabezpieczony przy pomocy kotw. Dotychczas stosowane kotwy wprowadzone były wewnątrz murów budynków i nie mogły być użyte gdy spełniły swe przeznaczenie.

Mierniczy górniczy mgr inż. Kochanowski Zdzisław i Żmuda Józef wprowadzili nowy sposób kotwienia — kotwami prowadzonymi po zewnętrznej stronie budynku. Ciekawym jest tutaj sposób zamocowania i łączenia kotw, dzięki któremu po przejściu odbudowy i uspokojeniu się jej wpływów możemy je usunąć. Czas, w którym nastąpi uspokojenie się górotworu jest bardzo różny i zależy od wielu czynników. Można go jednak z pewnym przybliżeniem określić. Po tym czasie kotwy zostają zdjęte i zastosowane przy zabezpieczeniu innego obiektu. Żywotność kotew kończy się, gdy korozja zmniejszy ich wytrzymałość. W celu zabezpieczenia ich przed działaniami atmosferycznymi, powlekamy je na całej długości smołą.

Przed mierniczymi górniczymi staje odpowiedzialne zadanie prowadzenia stałej, systematycznej obserwacji wpływów odbudowy górniczej na powierzchnię, aby na tej podstawie można było z jednej strony stworzyć ekonomiczną instrukcję dla wyznaczania filarów ochronnych, jak również aby można było wysunąć wnioski co do możliwości eksploatacji górniczej pod miastami i innymi wartościowymi obiektami. Rozwiązanie tego problemu, to przysporzenie przemysłowi węglowemu wielu milionów ton węgla dotychczas uwięzionego w filarach ochronnych.

#### Ad 3)

Mierniczy górniczy w swej pracy jest równocześnie kierownikiem prac geologicznych prowadzonych na danych kopalniach. Prowadzi on wiercenia poszukiwawcze, kolekcjonujące zbiory okazów geologicznych, wykonuje profile geologiczne itp. Każda kopalnia ma zasadniczo opracowane warunki geologiczne zalegania pokładów. Odbudowywanych jest zwykle kilka pokładów. Nazwy tych pokładów ustalono dowolnie na danej kopalni, a więc mieliśmy pokłady: Reden, Andrzej, Szczęsny, Ikskul itd. Stwarzało to ogromne trudności, gdy chodziło o zidentyfikowanie pokładów odbudowywanych na dwu sąsiednich nawet kopalniach, nie mówiąc o trudnościach, jakie wynikały przy identyfikowaniu pokładów na terenie całego Zagłębia. Sprawę tę doskonale rozwiązał mierniczy górniczy mgr inż. Czechowicz Mieczysław, wprowadzając zamiast różnorodnych nazw numerację pokładów. I tak np. pokłady warstwy siodłowej oznaczone zostały liczbą 500, 501 itd. Dzięki tej nomenklaturze można bez trudności zorientować się o jakim pokładzie mowa oraz, który zalega wyżej a który niżej, a więc np. pokład 100 jest położony wyżej od pokładu 203, a ten ostatni wyżej od pokładu 210.

Mierniczy górniczy, jak już wspomniano, jest kierownikiem prac geologiczno-poszukiwawczych na danej kopalni. Zadaniem wierzeń poszukiwawczych jest odszukanie złoża, określenie jakości i charakteru skał w profilu otworu oraz sposobu zalegania złoża na podstawie rdzenia z otworu wiertniczego. Jednym z podstawowych elementów, które określają złożę, jest tzw. rozciągłość pokładu. Rozciągłość pokładu można określić albo na podstawie trzech otworów wiertniczych, w których przeprowadzono identyfika-

cję pokładów, albo też przez bezpośredni pomiar rozciągłości w otworze wiertniczym przy pomocy stratymetru. Tu też mamy do zanośowania duże osiągnięcia mierniczego górniczego mgr inż. Kozubskiego Franciszka i mgr inż. Boryczko Wacława, którzy skonstruowali bardzo prosty w budowie stratymetr „Wiga”. Naznacza on rdzeń i ustala jego położenie względem kierunku północy przed jego odwierceniem. Przyrząd ten jest łatwy do wykonania, tani i prosty w użyciu. Obecnie przystąpiono do seryjnej produkcji tego przyrządu, który odda naszej geologii duże przysługi. Omawiając zagadnienia geologiczno-kopalniane nie należy zapominać o stratach węgla związanych z odbudową, a co za tym idzie, z warunkami zalegania danego złoża. Straty eksploatacyjne przy odbudowie z podsadzką płynną dochodziły do 20%, a przy odbudowie na zawał osiągały wartość nawet ponad 35%. Aby zmniejszyć wspomniane straty zostały opracowane przez Komisję Miernictwa Górniczego i Uszkodzeń Górniczych GIG wytyczne. Przewiduje się, że stosowanie tych wytycznych wpłynie w znacznym stopniu na zmniejszenie strat eksploatacyjnych (około 10%).

W końcu należy wspomnieć o pokaźnym wzroście ilości publikacji z dziedziny Miernictwa Górniczego i Uszkodzeń Górniczych w porównaniu z okresem

przedwojennym. I tu z ważniejszych pozycji należy wymienić:

- |               |   |
|---------------|---|
| Klenczar T.   | — Szkody Górnicze   |
| Kochmański T. | — Miernictwo Górnicze I — skrypt  |
| Kowalczyk Z.  | — Miernictwo Górnicze — Orientacja kopalń — część II.   |
| — ” —         | — Miernictwo Górnicze—Pomiary sytuacyjno-wysokościowe kopalni (w druku) część I.  |
| — ” —         | — Miernictwo Górnicze II — skrypt   |
| — ” —         | — Wpływ odbudowy górniczej na powierzchnię.   |
| Kowalczyk Z.  | — Teodolit wiszący i jego zastosowanie.   |
| — ” —         | — Wykorzystanie teodolitu z ekscentryczną lunetą i pionu optycznego dla równoległego przeniesienia kierunku z powierzchni do kopalni. |
| — ” —         | — Optyczny pomiar odległości w miernictwie powierzchniowym i górniczym.   |

Artykuły fachowe w Przeglądzie Górniczym i innych fachowych pismach: Kochmański, Kozubski, Kochanowski, Kowalczyk, Buchner, Mrozowski, Romanowicz i inni.

Mgr inż. Jerzy Niewiarowski  
Mgr inż. Jerzy Szymoński

## Teodolit uniwersalny 0"5 — „Geodetic Tavistock”

W roku bieżącym zostaną użyte w Polsce po raz pierwszy przy pomiarach triangulacji głównej teodolity firmy Cooke Traughton i Simms o dokładności odczytów koła poziomego 0",5, koła pionowego 1", powiększeniu lunety 30 X, wyposażone w libelę nasadkową i Horrebowa o wartości jednej działki 2—3"/2 mm oraz w wymienne okulary z siatkami nitek: geodezyjną i astronomiczną.

Pierwsze teodolity tego typu wyprodukowane zostały w roku 1931 i użyte przy pomiarach łuku południka w Afryce Wschodniej. Instrumentami tymi pracowano ponadto przy pomiarach triangulacji głównej w ZSRR, Chinach, Kanadzie, Nowej Zelandii, Austrii jak również Anglii.

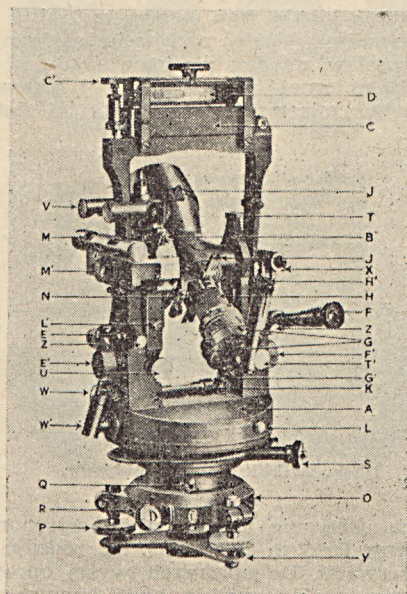
Począwszy od roku 1937 teodolit ten był systematycznie ulepszany w wyniku czego znacznie zmniejszono wymiary i wagę instrumentu przy utrzymaniu tej samej dokładności. Ze względu na odmienne rozwiązanie konstrukcyjne, przede wszystkim systemu odczytowego kół w porównaniu z teodolitami tej klasy, znanymi w kraju, instrumenty te zasługują na specjalne omówienie.

Typ opisany w niniejszym artykule pochodzi z serii, wyprodukowanej w roku 1951.

Luneta teodolitu posiada dużą jasność a obraz obserwowanego przedmiotu jest jednakowo ostry w całym polu widzenia. Moletowany pierścień na lunecie (H) pracuje płynnie i pozwala na dobre zogniskowanie. Dane: średnica obiektywu 60 mm, ogniskowa obiektywu 225 mm, powiększenie lunety 30 X, Luneta przychyła się przez zenit poprzez obiektyw. Mikroskopy odczytowe obu kół (E i F) po zwolnieniu zacisków Z. — można ustawiać w dwóch przeciwnych położeniach, umożliwiających odczytywanie kół (przy lewym bądź prawym kole pionowym) zawsze od strony okularu lunety a więc bez zmiany miejsca obserwatora.

Teodolit wyposażony jest w dwie wymienne oprawy z siatkami nitek, jedna z nitkami geodezyjnymi (G), druga natomiast z siatką nitek do obserwacji astronomicznych z mikrometrem okularowym o wartości jednej działki bębena równej 2" (patrz rys. 2).

Zauważyć należy, że mikrometr posiada stosunkowo małą moletowaną pokrętkę śruby mikrometrycznej, utrudniającą płynny przesuw ruchomej nitki mikrometru. Powoduje to nieunikniony nacisk ręki



Rys. 1. Ogólny widok narzędzia.

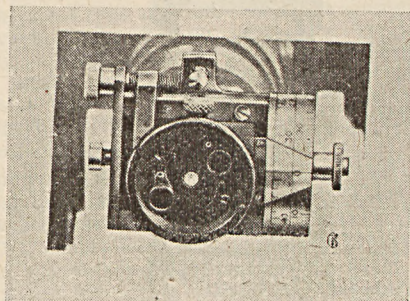
Oznaczenia do rys. 1:

- |    |  |
|----|--|
| A  | — obudowa systemu optycznego koła poziomego, obracalna wraz z górną częścią teodolitu wokół osi pionowej |
| B  | — obudowa koła pionowego i jego systemu optycznego   |
| C  | — libela nasadkowa (z komorą)  |
| C' | — śruba regulacyjna libeli nasadkowej  |
| D  | — zwierciadło libeli nasadkowej  |
| E  | — mikroskop odczytowy koła pionowego   |
| E' | — pokrętka mikrometru optycznego koła pionowego  |
| F  | — mikroskop odczytowy koła poziomego   |
| F' | — pokrętka mikrometru optycznego koła poziomego  |
| G  | — śrubki rektyfikacyjne siatki nitek   |
| G' | — śruba blokująca zrektyfikowaną siatkę nitek  |

- H — moletowany ruchomy pierścień lunety (ogniskowanie)
- H' — okular łamany z dwoma nasuwanymi ciemnikami, wymienny na okular zwykły
- J — celownik
- K — libela alidadowa
- L — zabezpieczenie śruby regulującej rozstaw kresek średnicowych koła poziomego, obserwowanych w mikroskopie F
- L' — zabezpieczenie śruby regulującej rozstaw kresek średnicowych koła pionowego, obserwowanych w mikroskopie E
- M — libela koła pionowego
- M' — system pryzmatów libeli koła pionowego
- N — regulacja miejsca zera koła pionowego
- O — spodarka
- P — śruby poziomujące
- Q — śruba dla regulacji przeciwwagi górnej części narzędzia
- R — śruba reiteracyjna
- S — śruba zaciskowa koła poziomego (w najnowszej konstrukcji zastąpiona sprzęgiem dźwigniowym)
- T — śruba zaciskowa koła pionowego
- T' — leniwka koła pionowego
- U — śruba regulacyjna libeli koła pionowego
- V — oświetlenie elektryczne koła pionowego i jego libeli (wymienne na zwierciadło)
- WW' — oświetlenie elektryczne koła poziomego (wymienne na zwierciadło)
- X — oświetlenie elektryczne krzyża nitek z regulacją jasności
- Y — płytka mocująca teodolit ze statywem
- Z — urządzenie blokujące mikroskopy

obserwatora na lunetę, tym samym może być źródłem błędu celowania właśnie przy celu ruchomym.

Każdy rozstaw między pięcioma średnimi nitkami siatki astronomicznej, równy jest 5' i odpowiada 2,5 obrotom bębna mikrometru. Oprawka tej siatki nitek



Rys. 2. Mikrometr okularowy.

pozwala na skrećanie układu nitek astronomicznych o kąt równy 90°, w zależności od rodzaju prowadzonej obserwacji. Do opisanych wyżej opraw zastosować można okular zwykły bądź łamany. Okulary te widoczne są na rys. 1 i 2. Posiadają one po dwa nasuwane ciemniki, o różnym stopniu przyciemniania.

Luneta jest zrównoważona (wywożona) dla obu opraw — przy okularze zwykłym.

Teodolit zaopatrzony jest w cztery libele: libela alidadowa o wartości jednej działki — 20"/2 mm, libela nasadkowa o wartości jednej działki 2,5—3"/2 mm, libela Horrebowa o wartości jednej działki 2—3"/2 mm oraz libela koła pionowego.

Po zdjęciu libeli nasadkowej, oba końce poziomej osi obrotu lunety zabezpieczane są w prosty sposób tak przed zanieczyszczeniem jak i ewentualnym uszkodzeniem.

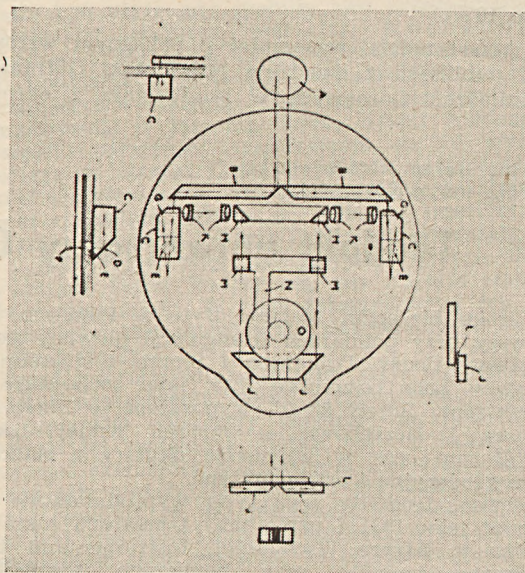
Libela koła pionowego nie jest wyskalowana a jej poziomowanie wykonuje się przy pomocy śruby U (rys. 1) przez doprowadzenie do koincydencji obrazów obu końców pęcherzyka, obserwowanego w układzie pryzmatów M'.

Koła: poziome i pionowe teodolitu wykonane są, według danych fabryki, ze specjalnego gatunku szkła

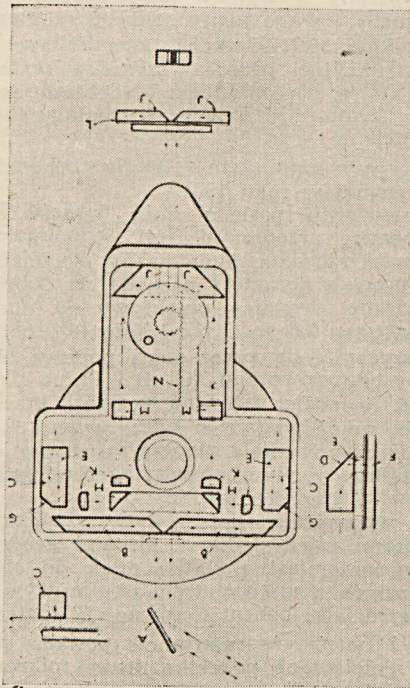
optycznego o dużej stałości molekularnej, gwarantującej w znacznym stopniu niezmienną błędów podziałów kół. Koło poziome o średnicy 120 mm podzielone jest na interwały 10-ciominutowe, koło pionowe o średnicy 60 mm — na interwały 20-minutowe.

System optyczny teodolitu pokazują rys. 3, 4, 5, i 6.

Przebieg promieni świetlnych w systemie optycznym kół poziomego i pionowego jest następujący: promienie odbite od zwierciadeł A (na rys. 1 widoczne zamiast zwierciadeł oświetlenie elektryczne V, W i W') padają na podwójnie odbijające pryzmaty B gdzie zostają rozdzielone na dwie wiązki promieni i skierowane w przeciwne strony do pryzmatów C. Kąt padania promieni na pryzmaty C jest tak dobrany, że po odbiciu się od płaszczyzny D promienie, poprzez otwory E padają na szklane koła podziałowe, odbijają się od posrebrzonej płaszczyzny kół, wracają do pryzmatów C, gdzie odbijają się ponownie od płaszczyzny D, padają tym razem na płaszczyznę G i skierowane są poprzez układy soczewek K do pryzmatów H. Po odbiciu się promieni w pryzmatach H

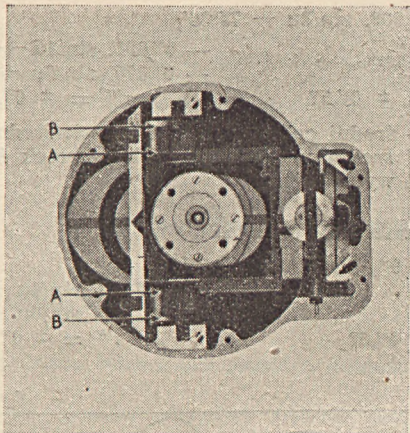


Rys. 3. System optyczny koła poziomego.

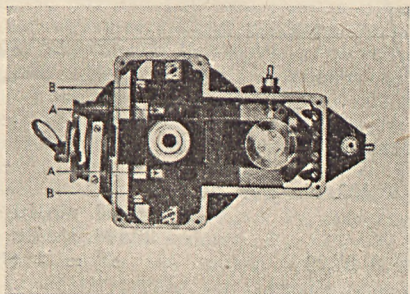


Rys. 4. System optyczny koła pionowego.





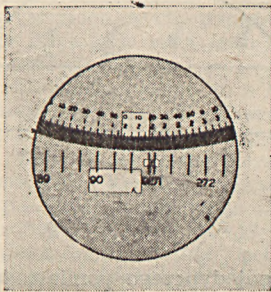
Rys. 5 (jak rys. 3).



Rys. 6 (jak rys. 4).

obie wiązki biegną równolegle do siebie, przenikają przez płytki płaskorównoległe M, sprzężone ze sobą i padają na podwójnie odbijające pryzmaty J. Otwory E rozmieszczone są nad podziałami obu kół diametralnie.

Po przejściu promieni poprzez pryzmaty J otrzymuje się w ostatecznym efekcie zestawione obok siebie obrazy proste przeciwległych fragmentów podziału danego koła, przy tym granicą rozdziału tych obrazów jest krawędź styku pryzmatów J. Jak widać na rys. 7 — utworzone w ten sposób obrazy podziału koła mają ten sam kierunek wzrastania podziału, z lewa na prawo, przy tym podział obrazu prawego jest z dokładnością paru minut przedłużeniem podziału obrazu lewego, różnym o  $180^\circ$ .



Rys. 7.

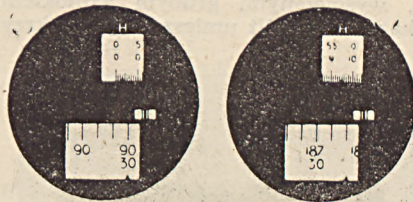
W polu widzenia mikroskopów, oprócz podziału kół, widoczne są także podziały mikrometrów (koło O — rys. 3 i 4). Nieprzezroczysta przesłona, umieszczona w płaszczyźnie obrazu, ogranicza w rzeczywistości opisany wyżej obraz, obserwowany w mikroskopach odczytowych, do trzech oświetlonych fragmentów.

Oprawa płytek M, oznaczona lit. N (rys. 3 i 4) jest poruszana przez obrót pokrętek mikrometrów optycznych (patrz rys. 1 E i F'). Obrót ten pozwala na ograniczone skręcanie obu płytek M w jednakowych kierunkach, dając w efekcie równoległe przesunięcie

promieni, padających na pryzmaty J. Przesunięcie to obserwowane jest w polu widzenia obrazu, po przejściu promieni przez pryzmaty J. Omawiany obrót pokrętek mikrometrów optycznych sprzężony jest jednocześnie z podziałem mikrometru. Zdolności skręcania płytek M i powiększenia obrazów koła, uzyskiwane przy pomocy układów soczewek K, są tak dobrane, że pełen zasięg skręcenia odpowiada jednokierunkowemu przesunięciu kresek podziału koła o jeden interwał tegoż podziału (10, przy kole poziomym, 20, przy kole pionowym). Nominalna dokładność mikrometru koła poziomego równa jest  $0'',5$ , koła pionowego  $1''$ . Podział skali obu mikrometrów przedłużony jest w obie strony poza  $10'$  i  $20'$ , umożliwiając kontrolę runu. Udział soczewek KK (rys. 3 i 4), widoczny również na rys. 5 i 6 (AB) jest tak obliczony, że pozwala na zrektyfikowanie całego systemu optycznego, w szczególności usunięcie paraleksy między średnicowymi obrazami podziału kół, podziałem mikrometru i wspomnianą przesłoną, jak również umożliwia zmniejszenie błędu runu do nieszkodliwego minimum.

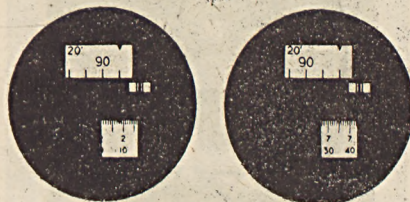
Soczewka A w układzie KK spełnia bowiem dominującą funkcję powiększenia obrazu podziału koła, soczewka B natomiast przesuwaa płaszczyznę tworzonego obrazu.

Jak wspomniano wyżej, w polu widzenia mikroskopów odczytowych widoczne są trzy oświetlone okienka. Rysunki 8 i 9 przedstawiają obrazy, obserwowane w mikroskopach odczytowych obu kół i wyjaśniają całkowicie sposób odczytywania.



Rys. 8. Odczyt koła poziomego.

koło poziome:  
 $90^\circ 30'01'', 5$        $137^\circ 59'57'', 5$



Rys. 9. Odczyt koła pionowego.

koło pionowe:  
 $90^\circ 22'08''$        $90^\circ 47'35''$

Srodkowe okienko przedstawia obraz doprowadzenia do symetrii kresek średnicowych w stosunku do podstawowego indeksu mikrometru. Indeks ten, widoczny w formie czarnej kreski, stanowiącej fragment wspomnianej wyżej nieprzezroczystej przesłony, pokrywa styk krawędzi pryzmatów J (patrz rys. 3 i 4). Kreska podziału koła, widoczna na lewo od indeksu, jest przedłużeniem podziału koła, obserwowanego w mikroskopie. Kreska prawa jest odpowiadającą jej kreską średnicowo przeciwną.

Odczyt następuje w momencie uzyskania symetrii położenia kresek średnicowych w stosunku do indeksu i wolny jest od błędów mimośrodowych. Symetrię tę uzyskuje się przez obrót pokrętek E' i F', widocznych na rys. 1. W każdym położeniu koła istnieje możliwość doprowadzenia tylko jednej pary kresek średnicowych do symetrii.

Na podstawie przeprowadzonego badania można stwierdzić, że system odczytowy w teodolitach Tavistock jest łatwy i nie budzący wątpliwości, a zastoso-

wany zamiast koincydencji efekt symetrii, zwiększa precyzję odczytu.

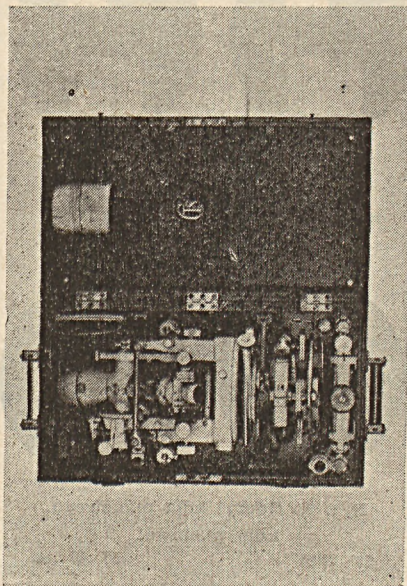
Nadmienić należy, że teodolit posiada również regulację rozstawienia obrazów kresek średnicowych, obserwowanych w środkowym okienku pola widzenia mikroskopów odczytowych, w zależności od indywidualnego wycucia symetrii przez obserwatora. Regulację tę przeprowadza się śrubami L i L' (rys. 1), pozwalającymi na nieznaczne skręcanie jednej z płytek M, dające w efekcie przybliżenie lub oddalenie obrazów kresek średnicowych.

Śruba Q (rys. 1) umożliwia uregulowanie przeciwwagi górnej części teodolitu. Pozwala to na uzyskanie płynnego i lekkiego obrotu narzędzia wokół osi pionowej.

Zamiast śruby zaciskowej S (rys. 1) koła poziomego, w najnowszej konstrukcji, zastosowany został zacisk dźwigowy. Zacisk ten posiada tę zaletę, że daje w każdym położeniu koła jednakowo mocny sprzęg alidady z osią pionową. Wskazany jest spokojne zwalnianie i zaciskanie sprzęgu.

Teodolit posiada urządzenie do oświetlenia dziennego i elektrycznego. Portatywna bateria, zasilająca oświetlenie elektryczne, wyposażona jest w opornik pozwalający na regulację natężenia światła. Przy precyzyjnych pomiarach a zmiennych warunkach oświetlenia naturalnego zalecane jest wyłączne korzystanie z równomiernego światła elektrycznego.

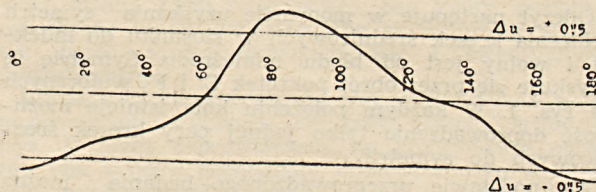
Teodolity opakowane są w drewnianych skrzynkach, zabezpieczonych z zewnątrz brezentowymi pokrowcami, wyściełanymi grubym wołokiem. Rysunek 10 pokazuje teodolit umieszczony w skrzynce.



Rys. 10. Teodolit w opakowaniu.

W opisanych wyżej teodolitach zbadane zostały metodą Heuvelinka podziały kół poziomych w czterech narzędziach. Z pomiaru kąta, zbliżonego do 45°, a zrealizowanego przy pomocy dwóch kolimatorów, otrzymano następujące wyniki:

teodolit nr fabr. V 0563



Rys. 11. (Wykres 1).

$$\Delta u = -0'',508. \sin/2u + 75''36'$$

$$\begin{aligned} & - 0'',098. \sin/4u + 339''16'/ \\ & - 0'',177. \sin/6u + 122''44'/ \\ & \tau''' = \pm 0'',45 \end{aligned}$$

$$\tau = \pm 0'',57$$

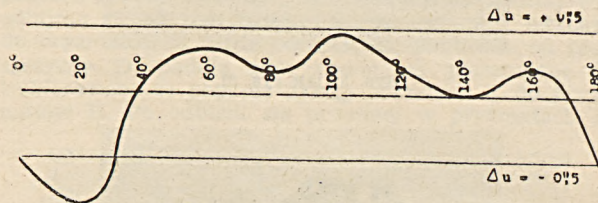
gdzie  $\tau$  — średni całkowity błąd kresek średnicowych  
 $\tau'''$  — średni przypadkowy błąd kresek średnicowych

teodolit nr fabr. V 0564

$$\Delta u = - 0'',427. \sin/2u + 47''27' -$$

$$\begin{aligned} & - 0'',246. \sin/4u + 27''15'/ \\ & 0'',295. \sin/6u + 1''37'/ \\ & \tau''' = \pm 0'',56 \end{aligned}$$

$$\tau = \pm 0'',68$$



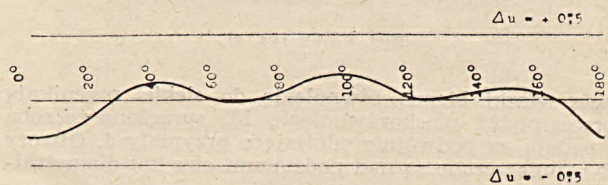
Rys. 12. (Wykres 2).

teodolit nr fabr. V 0565

$$\Delta u = - 0'',122. \sin/2 + 74''30' -$$

$$\begin{aligned} & - 0'',063. \sin/4u + 71''28'/ \\ & - 0'',144. \sin/6u + 54''22'/ \\ & \tau''' = \pm 0'',17 \end{aligned}$$

$$\tau = \pm 0'',20$$



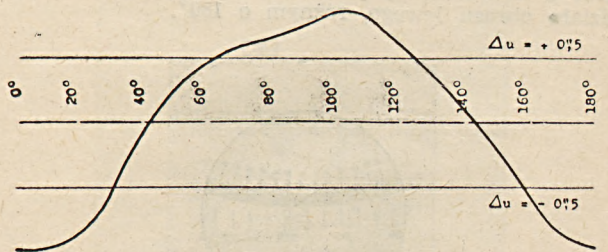
Rys. 13. (Wykres 3).

teodolit nr fabr. V 0568

$$\Delta u = - 0'',899. \sin/2u + 84''57'$$

$$\begin{aligned} & - 0'',106. \sin/4u + 77''48'/ \\ & - 0'',104. \sin/6u + 346''46'/ \\ & \tau''' = \pm 0,64'' \end{aligned}$$

$$\tau = \pm 0'',89$$



Rys. 14. (Wykres 4).

Średni błąd pojedynczego pomiaru kierunku otrzymano rzędu 0''5 a więc rzędu nominalnej dokładności narzędzia.

Średni błąd pomiaru kąta, mierzonego czterokrotnie dla zbadanych czterech teodolitów, wynosi odpowiednio:

$$\pm 0'',9, \quad 1'',0, \quad 0'',4, \quad 1'',3$$

przy tym w otrzymanych błędach podziału koła 20% przypada na część systematyczną, 80% zaś na część przypadkową.

Zważywszy, że badane narzędzia pochodzą z jednej serii produkcji, otrzymane wyniki wskazują na znaczną rozpiętość błędów podziału koła w teodolitach Tavistock.

Chcąc uzyskać pełnowartościowe i o jednej dokładności wyniki precyzyjnych pomiarów kątowych, np. przy triangulacji głównej, wydaje się słusznym, aby teodolity, używane do tych pomiarów były poddawane

— analogicznie do procesu technologicznego przy precyzyjnych pomiarach liniowych — systematycznym badaniom.

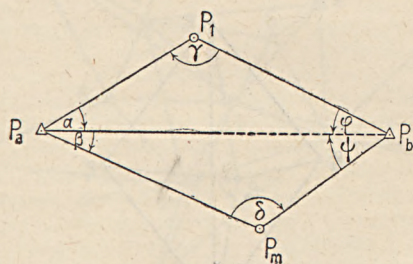
## Sposoby pośredniego określania celowych

(dokończenie)

Mgr inż. Tadeusz Michalski

### i) Łamana celowa bez pomiaru długości

Bezpośredni pomiar długości boków jest często bardzo utrudniony, a niekiedy nawet niemożliwy. Stąd też sposoby określania kierunków przy pomocy łamanej celowej z pomiarem długości są niewygodne w praktyce, bowiem pośredni pomiar długości nie zawsze da się wykonać małym nakładem pracy. Rozpatrzę więc zastosowanie łamanych celowych bez pomiaru długości. Najprostszym sposobem określenia kierunku na podstawie łamanej celowej bez pomiaru długości jest wykorzystanie układu celowych do sąsiednich punktów, jeżeli jednostronny kierunek został bezpośrednio określony, a chodzi nam o kierunek zwrotny. Rys. 15 przedstawia przykład takiego rozwiązania. Między punktami  $P_a$  i  $P_b$  uzyskano bezpośrednio jednostronną celową  $P_a - P_b$ . Z powodu przeszkód terenowych nie można uzyskać kierunku zwrotnego przez wtyczenie lub przedłużenie pomocniczego celu, jak również przez mimośrodowe stanowisko lub mimośrodowy cel. Nie ma natomiast prze-



Rys. 15.

szkód do obrania pomocniczych punktów  $P_1$  i  $P_m$ , wzgl. punkty takie istnieją w sieci jako punkty triangulacyjne. Na podstawie kątów  $\alpha$  i  $\gamma$  otrzymamy przez dopełnienie niewiadomy kąt  $\varphi$ , a na podstawie kątów  $\beta$  i  $\delta$ , niewiadomy kąt  $\Psi$ . Kierunek  $P_b - P_a$  otrzymamy zatem dwukrotnie na podstawie niezależnych elementów. Zakładając jednakową dokładność pomiarów bezpośrednich, kierunek określany będzie ustalony z wagą  $p = 0,40$  — gdy waga kierunku bezpośrednio pomierzonego wynosi 1,0. Wynik nie jest zadawalający i dokładność należy podnieść przez wyższą (niż normalnie) dokładność pomiaru kątów, na podstawie których obliczamy żądany kierunek zwrotny. Nadmienić należy, że w przeciwieństwie do łamanej celowej z pomiarem długości, tu dokładność wyniku zupełnie nie jest zależna od oddalenia punktów  $P_1$  i  $P_m$  od określanej celowej, co jest dużą dogodnością w praktyce i co umożliwia wykorzystanie sąsiednich punktów sieci. Można nieraz łatwo określić kierunek na podstawie czterech przyległych trójkątów, a wówczas waga wyniesie 0,8.

Jeżeli warunki terenowe pozwalają na połączenie obu punktów pomocniczych choćby jednostronnie, to odpada warunek istnienia jednostronnej celowej  $P_a - P_b$ , bowiem z powstałego czworoboku można określić **obustronny** kierunek i, jak się przekonamy, ze znacznie wyższą dokładnością. Rozwiązanie takie przedstawia rys. 16. Mamy tu dwa trójkąty I i II

o wspólnej podstawie  $P_1 P_m$ , dla których istnieją dwa związki:

$$\frac{P_b P_m}{P_a P_m} = \frac{\sin \varphi}{\sin \Psi} = \frac{\sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin \beta_1 \sin \beta_2}$$

$$\varphi + \Psi + \delta = 180^\circ$$

Przez rozwiązanie ich otrzymamy:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{z \sin \delta}{1 - z \cos \delta}, \quad (1)$$

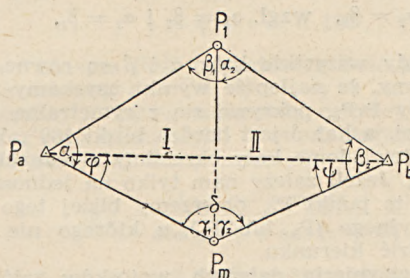
$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{\sin \delta}{z - \cos \delta}, \quad (2)$$

względnie:  $\operatorname{ctg} \varphi = \frac{1}{z \sin \delta} - \operatorname{ctg} \delta,$  (3)

$$\operatorname{ctg} \Psi = \frac{z}{\sin \delta} \operatorname{ctg} \delta, \quad (4)$$

gdzie współczynnik:

$$z = \frac{\sin \alpha_1 \sin \alpha_2}{\sin \beta_1 \sin \beta_2} \quad (5)$$



Rys. 16.

obliczymy naprzód na podstawie pomierzonych kątów:  $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$ .

W powyższym przyjąłem założenie, że istnieje tylko jednostronne połączenie z  $P_1$  na  $P_m$ . Jeżeli to połączenie będzie obustronne, do czego należy dążyć, tzn. zmierzmy także kąty  $\gamma_1, \gamma_2$ , to otrzymamy cenną kontrolę pomiaru przez zamknięcie sumy kątów w trójkącie I i II. Gdyby nie można uzyskać obustronnego połączenia, to należy starać się pomierzyć cały kąt  $\delta$ , bowiem wówczas istnieje także cenna kontrola.

Zadanie jest również rozwiązywalne w przypadku, gdy punkt  $P_m$  nie jest dostępny. Odpadają jednak wówczas podane wyżej kontrole pomiarowe. W takim przypadku, aby zabezpieczyć się przed grubymi błędami, należy zmierzyć bezpośrednio lub pośrednio którykolwiek z boków i przez rozwinięcie obliczyć długość określanej celowej  $P_a - P_b$ . Przez porównanie tego wyniku z wartością określoną ze współrzędnych, choćby przybliżonych, zabezpieczymy się przed błędami grubymi.

Celem zbadania dokładności, z jaką muszą być pomierzone poszczególne kąty, weźmy pod uwagę zależność:

$$\Delta\varphi = \left(\frac{\sin\psi}{\sin\delta}\right)^2 \left\{ \rho \sin\delta \cdot \Delta z - z(z - \cos\delta)\Delta\delta \right\}, \quad (6)$$

$$\Delta\psi = \left(\frac{\sin\psi}{\sin\delta}\right)^2 \left\{ -\rho \sin\delta \cdot \Delta z - (1 - z \cos\delta)\Delta\delta \right\}, \quad (7)$$

które otrzymamy po zróżniczkowaniu równań (3) i (4) i po uwzględnieniu, że

$$\frac{\sin\psi}{z \sin\delta} = \frac{\sin\psi}{\sin\delta}.$$

Zauważmy najpierw, że błędy  $\Delta\varphi$  i  $\Delta\psi$  są w jednakowym stopniu zależne od stosunku boku łamanej celowej do całej długości określonej celowej, ponieważ

$$\frac{\sin\psi}{\sin\delta} = \frac{P_a P_m}{P_a P_b}$$

i wobec tego korzystny przypadek ma miejsce, gdy punkt  $P_m$  obierzemy jak najbliższej określonej celowej. Wtedy też wpływ błędu  $\Delta z$ , wyrażony wzorem:

$$\Delta z = \frac{z}{\rho} (\text{ctg } \alpha_1 \cdot \Delta\alpha_1 + \text{ctg } \alpha_2 \cdot \Delta\alpha_2 - \text{ctg } \beta_1 \cdot \Delta\beta_1 - \text{ctg } \beta_2 \cdot \Delta\beta_2), \quad (8)$$

który otrzymamy po zróżniczkowaniu wzoru (5), będzie najmniejszy, ponieważ dla  $\delta = 180^\circ$ ,  $\sin\delta = 0$ .

Wzory (6) i (7) posiadają identyczną budowę. Wykazują jedyną różnicę w drugich wyrazach. Zatem aby błędy  $\Delta\varphi$  i  $\Delta\psi$  wypadły jednakowe, co jest pożądane w przypadku gdy chodzi nam o obydwie przeciwne kierunki, tj. o celową obustronną, musi istnieć równość:

$$z(z - \cos\delta) = 1 - z \cos\delta, \text{ skąd } z = \pm 1,$$

Ten zbieg okoliczności ma miejsce, gdy  $\sin\alpha_1 \cdot \sin\alpha_2 = \sin\beta_1 \cdot \sin\beta_2$ , czyli gdy:

$$\alpha_1 = \beta_1 \text{ i } \alpha_2 = \beta_2, \text{ wzgl. } \alpha_1 = \beta_2 \text{ i } \alpha_2 = \beta_1,$$

lub też, gdy wszystkie kąty  $\alpha$  i  $\beta$  są równe. Z tego wnioskujemy, że najlepsze wyniki uzyskamy w przypadku, gdy  $P_1 P_m$  pokrywa się z symetralną określonej celowej, a kąt  $\delta$  jest bardzo bliski  $180^\circ$ . Wówczas obydwie niewiadome kąty określimy z jednakową dokładnością. Jeżeli zależy nam tylko na jednostronnym kierunku, to punkt  $P_m$  obierzemy bliżej tego punktu triangulacyjnego ( $P_a$  lub  $P_b$ ), z którego nie chcemy wprowadzić kierunku.

Dla wyciągnięcia dalszych wniosków założymy, że punkt  $P_m$  obrano bardzo blisko określonej celowej i zarazem na jej symetralnej, a punkt  $P_1$  w odległości od określonej celowej równej jej połowie. Wówczas ze względu na to, że w przybliżeniu:

$$\gamma_1 = \gamma_2 = 90^\circ, \quad \varphi = \psi, \quad \alpha_1 = \alpha_2 = \beta_1 = \beta_2 = 45^\circ,$$

a więc w przybliżeniu  $\sin\psi : \sin\delta = 1 : 2$ ,  $\cos\delta = -1$  i  $z = 1$ , otrzymamy w miejsce równań (6) i (7) jedną zależność:

$$\Delta\varphi = \Delta\psi = \pm \rho \sin\delta \cdot \frac{\Delta z}{4} - \frac{\Delta\delta}{2}.$$

Zakładając dalej jednakową dokładność pomiaru wszystkich kątów i biorąc pod uwagę najbardziej niekorzystny zbieg okoliczności, gdzie błędy cząstkowe nie znoszą się, wyniesie wg (8):  $\Delta z =$

$$\frac{4 \cdot \Delta\delta}{\rho}, \text{ a ponieważ: } \delta = 180^\circ - 2\varphi, \text{ mamy związek:}$$

$$\Delta\varphi = (2 \sin 2\varphi + 1) \frac{\Delta\delta}{2}, \quad (9)$$

który umożliwia określenie minimalnej dokładności pomiaru kąta  $\delta$  dla różnej wielkości kąta  $\varphi$ , bowiem jak łatwo zauważyć, dokładność ta musi wzrastać w miarę coraz to większego oddalania się punktu  $P_m$  od kierunku określanego.

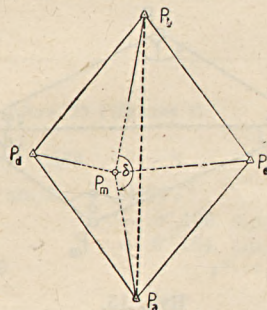
Wg moich poprzednich uwag łamana celowa może mieć zastosowanie dla III rzędu triangulacji, jeżeli średni błąd pośrednio określonego kierunku jest mniejszy niż  $6,7''$ . W razie użycia do pomiaru instrumentu, który da nam średni błąd pomiaru mniejszy niż  $3''$ , błąd kąta  $\varphi$  lub  $\psi$  nie może przekroczyć  $6''$ . Kładąc tę granicę we wzorze (9), otrzymamy poniższą tabelkę:

$$\text{Dla } \varphi = 0^\circ \quad 1^\circ \quad 3^\circ \quad 6^\circ \quad 10^\circ \quad 15^\circ \quad 20^\circ$$

$\Delta\delta$  musi być mniejsze niż:  $12'' \quad 11,2'' \quad 9,8'' \quad 8,5'' \quad 7,2'' \quad 6,0'' \quad 5,1''$

która poucza, że w przeciwieństwie do łamanych celowych z pomiarem długości, otrzymujemy tu przy tej samej dokładności pomiaru kątów, o wiele lepsze wyniki. Jako graniczny przypadek można przyjąć  $\varphi = 20^\circ$ , ponieważ dokładność  $5,1''$  zbliża się do kresu realnie osiągniętej dokładności. Dla triangulacji IV rzędu można przyjąć jako granicę  $40^\circ$ , o ile oczywiście pomiar bezpośredni będzie na poziomie  $\pm 3''$ .

Jeżeli warunki terenowe uniemożliwią obranie pomocniczego punktu  $P_m$  na symetralnej określonej celowej, to kąty  $\varphi$  i  $\psi$  wypadną nierówne. Wówczas podana granica odnosi się do kąta większego. Gdyby ten kąt przekroczył tę granicę, należy odnośny kierunek użyć jako element kontrolny, ewentl. wprowadzić do wyrównania z wagą. Punkt  $P_1$  z reguły może być pobliskim punktem triangulacyjnym. Ta okoliczność podnosi wartość praktyczną opisywanej metody, bowiem czyni ją bardzo ekonomiczną.



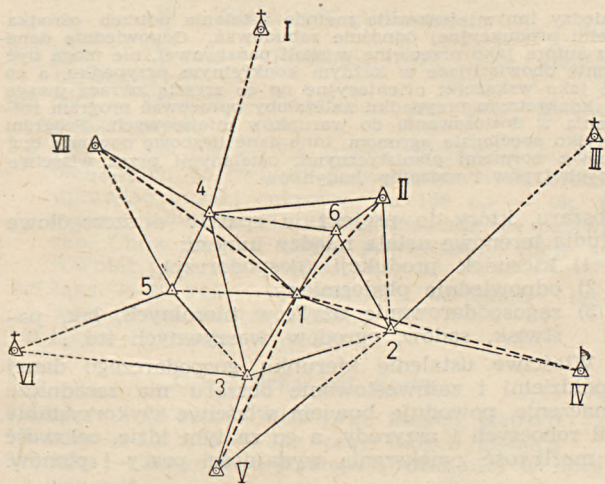
Rys. 17.

Omówiony powyżej sposób opierał się na założeniu, że istnieje możliwość obrania pomocniczego punktu w niewielkim odstępnie od kierunku określonej celowej i przede wszystkim, że punkt ten może być stacjonarny. Spotykamy jednak przypadki, gdzie między dwoma pomocniczymi punktami triangulacyjnymi istnieje przeszkoda, zajmująca znaczną powierzchnię (np. las lub duży kompleks zabudowań). Wówczas pomocniczy punkt  $P_m$  musiałby być obrany w znacznym oddaleniu od szukanej celowej, przez co dokładność pośrednio określonego kierunku byłaby znikoma, ponieważ niewiadome kąty  $\varphi$  i  $\psi$  byłyby wielkie (ponad  $30^\circ$ ). Może też zdarzyć się, że ta sama przeszkoda równocześnie uniemożliwia uzyskanie połączenia między dwoma pomocniczymi punktami  $P_m$  i  $P_1$  (rys. 16), a które przecież jest niezbędne dla zastosowania łamanej celowej bez pomiaru długości. W takich warunkach staramy się pokonać trudności w sposób pokazany na rys. 17. Celem określenia kierunku między  $P_a$  i  $P_b$  obieramy w środku przeszkody i możliwie blisko szukanego kierunku, pomocniczy punkt  $P_m$ , który może być dowolny przedmiot, rysujący się wyraźnie (wierzchołek chorągwy, tymczasowy sygnał na drzewie itp.). Punkt ten musi być widoczny również z dwóch innych punktów triangulacyjnych  $P_c$  i  $P_d$ , które z poprzednimi tworzą zamknięty kątowo czworobok. Kąt  $\delta$  nie może tu być pomierzony. Obliczymy

go dwukrotnie przez dopełnienie. Jeżeli pomiar sieci wykonamy metodą kierunkową ze średnim błędem  $m$ , to średni błąd tak obliczonego kąta  $\delta$  wyniesie 1,7 m. Wskutek tego poważnie obniży się dokładność określonego kierunku. Na podstawie przeprowadzonej analizy ustaliłem, że chcąc utrzymać wagę pośrednio określonego kierunku na poziomie około 0,7 należy pomiary kierunków w pomocniczym czworoboku wykonać w 5—6 poczetach. To jednakże opłaca się, bowiem równocześnie możemy też uzyskać bez dodatkowych pomiarów także kierunek między  $P_c$  i  $P_d$ , przez co sieć poważnie wzmocnimy i unikniemy konieczności równoczesnego wyrównania wcięcia 3-ch, czy nawet 4-ch punktów, co wymaga większego nakładu pracy.

Zysk na czasie w obliczeniach kameralnych, nie może nam być również obojętny, gdy z powodu braku sił, zwłaszcza sił wysoko kwalifikowanych, walczymy o każdą zmarnowaną techniko-dniówkę. Chcę tu pokazać, jak na podstawie metody łamanych celowych można uprościć wyrównanie sieci i przez to umożliwić wciągnięcie do wyrównań sił o średnim przygotowaniu teoretycznym.

Na rys. 18 punkty I, II, III, IV, V, VI, i VII są punktami danymi, a punkty 1, 2, 3, 4, 5 i 6 punktami nowo wyznaczonymi. Dla przejrzystości opuszczono kierunki orientujące. Liniami cieńszymi zaznaczyłem celowe określone w terenie pomiarem bezpośrednim.



Rys. 18.

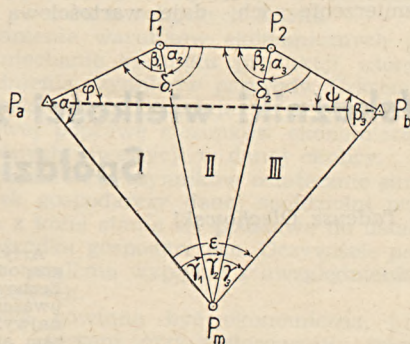
Na podstawie pomierzonych elementów żaden z punktów nie nadaje się do indywidualnego wyrównania. Należałoby wciągnąć przynajmniej trójkę 2—3—4 do równoczesnego wyrównania. Można by też w terenie, idąc po linii najmniejszego oporu, wybudować wysoką wieżę na punkcie 1 i zagadnienie wyrównania sprowadzić do czynności niezbyt skomplikowanej. Najlepiej byłoby całą 6-tkę punktów wyrównać jednocześnie, ale wówczas trzeba dać do obliczeń odpowiedniego fachowca, no i zmarnować dużo cennego czasu, otrzymując efekt niebardzo uzasadniony dla triangulacji III i IV rzędu. Tak wielki nakład pracy nie jest potrzebny, bowiem zbliżone wyniki uzyskamy przez zastosowanie łamanych celowych, gdzie przy pośrednim określeniu kierunków wciągamy w grę warunki wynikające z układu trójkątów sieci. Na rys. 18 kierunki pośrednio określone są pokazane liniami przerywanymi (grubymi), przy czym połączenie 1—IV uzyskamy metodą łamanej celowej z pomiarem długości, określając te długości na podstawie przybliżonych współrzędnych, natomiast resztę połączeń otrzymamy na podstawie łamanej celowej bez pomiaru długości, wykorzystując odpowiednie czworoboki. W ten sposób punkt 1 otrzyma tak dobry układ elementów wyznaczających, że może być wyrównany jako pierwszy samodzielnie. Obawy, że punkt ten, jako dający oparcie dla dalszych punktów, jest może za słabo określony (same pośrednie celowe), nie są uza-

gadnione. Jak wyżej wspomniałem, przy określaniu łamanej celowej wciągamy w grę dalsze elementy sieci, więc w ten sposób zbliżamy się do ścisłego wyrównania, tzn. do jednoczesnego wyrównania całej sieci.

Po wyznaczeniu punktu 1 wyrównamy punkt 2 samodzielnie, następnie punkty 3 i 4 jednocześnie, a punkty 5 i 6 samodzielnie.

#### j) Kilkakrotnie łamana celowa bez pomiaru długości

Podobnie jak istnieje możliwość pośredniego określenia kierunku na podstawie kilkakrotnie łamanej celowej z pomiarem długości, tak samo można uzyskać kierunek przy pomocy kilkakrotnie łamanej celowej bez pomiaru długości. Oczywiście musi wtedy istnieć związek odpowiedniej liczby trójkątów, na zasadzie którego może być ułożone równanie sinusowe określające zależność funkcjonalną niewiadomych kątów



Rys. 19.

$\varphi$  i  $\Psi$ . Jeżeli występują dwa punkty załamania celowej (rys. 19)  $P_1$  i  $P_2$ , to muszą być trzy trójkąty I, II i III, natomiast jeżeli będzie  $n$  punktów załamania, musi być  $(n+1) = r$  trójkątów. Niezależnie od ilości trójkątów istnieją zawsze dwa związki:

$$\frac{P_b P_m}{P_a P_m} = \frac{\sin(\alpha_1 - \varphi)}{\sin(\beta_r - \psi)} = \frac{\sin \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2 \dots \sin \alpha_r}{\sin \beta_1 \cdot \sin \beta_2 \dots \sin \beta_r}$$

$$\varphi + \psi + \sigma = n \cdot 180^\circ,$$

gdzie  $r$  oznacza ilość trójkątów,  $n$  ilość punktów załamania celowej, a  $\sigma = \delta_1 + \delta_2 + \dots + \delta_r$  jest suma pomierzonych kątów załamania celowej.

Przez rozwiązanie tych równań otrzymamy:

a) dla **parzystej** liczby załamań:

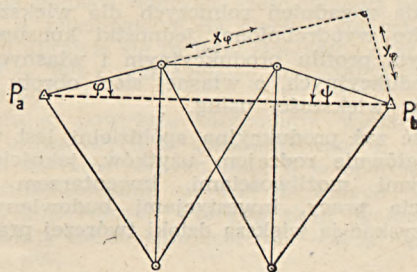
$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin \alpha_1 - z \cdot \sin(\sigma + \beta_r)}{\cos \alpha_1 + z \cdot \cos(\sigma + \beta_r)}$$

$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{z \sin \beta_r - \sin(\sigma + \alpha_1)}{z \cos \beta_r + \cos(\sigma + \alpha_1)}$$

b) dla **nieparzystej** liczby załamań:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin \alpha_1 + z \sin(\sigma + \beta_r)}{\cos \alpha_1 - z \cos(\sigma + \beta_r)}$$

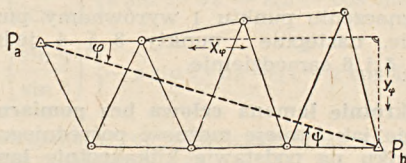
$$\operatorname{tg} \Psi = \frac{z \sin \beta_r + \sin(\sigma + \alpha_1)}{z \cos \beta_r - \cos(\sigma + \alpha_1)}$$



Rys. 20.

gdzie współczynnik:

$$z = \frac{\sin \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2 \dots \sin \alpha_r}{\sin \beta_1 \cdot \sin \beta_2 \dots \sin \beta_r}$$



Rys. 21.

obliczymy naprzód na podstawie pomierzonych kątów:  $\alpha_1, \beta_1, \alpha_2, \beta_2 \dots \alpha_r, \beta_r$ .

Do obliczenia kątów  $\varphi$  i  $\Psi$  nie są potrzebne kąty:  $\gamma_1, \gamma_2, \dots, \gamma_r$ , czyli punkt  $P_{in}$  nie musi być stacjonowany. Jednak zmierzenie ich daje wartościową kontrolę

(zamknięcie trójkątów), z której w miarę możliwości nie należy rezygnować. Dlatego też w razie niemożności pomiaru tych kątów, należy pomierzyć przynajmniej cały kąt  $E$  na punkcie  $P_{in}$ .

Przeanalizowanie dokładności, jakiej można oczekiwać przy określaniu kierunków powyższym sposobem, prowadzi do tych samych wniosków, jakie wyprowadziłem dla łamanej celowej z pomiarem długości, a więc dokładność maleje, gdy kąty  $\varphi$  i  $\Psi$  są większe czyli punkty załamania powinny być obrane jak najbliższej określonej celowej.

Gdyby warunki miejscowe nie pozwoliły na obranie trójkątów w ten sposób, że istnieje jeden wspólny wierzchołek  $P_{in}$ , to można zastosować rozwiązania przedstawione na rys. 20 i 21, gdzie przy pomocy układu trójkątów obliczamy długości łamanej celowej i sprawdzamy zadanie do poprzednio omówionego sposobu. Bok wyjściowy możemy przyjąć jako dowolną liczbę, gdyż nie ma to wpływu na wielkość obliczanych kątów.

## „Wskaźniki wielkości zabudowy ośrodka gospodarczego Spółdzielni Produkcyjnej”

Mgr inż. Tadeusz Olechowski

Artykuł niniejszy między innymi wskazuje metodę ustalania potrzeb ośrodka gospodarczego spółdzielni produkcyjnej odnośnie zabudowań. Odpowiednie dane liczbowe, podane przez autora jako przeciętne w skali państwowej, nie mogą być uważane za bezwzględnie obowiązujące w każdym konkretnym przypadku, a co najwyżej mogą służyć jako wskaźniki orientacyjne na co zresztą zwraca uwagę sam autor. W każdym konkretnym przypadku należałoby opracować program rolniczego zagospodarowania w dostosowaniu do warunków miejscowych. Program taki może opracować tylko specjalista agronom. Inne dane liczbowe powinny być również skonfrontowane z normami planistycznymi, ustalonymi przez właściwe władze dla poszczególnych typów i rodzajów budynków.

### W s t ę p

Zagadnienie ustalenia wielkości i usytuowania ośrodka gospodarczego, jak również zlokalizowania jego budynków, omówiono już kilkakrotnie na łamach „Przeglądu Geodezyjnego”, a nawet opracowano już szereg wytycznych orientacyjnych dla rozwiązania tych zagadnień. Bezwzględnie są to duże pomoce dla urzędników rolnych, niemniej jednak niedostateczne, nieznacznie bowiem traktują o ustaleniu wielkości i jakości zabudowy tego ośrodka.

Te ustalenia dotąd ogólnie traktowane, stanowią poważny temat w planistyce wiejskiej, toteż na prośbę kolegów z terenu usiłują dać praktyczną próbę ich przedstawienia.

#### I. Punkt wyjściowy w rozwiązywaniu zagadnień

W zasadzie dane do rozwiązania zagadnień na danym obszarze, daje nam długoflowy plan produkcji spółdzielni produkcyjnej, albowiem on ustala potrzebne dla tego rozwiązania podstawy: ilość i jakość oraz terminy produkcji. Plan ten powinien być oparty o znajomość potrzeb gospodarczych danego rejonu i zdolność produkcyjną danej spółdzielni produkcyjnej oraz regionalne wytyczne, głównie z planowania przestrzennego i rolniczego, wyprowadzone z Narodowego Planu Gospodarczego.

Wytyczne z regionalnych planów rolniczych ujmują rozwiązania zagadnień rolniczych dla większego obszaru, jako wyodrębnionej jednostki konsumpcyjnej o odrębnym profilu produkcyjnym i własnych zadaniach produkcyjnych, o własnej sieci obrotu towarowego oraz większości usług.

Zdolność zaś produkcyjna spółdzielni jest uwarunkowana głównie rodzajem użytków, jakością gleby, technicznymi możliwościami, inwentarzem żywym, znajomością pracy, inwestycjami budowlanymi itd. Można uzyskać ją większą dzięki twórczej pracy człowieka.

Jednym ze środków dla zwiększenia zdolności produkcyjnej jest projekt urządzeń rolnych dla danego

obszaru, który to projekt w oparciu o szczegółowe studia terenowe ustala między innymi:

- 1) kierunek produkcji (gospodarczy),
- 2) odpowiednie płodozmiany,
- 3) zagospodarowanie użytków nierolnych, łąk, pastwisk, sadów, ogrodów warzywnych itd.

Właściwe ustalenie kierunku gospodarczego danej spółdzielni i zainwestowanie obszaru ma zasadnicze znaczenie, powoduje bowiem właściwe wykorzystanie sił roboczych i przyrody, a co za tym idzie, celowość i możliwość zwiększenia wydajności pracy i plonów.

#### II. Wpływ czynników przyrody na kierunek gospodarczy i wyposażenie budynkowe

Ziemia i klimat — to główne czynniki przyrody, które wyznaczają rodzaje upraw i hodowli na danym obszarze; Rolnik musi umiejętnie dostosować się do nich, lub też umiejętnie wpływać na nie, aby osiągać korzyści z wkładanej pracy.

W takich wypadkach są wielce pomocne doświadczenia radzieckie, które podają szereg sposobów na poprawę warunków dla rolnictwa, jak: zakładanie pasów wiatrochronnych, odwodnienie i irygacje, aklimatyzację roślin, jarowizację zbóż itd.

Niejednokrotnie, w przeciwieństwie do warunków regionalnych mikroklimat wpływa decydująco na kierunek gospodarczy. Może on spowodować, że w dwóch sąsiednich obszarach będzie stosowany różny dobór roślin, różne nawożenie itd.

Różnice klimatyczne i glebowe różniczkują zabudowę. Gdzie krótkie i słotne lato, tam buduje się większej pojemności magazyny i urządzenia do dosuszania plonów. Gdzie ilość opadów jest duża i są ostre zimy, tam buduje się budynki obszerne i ciepłe. Im dłuższa zima, tym obszerniejsze magazyny. Im większe wahania pogody, tym większe trudności w gospodarzeniu i większa zabudowa. Glebom słabszym odpowiadają budynki mniejszej pojemności, glebom lepszym — wyższej pojemności.

Skład użytkowany gospodarstwa wpływa wielce na jego kierunek gospodarczy, szczególnie wielki wpływ posiada stosunek użytków zielonych do roli. Przykła-

dy na to stwierdzenie, oparte również na różnicy gleb, podaje poniżej, posilując się rozważaniami profesora Aeroboe („Allgemeine Landwirtschaftliche Betriebslehre“):

#### A — Gleba pól piaszczysta

- 5/6 łąka — 1/6 rola — Na 100 ha można utrzymać ok. 100 krów oraz świnię i drób na domowe potrzeby. Ze względu na brak pastwiska nie utrzymuje się jałownika. Duża ilość obornika poprawia szybko rolę.
- 4/6 łąka — 2/6 rola — Na 100 ha można utrzymać ok. 7 krów mlecznych, chować więcej świń i drobiu niż w poprzednim gospodarstwie, sadić buraki i ziemniaki oraz siać zboże.
- 3/6 łąka — 3/6 rola — Na 100 ha można utrzymać ok. 50 krów, chować więcej świń i drobiu niż w poprzednim gospodarstwie, sadić więcej ziemniaków niż buraków, siać więcej żyta niż owsa.
- 2/6 łąka — 4/6 rola — Na 100 ha można chować około 35 krów, chów zaś świń ograniczony, a drobiu rozszerzony. Ponadto można chować owce. Sieje się więcej zboża z braku obornika.
- 1/6 łąka — 5/6 rola — Na 100 ha najwyżej 15 krów. Rozszerzona uprawa zbóż. W niekorzystnych warunkach klimatycznych i ekonomicznych wymaga dużo wkładów, a nawet zdecydowania oddania gospodarstwa pod zalesienie.

#### B — Gleba pól glinowata

- 5/6 łąka — 1/6 rola — Podobnie, jak przy glebach piaszczystych.
- 4/6 łąka — 2/6 rola — Podobnie, jak przy glebach piaszczystych.
- 3/6 łąka — 3/6 rola — Nie trzeba ograniczać obszaru okopowych, co czynimy przy piaszczystych. Można uprawiać buraki cukrowe. Na 100 ha — ok. 70 krów i jałownik, dla którego zakłada się pastwisko. Chów świń i drobiu powiększony. Sieje się również pszenicę i owies.
- 2/6 łąka — 4/6 rola — Koniczyny zastępują łąkę, więc niema dużych zmian.
- 1/6 łąka — 5/6 rola — ditto

#### C — Gleba pól ciężka

- 5/6 łąka — 1/6 rola — Jak przy innych glebach.
- 4/6 łąka — 2/6 rola — Jak przy innych glebach.
- 3/6 łąka — 3/6 rola — Występują trudności w uprawie roli.
- 2/6 łąka — 4/6 rola — Trudności w uprawie roli i w stosowaniu śród — i poplonów powodują ugorowanie części roli, zakładanie pastwisk trwałych i lucerników (wzgl. koniczyny).
- 1/6 łąka — 5/6 rola — Z uwagi na dużą potrzebę rozluźnienia i spulchnienia gleby, duże zastosowanie nawozu owczego i torfu. Słusznym jest ugorowanie części roli jako pastwiska dla owiec oraz zakładanie pastwisk trwałych (dla jałownika), lucerników.

Jak widzimy, trzy podstawowe użytki rolne (orne, łąka i pastwisko) mają wybitne znaczenie w gospodarstwie rolnym. Od ich wzajemnego ustosunkowania się zależy głównie kierunek gospodarczy danego gospodarstwa, a więc i jego zabudowy.

### III. Wpływ warunków ekonomicznych i socjalnych na kierunek gospodarczy i program zabudowy

Analiza czynników przyrody da nam dla danego obiektu w przybliżeniu kierunek gospodarczy. Ścisłej jego ustalenie następuje po uwzględnieniu warunków ekonomicznych i socjalnych, jak również specjalnych zadań danej spółdzielni produkcyjnej.

Bliskość ośrodków miejskich, zwłaszcza większych, przemysłowych i portowych, lepsza komunikacja itp. stawia gospodarstwo w lepszych warunkach zbytu, co wpływa szczególnie na zwiększenie produkcji roślinnej, zwłaszcza warzywniczej i produkcji mleka oraz drobiu. Im gorsze są warunki zbytu, szczególnie im znaczniejsza jest odległość warsztatu produkcyjnego

od punktów zbytu, tym zmniejsza się ilość opłacalnych produktów rolnych. W najniekorzystniejszych warunkach opłacają się tylko te produkty, które dają się przewozić na najdalsze odległości. Toteż w gospodarstwach znacznie oddalonych od rynków zbytu kładzie się większy nacisk na produkcję zwierzęcą opasową, jako opłacalniejszą od roślinnej przy dalszych przewozach.

W gorszych warunkach ekonomicznych każda nowa inwestycja (droga, kolej, przetwórcza przemysłowo rolna itd.) zbliża jednostki produkcyjne do rynków.

Szczególną rolę w rolnictwie odgrywa przetwórstwo i uspołecznienie produkcji rolnej. Przetwórstwo ma na celu głównie zmniejszenie objętości lub uchronienie przed zepsuciem produktów transportowanych daleko. Uspołecznienie produkcji rolnej wpływa wielce na obniżenie jej kosztów, głównie dzięki znacznemu stosowaniu mechanizacji. Podobny efekt występuje przy udostępnianiu taniej energii, stąd wielki rozwój elektrowni w obszarach rolniczych ZSRR.

Uwzględnienie warunków ekonomicznych powoduje nieraz zaniechanie kierunku produkcji, który wynikał z uwzględnienia czynników przyrody. Czasem jednak dla jego zachowania decyduje się w skali regionalnej lub krajowej poprawę stosunków ekonomicznych na drodze różnych inwestycji w danej okolicy.

Rozpatrzenie w. w. czynników ostatecznie skryształuje kierunek gospodarczy danej spółdzielni produkcyjnej, a ten z kolei stanie się podstawą do ustalenia zabudowy ośrodka gospodarczego. Oczywiście pewna korekta tego ustalenia wypłynie z uwzględnienia warunków terenowych.

Zabudowa powinna być ekonomiczna, to znaczy: wznoszona etapami, przy zastosowaniu miejscowych materiałów budowlanych, i własnej robocizny, obejmująca budynki tylko potrzebne, przestrzennie planowo rozłożona oraz wykorzystująca w jak największym stopniu już istniejące budynki i urządzenia bezpośrednio na ten sam cel lub w drodze adaptacji dla innych celów.

Jako I etap budowy przyjmuje się konieczną dla potrzeb założonej spółdzielni, a jako ostatni — potrzebną dla spółdzielni po przystąpieniu do niej całej gromady.

Planowość rozłożona w zabudowie ośrodka gospodarczego wymaga silnego jej powiązania z uprzednio sporządzonym planem zabudowania osiedli. Na marginesie tego wymogu dodam, że ze względu na duże koszty inwestycji w ośrodku gospodarczym, należałoby zwrócić uwagę na odpowiednią dobrotę planu zabudowania przestrzennego lub terenowego zagospodarowania oraz obejmowanie w projekcie lokalizacyjnym wszystkich budynków i urządzeń — aż do ostatecznego etapu zabudowy, a nie niektórych tylko z nich.

Przy wykorzystaniu istniejących budynków i urządzeń należy uwzględnić ich wpływ na rozwój upraw pewnych roślin lub pewnych gałęzi gospodarstwa, już przy ustalaniu kierunku gospodarczego danej spółdzielni.

### IV. Obliczanie zbiorów plonów i obsady inwentarza żywego dla ustalenia zabudowy ośrodka gospodarczego

Po ustaleniu kierunku gospodarczego przystępujemy do wyboru zmianowania i rotacji, a następnie płodczmianu.

Przeważnie w praktyce stosuje się rotację: siedmiopolową na glebach dobrych, sześciopolową na glebach średnich, a pięciopolową na glebach słabych.

Na ogół uprawia się rośliny: (40—50%) obszaru, okopowe (20 — 30%), przemysłowe (0 — 10%) i pastewne (10 — 30%).

Przyjmując powyższe otrzymamy wielkości kompleksów uprawowych w gospodarstwach o różnej powierzchni użytków rolnych (tab. I) w oparciu o przeciętne ustosunkowanie się roli do innych podstawowych użytków rolnych, które w skali ogólnokrajowej przedstawiają się następująco: rola — 83%, łąki — 11% pastwiska 6%.

Powierzchnie kompleksów uprawowych pozwolą nam na obliczenie zbioru rocznego, który znów posłu-

%	Kompleksy uprawowe	obszar użytków rolnych w ha o średnich glebach					
		300	400	500	600	900	1000
50	Rośliny zbożowe	125	176	207	290	373	415
25	„ okopowe	62	88	104	145	187	207
5	„ przemysłowe	12	18	21	30	38	42
20	„ pastewne	50	70	83	116	149	166
100	Razem ornego	249	352	415	581	747	830

ży do wyznaczenia pojemności niektórych budynków. Przy posilkowaniu się przeciętną wydajnością z 1 ha otrzymamy następujące plony.

Roślina	Ziarno	Słoma	Pasza	Inne
	k w i n t a l e			
Zboża okopowe:	15—19	25—35		
ziemniaki				300
buraki			350—500	
marchew, brukiew			300—400	
przemysłowe	7	11—13		
pastewne na:				
ziarno	12			30
paszę				40
trawy łąkowe				30—90

Obsadę żywca na 100 ha użytków rolnych można założyć następująco:

	Kierunek gospodarczy			
	zbożowy		mieszany	
Stosunek ornego do użytków zielonych	5/1	4/1	5/1	4/1
bydła sztuk dorosłych	15—17	18—20	35—45	40—50
konie „ „	4—6		4—8	
drób „ „	100—150		50—100	
trzoda chlewna:			8—10	
maciory	3—5			
prosiąt lub warchlaki	25—35		30—60	
tuczniaki	25—35		40—60	
owce	10—20		17—20	

#### Przykłady obliczeń zbiorów i obsady żywca

##### A — kierunek zbożowy.

I — Gospodarstwo: 250 ha roli i 50 ha użytków zielonych.

	ziarno q	słoma q	pasza q	inne ton
150 ha zbożowych po 15 q z ha	2250	3750		
20 „ motylk. na ziarno po 12 q z ha	240		600	
25 „ motylk. na paszę po 40 q z ha			1000	
5 „ przemysł. po 7 q z ha	35	70		
50 „ okopowych po 300 q z ha				15

50 sztuk bydła dorosłego  
10 „ macior  
75 „ prosiąt (warchlaków)  
75 „ tuczniaków  
18 „ koni dorosłych  
30 „ owiec  
300 „ drobiu.

II — Gospodarstwo: 400 ha roli i 100 ha użytków zielonych.

Ziarno, słoma, pasza, inne.

	ziarno q	słoma q	pasza q	inne ton
240 ha zbożowych po 15 q z ha	3600	6000		
32 „ motylk. na ziarno po 12 q z ha	384		960	
40 „ motylk. na paszę po 40 q z ha			1600	
8 „ przemysł. po 7 q z ha	56	112		
80 „ okopowych po 300 q z ha				24

80 sztuk bydła dorosłego  
20 „ koni  
500 „ drobiu  
50 „ owiec  
16 „ macior  
120 „ tuczniaków  
120 „ prosiąt (warchlaków).

III — Gospodarstwo: 800 ha roli i 200 ha użytków zielonych.

	ziarno q	słoma q	pasza q	inne ton
480 ha zbożowych po 15 q z ha	7200	12000		
64 „ motylk. na ziarno po 12 q z ha	768		1920	
80 „ motylk. na paszę po 40 q z ha			3200	
16 „ przemysł. po 7 q z ha	112	224		
160 „ okopowych po 300 q z ha				48

200 sztuk bydła dorosłego  
60 „ koni  
200 „ owiec  
1000 — 1500 sztuk drobiu  
40 sztuk macior  
300 „ prosiąt (warchlaków)  
300 „ tuczniaków.

##### B. Kierunek mieszany.

I — Gospodarstwo: 250 ha roli i 50 ha użytków zielonych

	ziarno q	słoma q	pasza q	inne ton
50 ha koniczyn i mieszane po 40 q z ha			2000	
125 „ zbożowych po 17 q z ha	2125	3125		
12,5 ha motylk. po 12 q z ha	150		375	
62,5 „ okopowych po 400 q z ha				25,5

125 sztuk bydła dorosłego  
18 „ koni  
50 „ owiec  
250 „ drobiu  
25 „ macior  
125 „ warchlaków (prosiąt)  
125 „ tuczniaków.



**II – Gospodarstwo: 400 ha roli i 100 ha użytków zielonych.**

	ziarno b	słoma q	pasza q	inne ton
80 ha koniczyn i mieszane nek po 40 q z ha			3200	
200 „ zbożowych po 17 q z ha	3400	5000		
20 „ motylk. po 12 q z ha	240		600	
100 „ okopowych po 400 q z ha				40
200 sztuk dorosłych bydła				
30 „ koni				
80 „ owiec				
400 „ drobiu				
40 „ macior				
200 „ warchlaków (prosiąt)				
200 „ tuczników				

**III Gospodarstwo: 800 ha roli i 200 ha użytków zielonych**

	ziarno q	słoma q	pasza inne	inne ton
160 ha koniczyn i mieszane nek po 40 q z ha			6400	
400 „ zbożowych po 17 q z ha	6800	10000		
400 „ motylk. po 12 q z ha	480		1200	
200 „ okopowych po 400 q z ha				80
600 sztuk dorosłych bydła				
60 „ koni				
200 „ owiec				
800 „ drobiu				
100 „ macior				
600 „ warchlaków (prosiąt)				
600 „ tuczników				

**V Czynniki ustalające zabudowę ośrodka gospodarczego**

Ilość, jakość i wymiary budynków w ośrodku gospodarczym zależą głównie od:

- 1) obszaru spółdzielni produkcyjnej i jakości gleb,
- 2) stosunku użytków rolnych do siebie,
- 3) kierunku gospodarczego spółdzielni produkcyjnej,
- 4) typów budynków stosowanych w zabudowie ośrodka gospodarczego,
- 5) warunków zbytu i środków komunikacji,
- 6) stosunków klimatycznych,
- 7) obecności i rozmiaru przemysłu rolnego,
- 8) korzystania z usług POM-u.

Część tych czynników została już omówiona. Na ogół stwierdza się, że im większy obszar gospodarstwa, lepsze gleby, korzystniejszy rozkład użytków rolnych i intensywniejsze gospodarzenie, tym więcej potrzeba budynków różnego rodzaju. Czasem ilość budynków tego samego rodzaju wzrasta na skutek konieczności zachowania w zabudowie specjalnych warunków (np. 120 krów można pomieścić w jednej oborze, ale im mniej krów w oborze, tym lepsze warunki zdrowotne, np. obecnie przymuje się jako typowe obory na 40 krów).

Lepsze warunki zbytu i środki transportowe zapewniają szybsze usunięcie produktów z gospodarstwa, toteż przyczyniają się do zmniejszenia ilości budynków magazynowych.

Należy zwrócić uwagę, że im zabudowa ośrodka jest ekonomiczniejsza pod względem ilości i pojemności budynków, a w zupełności dostateczne dla gospodarstwa, tym mniej rozchodów na konserwację i utrzymanie budynków. Dlatego też należy unikać stawiania zbyt

kosztownych budynków, a szczególnie mało wykorzystanych.

**VI. Budynki inwentarza żywego**

Przy ustaleniu programu zabudowania należy zwrócić uwagę głównie na kierunek hodowli zwierząt.

W hodowli bydła rozróżniamy kierunki:

- 1) przychówkowo-mięsny, gdy dane gospodarstwo jest znaczenie oddalone od miasta lub mleczarni lub też stacji kolejowej (głównie produkty: cielęta, jałówki, chude krowy);
- 2) przychówkowo-mleczny, gdy dane gospodarstwo leży w pobliżu miasta lub mleczarni (główne produkty: mleko i poniekąd jałownik);
- 3) mleczno-wydojowy, gdy dane gospodarstwo ma bardzo dobre warunki dla zbytu mleka;
- 4) opasowy, gdy odstawa mleka jest niekorzystna, natomiast są dobre pastwiska lub znaczne możliwości taniej paszy;
- 5) zarodowy, gdy gleby gospodarstwa są dobre i bydło ma zapewnioną paszę na cały rok.

W zależności od wielkości gospodarstwa i kierunku gospodarczego cielęta, jałówki i krowy mogą być umieszczone razem lub odrębnie. Będziemy więc rozróżniać obory:

- 1) uniwersalne, gdy krowy, cielęta i jałówki znajdują się w jednym budynku;
  - 2) wydojową dla krów dojących i matek z cielętami do 3-ch miesięcy;
  - 3) wychowalnię uniwersalną — dla cieląt od 3-ch do 12 miesięcy i jałówek od 1-go roku do 2-ch lat;
  - 4) cielętnik — dla cieląt od 3-ch do 12-stu miesięcy;
  - 5) jałownik — dla jałówek od 1-go roku do 2-ch lat.
- Poza tym mogą być jeszcze obory: pastwiskowa, wydojowa podmiejska, górską dla produkcji gnojownicy, dla wół itp.

Obory są przeważnie wielorzędowe. Szerokość dwurzędowej wynosi co najmniej 9 m; 2 stanowiska po 2,2 m, 2 chodniki pasowe po 1,2 m, 1 chodnik gnojowy 1,6 m i 2 ściany po 0,3 m. Przeciętnie liczy się:

- 1,8 m<sup>2</sup> obory na cielę do 3-ch miesięcy,
- 2,2 m<sup>2</sup> „ „ „ od 3-ch do 6-ciu miesięcy,
- 2,6 m<sup>2</sup> „ „ „ od 6-ciu do 12-tu miesięcy,
- 4,7 m<sup>2</sup> „ „ „ od 12-tu do 18-tu miesięcy,
- 7,0 m<sup>2</sup> „ „ „ od 18-tu miesięcy i krowę.

Ponadto przewiduje się:

- 0,4 m<sup>2</sup> obory dla jednej krowy na paszarnię,
- 0,5 — 0,9 m<sup>2</sup> obory dla jednej krowy na porodówkę,
- ok. 10 m<sup>2</sup> na dyżurkę,
- ok. 10 m<sup>2</sup> na zlewnię mleka.

Przeważnie ok. 10 — 15% sztuk dorosłych bydła stanowi młodzież.

**Chlewnie rozróżniamy:**

- 1) uniwersalną — dla wszelkiego rodzaju trzody,
- 2) dla macior i prosiąt do 18 kg żywej wagi,
- 3) dla warchlaków od 13 kg do 30 kg żywej wagi,
- 4) dla tuczników.

Chlewnia uniwersalna powinna być podzielona na odpowiednie pomieszczenia dla: macior i prosiąt, warchlaków, tuczników. Ponadto winna mieć: izolatkę, dyżurkę i paszarnię.

Dla macior z prosiętami przewiduje się w chlewni klatki o pow. ok. 7 m<sup>2</sup>, mające trakt gnojowy pod ścianą, a trakt paszowy po środku chlewni. Klatka składa się z dwóch części, a mianowicie: legowisko-karmowej (suchej) i gnojowej (wilgotnej). Bezpośrednio z klatki jest wyjście na wybieg, który jest w części nasłoneczniony, a w części — zacieniony drzewami i krzakami. Poza tym jest wymagane dobre oświetlenie i ogrzewanie tego pomieszczenia.

Podobne wymogi są stawiane pomieszczeniom dla warchlaków. Przeciętnie dla warchlaka potrzeba ok. 4 — 5 m<sup>2</sup>.

Pomieszczenie tuczników stanowi odrębną część chlewni w której nie zależy na dobrym oświetleniu i wybiegach. Można więc projektować kilka rzędów klatek, a przeważnie dwa chodniki paszowo-gnojowe, obsługujące rzędy klatek. Przeciętnie dla tuczniaka potrzeba ok. 6 m<sup>2</sup>.

Izolotka stanowi pomieszczenie dla świń chorych lub podejrzanych o chorobę. Z tego względu powinna być pomieszczeniem zamkniętym (izolowanym od reszty chlewni), z odrębnym wyjściem. Powierzchnia ok. 12 — 15 m<sup>2</sup>. Dyżurka jak w oborze.

Zadaniem paszarni jest doraźne przechowywanie paszy i przygotowanie karmy. Powierzchnia ok. 40 — 50 m<sup>2</sup>. Przeważnie znajduje się ona na środku chlewni.

Z uwagi na niewykorzystywanie poddasza do przechowywania paszy, dach chlewni może być płaski.

Szerokość chlewni dwurzędowej — ok. 7,5 m.

Przeważnie liczy się na 100 ha roli od 10 do 70 świń (w zależności od kierunku gospodarczego i innych czynników), a na 100 świń przy systemie karmienia: ekstensywnym — jest 7 knurów, a wykarmia się: 700 pros. — 648 warch. — 17 braków; przechodnim — jest 6 knurów, a wykarmia się: 946 pros. — 1368 warchl. — 20 braków; intensywnym — jest 6 knurów, a wykarmia się: 1080 pros. — 486 warchl. — 25 braków.

#### Owczarnie

Buduje się je przeważnie na 200 — 300 owiec i o wymiarach (30,5 × 34,5) × 14 m. W większych gospodarstwach buduje się dla tryków odrębny budynek.

#### Kurniki i fermy drobiowe

Mniejsze ilości drobiu chowa się:

- 1) pisklęta — w wychowalniach i na wybiegach,
- 2) kury — w kurnikach i na wybiegach.

Dla 100 piskląt potrzeba: 3 m<sup>2</sup> wychowalni, 4 m<sup>2</sup> grzebniaku i 30 m<sup>2</sup> wybiegu.

Dla 100 kurcząt potrzeba 400 — 500 m<sup>2</sup> wybiegu.

Dla jednej kury nośnej potrzeba 0,72 m<sup>3</sup> powietrza, a po uwzględnieniu wydzielanych kalorii przez kurę: dla 30 kur potrzeba ok. 10 m<sup>2</sup> czyli kurn. 3,20 × 3,20 m  
 „ 100 „ „ „ „ „ „ 6,20 × 6,20 m  
 „ 150 „ „ „ „ „ „ „ 7,30 × 7,30 m  
 „ 200 „ „ „ „ 69 „ „ 8,30 × 8,30 m  
 „ 250 „ „ „ „ 85 „ „ 9,20 × 9,20 m  
 „ 300 „ „ „ „ 100 „ „ 10,00 × 10,00 m

Dla większej ilości kur nośnych potrzeba kilka kurników, a dla ponad 1000 kur hoduje się już specjalne formy. Przeciętnie dla 100 niosek potrzeba 400—800 m<sup>2</sup>

wybiegu. Gdy kury w zimę przebywają w kurniku, to należy projektować kurniki 2 razy większe.

Powierzchnie fermy oblicza się następująco:

K u r	1000	2000	3000
1) wychowalnie i wybiegi piskląt (połowa ilości kur)	400 m <sup>2</sup>	800 m <sup>2</sup>	1200 m <sup>2</sup>
2) wychowalnie i wybiegi kurcząt (połowa ilości kur)	2500 m <sup>2</sup>	5000 m <sup>2</sup>	7500 m <sup>2</sup>
3) kurki i wybiegi niosek	8000 m <sup>2</sup>	16000 m <sup>2</sup>	24000 m <sup>2</sup>
Razem	ok. 1 ha	2 ha	3 ha

#### Stajnie

Stajnie dla koni przewiduje się z hodowlą źrebiąt lub bez. Przeciętnie oblicza się, że źrebięta stanowią 15% (remont), a klacze ze źrebiętami — 20% ogółu koni.

Potrzebna jest powierzchnia stajni:

- ok. 5 m<sup>2</sup> — dla wałacha lub klaczy bez źrebięcia,
- „ 10 m<sup>2</sup> — dla klaczy ze źrebięciem lub kilku źrebiąt,
- „ 7 m<sup>2</sup> — na dyżurkę,
- „ 8 m<sup>2</sup> — na magazyn obroku,
- „ 2 m<sup>2</sup> — na wodopój,
- „ 25 m<sup>2</sup> — na przedsiónek.

Ponadto korytarz w stajni ma szerokość co najmniej 2,5 m. Pomnożony przez długość (szerokość stanowiska: konia — ok. 1,60 m, klaczy ze źrebięciem — ok. 3,30 m) da nam potrzebną powierzchnię pod ten korytarz.

Z reguły zabudowujemy ośrodek budynkami standardowymi. Poniżej podaję dane o takich budynkach inwentarza żywego.

Ponadto przyjmuje się u nas, że powierzchnia fermi drobiu towarowego na 2000 sztuk ma wynosić ok. 4 ha.

**Wybiegi.** Z częścią hodowlaną ośrodka wiążą się wybiegi. Powinny one znajdować się w bezpośredniej bliskości danych budynków, aby zwierzęta nie rozlażyły się po środku.

Dla cieląt, jałówek, źrebiąt, macior, prosiąt, warchlaków i jagniąt należy uprzystępnic wybiegi zielone (do spasaniania).

Wybiegi dla młodzieży należy projektować podłużne, a to w celu uprzystępnienia dużego ruchu.

L. p.	B u d y n e k	Polskie na r. 1951			Radzieckie		
		pojemn.	dług.	szer.	pojemn.	dług.	szer.
1.	Obora uniwersalna	40 szt.	37.20	10.40	—	—	—
2.	„ użytkowa	—	—	—	50 szt.	45.84	10.84
3.	Wychowalnia uniwers.	50 „	45.60	10.60	„	36.19	9.02
4.	Cieletnik	60 „	37.20	9.50	—	—	—
5.	Jałownik	60 „	45.60	1.00	—	—	—
6.	Chlewnia dla macior i prosiąt	5 macior i przych.	28.76	7.35	przych. i 10 macior	60.76	7.54
7.	Chlewnie dla warchl.	—	—	—	100 szt.	17.10	8.20
8.	Stajnie większe	48 szt.	64.00	12.00	40 „	45.62	10.72
9.	„ mniejsze	8 „	20.00	7.00	20 „	24.20	8.90
10.	Owczarnia	200 „	30.50	14.00	150 „	22.00	9.00
11.	„	300 „	35.40	14.00	—	—	—
12.	Kurnik	—	—	—	500 „	30.00	6.00
13.	Izolotka zwierzęca	4 szt.	15.00	7.00	4 „	14.06	6.29
Polskie z lat ubiegłych							
14.	Chlewnie dla macior	20 szt.	44.30	7.50			
15.	„ „	30 „	62.30	7.50			
16.	„ „ tuczników	100 „	40.00	8.00			

Wybiegi powinny mieć zapewnione dużo słońca oraz miejsca zacienione drzewami.

Przeciętnie liczy się dla:

dorosłej sztuki bydła	— 20 m <sup>2</sup> wybiegu
młodych bydłecy	— 18 — 25 m <sup>2</sup> wybiegu
konia	— 25 m <sup>2</sup> wybiegu
żrebaka	— 30 — 35 m <sup>2</sup> wybiegu
świni dorosłej	— 10 — 15 m <sup>2</sup> wybiegu
warchlaka	— 7 m <sup>2</sup> wybiegu
prosięcia	— 4 m <sup>2</sup> wybiegu
owcy	— 1 — 4 m <sup>2</sup> wybiegu

## VII. Urządzenia i budynki magazynowe

**Silosy.** Zapotrzebowanie na pasze silosowe jest w dużym stopniu zależne od rodzaju gleb: na glebach słabych jest ono mniejsze, niż na średnich i dobrych, gdyż jest więcej nierogacizny, która potrzebuje mniej kiszzonek. Ponadto obszary żyzniejsze mają więcej różnej masy zielonej. Można przyjąć, że na jedną sztukę bydła na glebach dobrych potrzeba rocznie ok. 26 q. kiszzonek, na średnich — 23 q., a na słabych — 20 q. Przeliczając obsadę żywca na sztuki dorosłe bydła, otrzymamy przeciętnie przy kierunku zbożowym na glebach: słabych — 50 sztuk dorosłego bydła, średnich ok. 60 sztuk, a na dobrych — ok. 65 sztuk. W zależności od obszaru otrzymamy przeciętne zapotrzebowanie na pasze silosowe:

Obszar w ha	300	400	500	600	800	1000
	Tony paszy silosowej					
Gleba dobra	510	680	850	1020	1360	1700
„ średnia	375	500	625	750	1000	1250
„ słaba	300	400	500	600	800	1000

Przeważnie przewiduje się: dla obszaru silosów  
do 400 ha 2  
od 400 do 700 ha 3,

o pojemności ok. 75 m<sup>3</sup>, czyli ok. 53 ton. Na większych obszarach projektuje się silosy wieżowe o pojemności ok. 75 ton.

Należy zaznaczyć, że przeważnie 1/2 paszy dołuje się.

**Gnojownie.** Z obsady żywca otrzymamy ilość nawozu wyprodukowanego przez rok, licząc na:

— krowę, trzymaną cały rok w oborze	— 120 q nawozu
— krowę, trzymaną w lecie na past.	— 75 q „
— woła opasowego	— 160 q „
— woła roboczego	— 90 q „
— konia	— 65 q „
— owcę	— 6 q „
— świnie	— 15 q „

Przeciętnie potrzeba:

na obszarze	nawozu
300 ha	8000 q
400 „	11000 „
500 „	15000 „
600 „	15000 „
800 „	20000 „
1000 „	25000 „, a to w zależności od

jakości gleby. Nawiasem zaznaczam, że na ogół przyjmuje się produkcję obornika za: b. słabą, gdy 1 szt. dorosł. bydła wypada na ponad 4,5 ha roli, słabą, gdy 1 szt. dorosł. bydła wypada na 3,5 — 4,5 ha roli, normalną, gdy 1 szt. dorosł. bydła wypada na 2,0 — 3,5 ha roli, silną, gdy 1 szt. dorosł. bydła wypada mniej niż 2 ha roli.

W zasadzie gnojownię opróżnia się 2 razy do roku, przeto jej pojemność może być na połowę wyprodukowanego nawozu. W gnojowni o szerokości 7 m mieścić się powinno 200 q nawozu w jednym m. b.

**Gnojownie** należy umieszczać w dostatecznej odległości od budynków inwentarskich, co najmniej 30 m

— gdy jest urządzona, a 50 m — gdy nieurządzona i od strony zawietrznej tych budynków, a na terenie niżej położonym. Kopce okopowych i doły kiszzonek mogą być urządzane na terenie ośrodka. Przeważnie w ośrodku kopcuje się ziemniaki konsumpcyjne i ok. 1/2 buraków pastewnych, reszta zaś okopowych jest albo odstawiana z pola do punktu skupu, albo też kopcowana na polu. Należy zauważyć, że obszar przeznaczony w środku pod kopce może być częściowo użytkowany na uprawę mieszanek pastewnych. Przyjmując, że na jeden kopiec lub dół potrzeba powierzchni ok. 25 — 30 m<sup>2</sup>, otrzymamy następujące potrzebne powierzchnie tych terenów:

Obszar gruntów w ha	300	400	600	1000
Pow. teren do kopc. w m <sup>2</sup>	2000— 4000	3900— 5000	4000— 8000	6000— 14000

**Skład lodu** należy projektować w sąsiedztwie obór i spichlerza, po przeciwnej stronie gnojowni. Przeważnie wymiary — 7 × 7 m.

**Stodołę** przewiduje się przeważnie dla 1/3 zbioru siana i zbożowych nasiennych. Zgodnie z tym założeniem jedna stodoła 2 — klepiskowa o pojemności ok. 2500 m<sup>3</sup> (wymiary: 35 × 12) wystarczy dla gospodarstwa do 400 ha, dwie — od 400 do 700 ha, a 2 — 3 takie stodoły — dla gospodarstw od 700 do 1000 ha.

**Spichlerz** mieści przeważnie 1/2 ziarna, tj. do siana i na obrocznik. Typowymi są 150, 300 i 500 — tonowe. W zależności od kierunku wielkości gospodarstwa buduje się jeden z wymienionych typów.

Mieszczą się w nim również różnego rodzaju maszyny do czyszczenia i bajcowania. Przeważnie buduje się spichlerze o następujących wymiarach:

150 ton	18 × 11 m,
300 „	26 × 15 m,
500 „	24 × 22 m,

**Składy nawozów mineralnych** napienia się 2 razy do roku. Nie przewiduje się ich dla nawozów wapiennych, gdyż takowe składa się bezpośrednio na nawożonym polu. Bez nawozów wapiennych przewiduje się przeważnie ok. 3 kg nawozów mineralnych na jeden ha roli. Przeważnie nie buduje się takiego składu, a nawozy lokuje się w innych chwilowo pustych budynkach.

**Szopy na wozy i narzędzia wraz z kuźnią** (pod jednym dachem) przewiduje się przeważnie w gospodarstwach mniejszych (do 500 ha). Jej szerokość wynosi przeważnie 6 m, a długość liczy się po 5 m b. na 2 konie.

**Odrębną szopę na narzędzia wraz z kuźnią** — przeważnie o szerokości 6 m i długości po 3,6 m b. na parę koni oraz odrębną wozownię o tej samej szerokości i o długości po 2,2 m b. na parę koni projektuje się w większych gospodarstwach.

Gdy przewiduje się większe budownictwo w spółdzielni, to przeważnie w ośrodku urządza się skład materiałów budowlanych.

## VIII. Specjalne urządzenia i budynki

**Budynek administracyjny** jest niewielki, gdyż służy tylko do załatwiania spraw związanych z ośrodkiem. W jego skład może wchodzić: mała kancelaria, portiernia i mały składzik.

**Garaż oraz skład materiałów pędnych i smarów** powinny być ze względów przeciw-pożarowych w znacznej odległości od innych budynków i urządzeń oraz izolowane zielenią. Przeważnie przewiduje się na garaż budynek o wymiarach ok. 12 × 8 m, a zaś na skład materiałów pędnych (różnego rodzaju) — ok. 4 × 3 m (budynek taki może pomieścić ok. 2 t różnego rodzaju materiałów pędnych).

**Remizę straży pożarnej** projektuje się przeważnie w podwórzku obsługi technicznej, jeśli nie ma takiej w pobliżu. Przeważnie o wymiarze 6 × 6 m.

**Pomieszczeń dla traktorów i większych maszyn rolniczych** nie projektuje się, gdyż obsługuje nimi spółdzielnia POM, w którego promieniu obsługi dana spółdzielnia znajduje się. Najwyżej, w okresie pracy POM-u w spółdzielni, urządza się prowizorycznie te pomieszczenia, jak i ew. większy skład materiałów pędnych.

**Waga wozowa** jest nieodzownie potrzebna. Przeważnie lokuje się ją koło spichlerza. Wymiary na ogół —  $2 \times 3$  m. Powinna posiadać dogodny dojazd dla wozów i samochodów.

**Sterty, brogi itp.** lokuje się na ogół poza ośrodkiem tak, aby panujące wiatry nie wiały na nie z ośrodka.

**Dla młocki** buduje się przeważnie szopę ( $48 \times 10$  m), w odległości co najmniej 100 m od innych budynków. Czasem urządza się odkryty plac.

**Urządzenia wodne** muszą być dostateczne, gdyż są one niezmiernej wagi dla ośrodka. Powinny one zapewnić dostateczną ilość odpowiedniej wody, a zaś

urządzenia melioracyjne — odpowiednie odprowadzenie wód ściekowych, gdy wodę otrzymuje się ze studni, wtedy należy zaprojektować odrębną studnię dla krów.

**Budynki przemysłowe** buduje się na podstawie specjalnych projektów.

#### LITERATURA:

Architektura i stroitelstwo, kolchoznej proizwoitstwo. Socjalisticheskoje sielskoje choziajstwo. Sielchozmaszina. Instruktor budownictwa wiejskiego. Spółdzielnia produkcyjna. Projekty wzorów lokalizacji budynków w ośrodku gospodarczym — opracowane przez C.B.P.B.W. Janikowski T. — Zasady organizacji gospodarstw małych. Turska Z. i Witkiewicz R. — Wieś spółdzielcza. Woźniak S. — Projektowanie ośrodka gospodarczego (maszynopis). Majewski H. — Planowanie osiedli wiejskich w Polsce (maszynopis).

## POSTĘP TECHNICZNY I ORGANIZACYJNY

### Nowe koncepcje w metodzie triangulacji radialnej

Mgr inż. Stanisław Dmochowski

Triangulacja radialna stanowi do dziś dość poważny etap w procesie technologicznym fotomapy. Teren naszego kraju w przeważającym procencie stanowi z lekka pofalowaną równinę, praktycznie w mniejszych rozważaniach przyjąć ją można za płaszczyzną poziomą. W związku z tym, jesteśmy w tym szczęśliwym położeniu, w stosunku do innych górzystych krajów, że możemy stosować opracowanie fotomapowe na większości naszych terenów zamiast stosowania opracowania autogrametrycznego — dużo kosztowniejszego i bardziej pracochłonnego. Powodzenie opracowania fotomapowego, jak powyżej wspomniano zależy od falistości terenu opracowywanego — tereny silnie faliste nie nadają się do opracowania fotomapowego, tereny mało faliste — nadają się do tego rodzaju opracowania. Z drugiej strony, o możliwościach zastosowania takiego czy innego opracowania będzie decydowała dokładność jaką chcemy ostatecznie osiągnąć, tj. jaka dokładność będzie wymagana od ostatecznego planu czy mapy, a ta powinna być związana z celem jakimemu ma służyć.

Poza wymienionymi na wstępie okolicznościami powodzenie zastosowania opracowania fotomapowego zależy od metody opracowania, czyli od procesu technologicznego. Mając na myśli opracowanie fotomapy możemy mieć na uwadze dwa jej procesy technologiczne: pierwszy, polega na pomiarze w terenie pełnej osnowy geodezyjnej (fotogrametrycznej), która by mogła posłużyć wyznacznie w całości do przetworzenia i zmontowania pojedynczych zdjęć lotniczych w fotoplan czy fotomapę, drugi — polega na pomiarze w terenie dość rzadkiej osnowy geodezyjnej, która musi być zagęszczona metodą kameralną do tego stopnia, aby osnowa ta (tzw. osnowa kameralna) mogła również posłużyć do przetworzenia i zmontowania każdego zdjęcia lotniczego w fotoplan czy fotomapę. Drugi ten proces technologiczny, wymaga stosowania metody triangulacji radialnej. Między tymi dwoma procesami technologicznymi istnieje poważna różnica, wyrażająca się znowu w kosztach, pracochłonności i dokładności.

Porównując oba ostatnie procesy technologiczne fotomapy należy podkreślić, że proces pierwszy jest dużo kosztowniejszy, bardziej pracochłonny, a wyniki dokładniejsze. I tu znowu o wyborze odpowiedniego procesu decydować będzie wymagana dokładność, która powinna być związana z celem jakimemu ma służyć. Technicznym i ostatecznym elementem różnicującym oba procesy technologiczne jest dokładność obu opracowań. Niestety, do tej pory o dokładnościach rzeczywistych powiedzieć można niewiele, chociaż

istnieją już od niedawna warunki techniczne, którym powinny odpowiadać opracowania fotomapowe. Logiczną jest rzeczą, że wyniki bezpośrednie będą zawsze lepsze od pośrednich, a taki właśnie stosunek zachodzi między pierwszym a drugim procesem technologicznym fotomapy. Badanie dokładności opracowań fotogrametrycznych będzie dopiero możliwe o ile zostanie założony w terenie odpowiedni poligon doświadczalny, posiadający dokładną sieć punktów geodezyjnych o znanych trzech współrzędnych. Teren ten byłby fotografowany i opracowywany fotogrametrycznie przez zastosowanie tej metody, która badaniu byłaby poddana. Wszelkie inne sposoby ustalania dokładności takiego czy innego opracowania nie będą sposobami dokładnymi (a czasem i dobrymi) o ile będziemy chcieli porównać metody o mało różniących się dokładnościach.

Triangulacja radialna może mieć kilka odmian. Najpoważniejszą będzie triangulacja radialna oparta na obserwacjach na triangulatorze radialnym, przeliczanych przy użyciu rachunku geodezyjnego, tj. przez zastosowanie odpowiednich wzorów matematycznych i wyrównań. Na drugim krańcu tych odmian będzie triangulacja radialna graficzna — cechą jej będzie brak jakichkolwiek obliczeń. Między jednym a drugim krańcem może sobie wyobrazić sporo odmian pośrednich, różniących się pracochłonnością i dokładnością wyników. Różnice te można by było zbadać i tak: pracochłonność na drodze kameralnej przez dokładną i wnikliwą analizę, a dokładność przy użyciu wyżej opisanego poligonu geodezyjnego — doświadczalnego.

Wszystkie odmiany triangulacji radialnej opierają się na teoretycznym punkcie, wykazującym istnienie jednego punktu (przy zdjęciu pochylonym), tzw. izocentrum, w którym mierzone kąty na punkty sąsiednie nie są zniekształcone, tzn. są takie jak mierzone w terenie na punkcie mu odpowiadającym. W praktyce ustalenie owego izocentrum jest nieosiągalne i dlatego też istnieje triangulacja radialna w oparciu o punkty główne, obok triangulacji radialnej w oparciu o punkty nadirowe. W obu tych ostatnich wypadkach trzeba podkreślić, że kąty w tych punktach mierzone nie odpowiadają kątom rzeczywistym w terenie. Punkt główny może być na zdjęciu jednoznacznie określony, punkt nadirowy — nie, podobnie jak izocentrum. Fakt niemożności określenia położenia punktu izocentrycznego wprowadza do wyników takiej czy innej triangulacji radialnej pewien błąd, tkwiący w różnicy między kątem rzeczywistym a mierzonym na zdjęciu. Błąd ten (różnica) jest tym większy im zdjęcie jest bardziej wychylone od poziomu. Zdjęcie dokładnie

pionowe (zawsze należy mieć na myśli oś optyczną kamery lotniczej, zdjęcie pionowe odpowiada osi pionowej) jest zdjęciem na całej powierzchni wiernokątnym. Możliwość wykonywania zdjęć dokładnie pionowych lub prawie pionowych będzie wielkim „kamieniem milowym” na drodze do udoskonalenia metod fotogrametrycznych. Faktyczna trudność określenia położenia punktu izocentrycznego teoretycznie przekreśla stosowanie metody triangulacji radialnej, praktycznie jednak metoda ta jest stosowana z dużym powodzeniem mimo występowania tej okoliczności. Jest to uzasadnione tym, że przy małych pochyleniach osi kamery nie przekraczających 3-ch gradów, kąty mierzone na punktach, znajdujących się w bliskiej okolicy punktu głównego, ulegają małym zniekształceniom. Zniekształcenia te są zależne nie tylko od pochylenia zdjęcia lotniczego, ale zależą również od wielkości kąta mierzonego oraz od różnicy wysokości położenia punktu mierzonego w stosunku do płaszczyzny poziomej a przechodzącej przez nadir zdjęcia. W przeciętnych naszych warunkach błąd ten sięgać może około 3-ch cgr na kąt o wielkości 50 gradów. Celem pełniejszego przedstawienia zachodzących zniekształceń na zdjęciu rozwiązane zostało zadanie następującej treści: jakiemu zniekształceniu ulegnie kwadrat o boku 50 mm (500 m w skali 1:10000) położony w środku zdjęcia, a odfotografowany kamerą o obiektywie wolnym od zniekształceń o ogniskowej  $f = 210$  mm i kącie pochylenia osi kamery  $= 2,5$  grada? — ponadto pochylenia dokonano wzdłuż boku kwadratu. W wyniku rozwiązania otrzymano trapez równoramienny o bokach podstawy: 49,76 mm i 50,24 mm oraz wysokość trapezu — 49,95 mm, stanowi to odchylenia od kwadratu danego o 0,24 mm i 0,005 mm. Charakterystycznym tu jest to, że bok wzdłuż którego wychylenia dokonano, najmniej się zniekształcił.

Metoda triangulacji radialnej stosowana obecnie przy opracowywaniu fotomap opiera się na pomiarze kątów na punktach głównych przy użyciu triangulatorów radialnych, a następnie wyniki obserwacji są przeliczane przy wykorzystywaniu wzorów matematycznych i wyrównywane kolejnymi, po sobie następującymi etapami. Wszystkie zdjęcia (szeregi zdjęć), kryjące dany obszar są obserwowane i liczone, daje to możliwość porównywania wyników współrzędnych wspólnych punktów dla sąsiadujących ze sobą szeregów zdjęć lotniczych. Punktów tych, tzw. „wspólnych” wybiera się możliwie jak najwięcej, tj. jeden na jedną parę sąsiadujących ze sobą zdjęć lotniczych. Rysunek niżej załączony przedstawia właśnie taki układ.

Rysunek ten przedstawia dwa sąsiednie szeregi zdjęć: szereg „n” i (n+1), zawierające 7 ponumerowanych wspólnych punktów, przypadających po jednym punkcie na każde zdjęcie szeregu „n”. Każdy szereg, a raczej odcinek szeregu rozpoczyna się i kończy grupą fotopunktów (fotopunkty przed swoimi numerami mają literkę „f”) i stanowią podkład geodezyjny, pomierzony w terenie. Przeliczenie triangulacji radialnej obecnie rozpoczyna się od rozwiązania grup fotopunktów, każdej niezależnie. W wyniku tego rozwiązania otrzymujemy długość i azymut boku bazowego

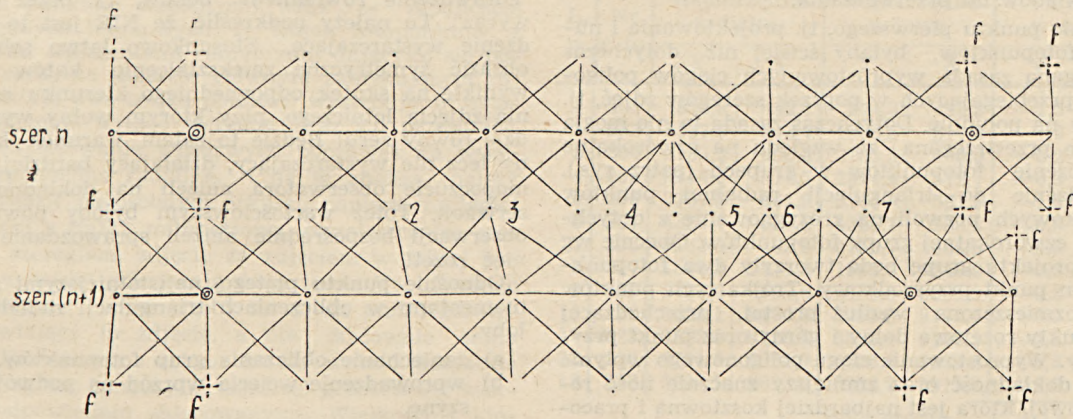
(na rys. grubiej podkreślony) oraz współrzędną  $y$  i  $x$  jednego z punktów głównych (na rys. oznaczony podwójnym kółkiem). Drugą czynnością jest obliczenie wszystkich potrzebnych długości boków łańcucha rozet, znajdujących się pomiędzy obliczonymi grupami fotopunktów oraz obliczenie wszystkich azymutów tychże boków. Obliczenia przebiegają w kierunku z lewa na prawo — od grupy do grupy. Porównanie długości i azymutu boku bazowego, obliczonego z grupy fotopunktów oraz obliczonego w oparciu o grupę poprzednią i łańcuch rozet łączący te grupy, otrzymujemy poprawkę na długość i poprawkę na azymut tego boku bazowego i boków poprzednich. Trzecią czynnością jest obliczenie współrzędnych ciągu bazowego w oparciu o lewą (poprzednią) grupę i porównanie współrzędnych punktu E (patrz rys.) obliczonych z grupy fotopunktów oraz obliczonych w oparciu o grupę poprzednią i łańcuch rozet łączący te grupy. Porównanie to daje poprawkę na współrzędne tego punktu B oraz poprawki na współrzędne punktów pośrednich tego odcinka ciągu bazowego. Czwartą czynnością jest obliczenie współrzędnych punktów pozostałych, zwanych radialnymi. Będą to punkty wierzchołkowe rozet (górny i dolny) oraz punkty wcięte, jak np. punkty 4 i 5 w szeregu n-tym lub punkty 6 i 7 w szeregu n+1. Wielka staranność i rozpracowanie tej metody obliczenia i wyrównania niestety nie mogła zagwarantować zgodnych wyników na punktach wspólnych. Różnice we współrzędnych tych punktów dochodzą do 6-ciu metrów i czasami więcej, a przeciętnie różnią się o 3 metry. Różnice te na punktach wspólnych to zapowiedź mniejszych lub większych kłopotów występujących przy montażu fotomapy. Mówiąc językiem przetwarzania i montażu triangulacja radialna powinna spełniać dwa warunki: przetwarzania i montażu, tzn. dawać takie współrzędne aby każde zdjęcie mogło być dobrze przetworzone i zmontowane w fotomape.

Ten drugi warunek dość często nie jest spełniany i przechodzi cały swym ciężarem na pracownię montażu, gdzie muszą być przedsiębrane różne środki zaradcze. Jest to oczywiście zjawisko niewłaściwe.

Tak się przedstawia stan obecny. Stanu tego nie można byłoby uznać za trwały a tym więcej w okresie stałego doskonalenia i usprawniania metod i narzędzi pracy. Niepewnym i kłopotliwym miejscem w dotychczasowej technice obliczeń triangulacji radialnej jest sprawa rozwiązywania grup fotopunktów. Te dwie okoliczności wyżej wymienione, były przyczyną powstania projektu częściowej reorganizacji procesu produkcyjnego fotomapy.

Całe zadanie postawiono na nowo: usprawnić w tych miejscach gdzie można oraz osiągnąć warunek montażu przez triangulację radialną.

Nowym kluczowym zagadnieniem było wprowadzenie pojęcia punktu „przyśrodkowego” obok punktu głównego. Jak już wyżej przedstawiono nie jest metodą doskonałą triangulacja radialna, a zatem wprowadzenie do niej pojęcia punktu przyśrodkowego nie powinno jej zaszkodzić gdy chodzi o dokładność wyników, a można natomiast twierdzić, że usprawni pracę obliczeniową.



Punktem przyśrodkowym może być każdy punkt w okolicy punktu głównego, znajdujący się w obrębie okręgu koła zatoczonego promieniem równym 5 mm z punktu głównego danego zdjęcia. Obszar ten, przy dużym bogactwie szczegółów, będzie zawierał sporo punktów odfotografowanych, które można będzie uważać za punkty foto w rozumieniu dotychczasowych fotopunktów. Punkty takie mogą być domierzane bezpośrednio w terenie, a pomiar kątów na zdjęciu lotniczym przeprowadzany przy użyciu triangulatora radialnego, byłby dokonywany na tychże punktach zamiast dotychczasowego punktu głównego. Uprości to sprawę o tyle, że zbędne będzie rozwiązywanie grup fotopunktów. W celu pomierzenia kątów na takim zdjęciu, negatyw tego zdjęcia będzie centrowany na środek obrotu tarczy triangulatora radialnego. Tu należy przypomnieć, że środki zdjęć są zawsze czytelniejsze (ostrzejsze) od brzegów zdjęć i nie zawierają tych zniekształceń co punkty brzeżne a to na skutek przerysowania obiektywu i przerzutowania spowodowanego różnicą wysokości punktu brzeżnego w stosunku do nadiru zdjęcia.

W przypadku, gdy w obrębie wspomnianego wyżej okręgu koła, nie mamy żadnego punktu odfotografowanego, to możemy obrać jako punkt przyśrodkowy sam punkt główny i współrzędne tego punktu wyznaczyć metodą kombinowaną, polegającą na zidentyfikowaniu i pomiarze w terenie boku poligonu, położonego w obrębie kwadratu (500 × 500 metrów dla skali zdjęć 1 : 10000 i  $f = 210$  mm) o którym była mowa na początku tego artykułu. Następnie, kameralnie, ze zdjęcia lotniczego metodą rzędnych i odciętych odczytanie odpowiednich długości, wprowadzenie poprawek za skalą zdjęcia i obliczenie współrzędnych punktu głównego. Oba wspomniane wypadki wyczerpują zagadnienie wyznaczenia współrzędnych punktu przyśrodkowego, a zatem pozwalają na opuszczenie rozwiązywania grup fotopunktów, gdy chodzi o same współrzędne. Pozostaje sprawa długości boku i azymutu — lecz zagadnienie to całkowicie odpada, jak wykaże to dalszy ciąg tego artykułu.

Wprowadzenie koncepcji punktu przyśrodkowego w pojęciu opisanym, jest punktem wyjścia do dalszych reorganizacji całego procesu produkcyjnego fotomapy.

W celu przedstawienia chociaż pobieżnego wszystkich zmian w procesie produkcyjnym fotomapy, podaję ich wykaz w porządku kolejnym przebiegu tego procesu; zmiany dotyczą:

- 1) projektowania i numeracji fotopunktów,
- 2) pomiaru w terenie punktów przyśrodkowych, obok dawnych fotopunktów w liczbie o połowę zmniejszonych,
- 3) projektowania i numeracji punktów radialnych,
- 4) obserwacji na triangulatorze radialnym w oparciu o punkty przyśrodkowe obok dotychczasowych punktów głównych,
- 5) obliczeń, których osobliwym momentem byłoby zaniechanie liczenia grup fotopunktów i wprowadzenie wcięcia wprzód na podwójną maszynę,
- 6) wykazu współrzędnych w układzie rozetowym,
- 7) zaniechanie posługiwania się odbitkami zdjęć lotniczych przy nanoszeniu na koordynatografie podkładów do przetwarzania.

Odnosnie punktu pierwszego, tj. projektowania i numeracji fotopunktów, byłaby ściślej niż dotychczas przestrzegana zasada wyprostowanych ciągów poligonowych, przebiegających w poprzek szeregów zdjęć, tj. z północy na południe. Dotychczas zasada ta nie mogła być ściśle przestrzegana ze względu na czworokątne rozmieszczenie fotopunktów w grupach (patrz rys.). Wprowadzenie do triangulacji radialnej punktów przyśrodkowych pozwoli na zrezygnowanie z dotychczasowej czworokątnej grupy fotopunktów. Obecnie wg nowego projektu grupę będą tworzyły dwa fotopunkty i jeden punkt przyśrodkowy. Trójka tych punktów będzie rozmieszczona wzdłuż prostej, przechodzącej przez punkty rozetowe dolny i górny oraz punkt przyśrodkowy. Wyprostowanie ciągu poligonowego wpłynie na jego dokładność oraz zmniejszy znacznie ilość roboty polowej, która jest najbardziej kosztowną i praco-

chłonną w tym procesie produkcyjnym. Odstępy ciągów poligonowych sięgałyby jak dotychczas 7 km. Zasadę numeracji fotopunktów najlepiej omówić w punkcie trzecim łącznie z numeracją punktów radialnych.

Odnosnie punktu drugiego, tj. pomiaru w terenie — został już omówiony w dwóch miejscach niniejszego artykułu. Polecenia godnym byłby sposób pomiaru długości optyczny.

Odnosnie punktu trzeciego, tj. projektowania i numeracji punktów radialnych należy przestrzegać zasady szczególnie starannego wybierania punktów wspólnych między szeregami, a to w celu: a) natychmiastowego i bezpośredniego sprawdzenia dobroci współrzędnych punktów podkładu geodezyjnego (fotopunktów) oraz b) umożliwienia przeprowadzenia wyrównania zespołowego szeregów, dającego konieczny warunek dobrego montażu fotomap. Pierwszy punkt wspólny radialny między szeregami powinien znajdować się w takim położeniu aby mógł być wcięty z tej samej bazy co i fotopunkt. Pozwoli to na wykrycie ewentualnych błędów nawet w ciągu poligonowych.

Numerację punktów należy przeprowadzać wg następującej zasady: punkty otrzymują numer zdjęcia lotniczego, na którym się znajdują, przy tym jeszcze należy pamiętać, że tylko prawa strona zdjęcia, przy zorientowaniu jego na północ, posiada ten numer, lewa — numer zdjęcia lewego (zachodniego), a podnawo każdy punkt otrzymuje jedną z czterech liter „a“, „b“, „c“, lub „d“ również zależnie od jego położenia na zdjęciu. Bardziej szczegółowe opisywanie numeracji punktów jest zasadniczo mało tu ciekawe należy jednak podkreślić, że numeracji wg tych zasad nie należy stosować w oderwaniu od opracowanych schematów rachunkowych, używanych przez triangulację radialną. Zasada projektowanej numeracji łączy się ściśle z celem, któremu ma służyć a ideałem, oczywiście nieosiągalnym, byłoby całkowite opuszczenie numeracji, która w danym przypadku jest tylko „ziem“ koniecznym. Przeciętny wykaz współrzędnych jest wykazem ewidencyjnym, natomiast wykaz proponowany tu jest wykazem współrzędnych roboczym.

Odnosnie punktu czwartego, obserwacje na triangulatorze radialnym powinno poprzedzić staranne nakłucie na negatywach tych punktów głównych, które mają swoje współrzędne polowe, tj. które zostały potraktowane jako punkty przyśrodkowe. Punktów przyśrodkowych, charakterystycznych, nakłuczać nie należy, gdyż centrowanie ich na środek obrotu tarczy triangulatora radialnego jest dokładniejsze. Przeniesienie z odbitki na negatyw punktu niecharakterystycznego może się odbywać przez dokładne skontaktowanie odbitki stykowej z negatywem na stole do przeswietlan. W wyniku skontaktowania otrzymujemy jednolitą barwę, bez widocznych konturów rysunku, a natomiast świecić będzie tylko punkt przekłuty na odbitce, który łatwo przy użyciu lupy delikatnie przekłuć na negatyw. Dokładność przeniesienia takiego punktu wynosi poniżej  $\pm 0,10$  mm, centrowania — poniżej  $\pm 0,05$  mm. Przeprowadzanie samych obserwacji — jak dotychczas. Staranność obserwacji jest kluczem do powodzenia całej pracy. Osobliwym momentem przy obserwacjach jest ich sprawdzenie równaniem boków, tj. przez „wolny wyraz“. Tu należy podkreślić, że NIE jest to sprawdzenie wystarczające. Stosunkowo łatwo sobie wyobrazić symetryczne zniekształcenie kątów rozety, wynikiem na skutek odpowiedniego kierunku nachylenia zdjęcia lotniczego, przy którym wolny wyraz będzie równy zeru! Będzie to zatem warunek konieczny lecz nie wystarczający, działający bardziej na samopoczucie obserwatora aniżeli na dokładność obserwacji. Toteż wartościowszym byłoby powtórzenie obserwacji bezpośrednio aniżeli sprawozdanie zamknięć rozet!

Odnosnie punktu piątego, najistotniejszymi nowymi momentami w obliczeniach triangulacji radialnej byłoby:

- a) zaniechanie obliczania grup fotopunktów,
- b) wprowadzenie wcięcia wprzód na podwójną maszynę,

- c) wprowadzenie dwóch kierunków liczenia, tj. od punktów oparcia do środka odcinka,
- d) zastosowanie odpowiednich tablic poprawek na współrzędne punktów radialnych,
- e) wprowadzenie zespołowego wyrównania szeregów, uwzględniającego warunek montażu fotomap.

Cechą istotną nowych zmian na odcinku obliczeń jest przeprowadzenie wszystkich obliczeń od razu w skali rzeczywistej. Skalę tę w dotychczasowym systemie obliczeń dawały rozwiązywane grupy fotopunktów, w nowej koncepcji skalę otrzymujemy bezpośrednio wraz ze współrzędnymi podkładu polowego. Punkt przyśrodkowy w połączeniu z fotopunktem daje bazę, z której mając dwa kąty na punkt wcinany można obliczyć współrzędne tego punktu, korzystając z maszyny podwójnej. Czynność ta jest prostszą w porównaniu do obliczeń dzisiejszych, które wymagają większych wiadomości fachowych w postaci: azymutów, przyrządów, umiejętności rozwiązywania trójkątów przy użyciu wzorów trygonometrycznych itp. Nauczenie kogokolwiek wykonywania wcięcia wprzód na podwójnej maszynie, można dokonać w czasie bezkonkurencyjnie krótszym, aniżeli nauczanie obliczeń dziś stosowanych w triangulacji radialnej. Odpowiednie druki wraz z szablonami do liczenia wcięć czynią sposób ten całkowicie mechaniczny. Sposób ten daje jednocześnie największą gwarancję bezbłędnych współrzędnych punktów rozetowych. Minusem tego sposobu w obecnych warunkach jest konieczność posiadania maszyny podwójnej do liczenia.

Wprowadzenie dwóch kierunków liczenia musi dać mniejsze rozbieżności na współrzędnych punktów radialnych środka odcinka. Różnice te to jedyne poprawki, zastępujące dzisiejsze poprawki za długości boków, azymuty i współrzędne. Stosowanie dwóch kierunków liczenia dzieli odcinek (tj. łańcuch rozet od grupy do grupy fotopunktów) na dwie niezależne części, każda oparta o swoją grupę fotopunktów. Niezależność ta może być wykorzystana przy ocenie błędów półodcinków wchodzących w skład trzech sąsiednich szeregów zdjęć.

W celu jak największego zmechanizowania obliczeń, przy uwzględnianiu jedynych, wyżej wspomnianych poprawek, mogą być zastosowane odpowiednie tablice poprawek na współrzędne punktów radialnych. Tablice te są w opracowaniu.

Wprowadzenie do obliczeń wyrównania zespołowego szeregów, jak już wspomniano poprzednio, uznane zostało za konieczność i stało się celem głównym nowych projektów. Wyrównanie zespołowe szeregów w pojęciu rachunku wyrównania wg metody najmniejszych kwadratów, było rzeczą nie do przyjęcia ze względu na olbrzymią sieć łańcuchów rozet, byłoby to przedsięwzięcie gigantyczne ze względu na ilość równań normalnych, a ponadto byłoby nie opłacające się w czasie i osiągniętej dokładności. Tu pod pojęciem zespołowego wyrównania rozumie się: a) analizę rozmieszczenia błędów (przeważnie różnic współrzędnych punktów wspólnych) wraz ze zgodnością współrzędnych terenowych, tj. trójek fotopunktów, z pierwszymi obliczeniami radialnymi, dającymi się porównać zaraz na punkcie głównym zamykającym rozetę, w której owa trójka punktów występuje, b) ustalenie systemów wygięć szeregów oraz ich przesunięć, i c) zaprojektowanie właściwych poprawek na **wszystkie** współrzędne radialne. Całą tę analizę należy przeprowadzić na osobnym arkuszu papieru, najlepiej na arkuszu z siatką milimetrową, rozmieszczając szereg pod szeregiem, zdjęcie za zdjęciem w takiej kolejności w jakiej pokrywają dany teren. Tu używając słowa „zdjęcie“ mieć trzeba na myśli punkt główny przedstawiający to zdjęcie, a nie dosłownie samo zdjęcie. Następnie na arkuszu należy wnieść wszystkie punkty wspólne a odchyłki (różnice) przedstawić wektorami odpowiednio skierowanymi. Wielkości i kie-

runki tych wektorów wykażą obrazowo „szczeliny“ lub „zakładki“ szeregów. Jeżeli do tego obrazu dodamy jeszcze uwagi o zgodnościach trójek fotopunktów, to będziemy mogli ustalić właściwsze poprawki na współrzędne wszystkich punktów radialnych.

Tak przedstawiałyby się w skrócie wszystkie zmiany, dotyczące nowego procesu technologicznego fotomapy. Dotychczas praktycznie osiągnięte wyniki świadczą wymownie o słuszności wprowadzenia projektów tych do produkcji.

Na zakończenie można przedstawić parę wyników cyfrowych, odnoszących się do dokładności wyznaczenia współrzędnych punktów głównych, otrzymanych metodą rzędnych i odciętych z dwóch niezależnych sąsiednich boków poligону:

Nr p-tu głównego	z pierwszego boku		z drugiego boku		Różnice w metrach	
	Y	X	Y	X		
7935	1648,1	4417,6	1648,4	4418,8	0,3	1,2
7885	7293,9	1797,6	7292,5	1798,5	1,4	0,9
5385	6298,1	6060,4	6295,3	6060,6	2,8	0,2
5473	6355,8	3098,0	6354,9	3096,2	0,9	1,8
5559	1944,9	2095,2	1947,6	2094,7	2,7	0,5
błąd średni					±1,9	±1,1

Uwaga: skala zdjęć lotniczych 1:10000.

Możliwość wyznaczenia dwukrotnego współrzędnych takich punktów daje prawie całkowitą gwarancję dobrotę współrzędnych oraz lokalnie sprawdza robotę połową. Szczególnie korzystnie będzie dla wyznaczenia współrzędnych takich punktów, gdy oba boki z których bierze się domiary będą w stosunku do siebie pod kątem prostym.

Pierwszą próbę przeliczenia odcinka przeprowadzono na obiekcie o pełnym podkładzie geodezyjnym. Na obiekcie tym miała być wykonana fotomapa w oparciu wyłącznie o podkład połowy. Do dyspozycji tej próby były fotopunkty w miejscach punktów radialnych. Fotopunkty te użyto do kontroli. Odcinek oparto wyłącznie na parach punktów głównych o znanych współrzędnych połowych. Odcinek składał się z 6-ciu rozet, a zatem należał do odcinków krótkich, w każdym razie co do swej długości to może być zaliczony do półodcinków normalnych, toteż różnice otrzymane z bezpośredniego przeliczenia prawej pary punktów głównych (odległej od lewej pary o blisko 4 km) a współrzędnymi połowymi tychże punktów dają obraz wygięcia odcinka przed jego wyrównaniem. W opisywanym przypadku różnice te były: na punkcie... było +4,8 i +2,9 a na punkcie... było +3,6 i +4,3 metra, przy zdjęciach w skali 1:10000. Porównanie punktów radialnych z fotopunktami dało wyniki:

L. p.	Nr p-tu	Współrzędne radialne		Współrzędne połowe		Różnice w metrach	
		Y	X	Y	X	v	v
1	202	872,8	492,1	874,3	493,8	-1,5	-1,6
2	203	1587,3	513,7	1588,3	514,8	-1,0	-1,1
3	204	2185,3	406,8	2185,5	408,5	-0,2	-1,7
4	205	2914,6	511,7	2914,9	512,7	-0,3	-1,0
5	206	3767,3	661,9	3768,9	661,8	-1,6	+0,1
6	207	4326,7	585,6	4326,7	583,2	0,0	+2,4
7	208	5162,4	489,8	5162,1	488,5	+0,3	+1,3
8	217	1568,8	924,8	1569,0	924,9	-0,2	+0,9
9	219	2428,6	950,6	2428,9	950,2	-0,3	+1,4
10	221	3096,1	9174,2	3097,0	9172,0	-0,9	+2,2
11	223	3583,0	9128,4	3583,6	9126,1	-0,6	+2,3
12	226	4701,3	8934,9	4706,6	8935,2	-5,3	-0,3
13	227	5207,1	9013,8	5213,7	9015,3	-6,6	-1,5
błąd średni					±2,4	±1,6	

# Przykłady przybliżonego wyrównania sieci triangulacyjnych

inż. Witold Senisson  
Zakładu Geod. Niższej II  
Politechniki Warszawskiej

Wyciągając wnioski z niektórych opinii wypowiedzianych na obradującym w Warszawie w dniach 28 i 29.III.1951 r. Ogólnopolskim Zjeździe Obliczeniowców Państwowego Przedsiębiorstwa Mierniczego, należy zauważyć, że znaczna część praktyków często stosuje pomysłowe sposoby przybliżonych wyrównań prostszych sieci triangulacyjnych wychodząc z założenia, że stosowanie konsekwentne metod ścisłych przeważnie nieznacznie tylko może poprawić wyniki (według wypowiedzi, posiadane w dużej ilości przez PPM. nowoczesne instrumenty umożliwiają obecnie tak dokładne wykonanie pomiarów kątowych, że wyniki obliczeń spólrzędnych uzyskanych metodą ścisłą, czy też z przybliżonych wyrównań są często w praktyce prawie identyczne). Nie wdając się w ocenę opisywanych na tymże Zjeździe sposobów pragnę zanalizować możliwości stosowania najbardziej uproszczonych obliczeń sieci.

Sprowadzenie wyrównania niektórych sieci zagęszczających do kilkakrotnych obliczeń spólrzędnych, wcinaniem wprzód lub wcinaniem wstecz może nie tylko dawać pewne oszczędności na czasie, lecz także same obliczenia są wtedy bardzo proste i mogą być wykonywane przez fachowców o mniejszych kwalifikacjach co słusznie zauważył jeden z referentów wymienionej konferencji.

Należy przede wszystkim zaznaczyć, że niecelowym byłoby zalecać do stosowania jakiegokolwiek nieściśle metody obliczeń, jako nie dające wartości najprawdopodobniejszych. Na przykład nie celowe byłoby zalecać wyrównanie sieci metodą spostrzeżeń warunkowych, o ile przymowałoby się, że mają być pominięte trudne często do realizacji warunki nawiązania, natomiast można wtedy zalecić ściśle obliczenie metodą spostrzeżeń pośrednich, dające możliwość niepominięcia żadnej zależności w zagęszczanej sieci, przy łatwości wyznaczenia błędu średniego. Metoda spostrzeżeń pośrednich przy skomplikowanych nawet sieciach nie stwarza specjalnych trudności pojęciowych, gdyż każdej obserwacji kątovej (lub mierzonej długości) można w sposób „mechaniczny” przypisać właściwe równanie błędu, przy czym w razie potrzeby istnieje łatwość podziału tej pracy na wielu rachmistrzów.

Konieczność prędkiej realizacji zadań miernictwa wobec ogromnych założeń Planu 6-letniego i szczupłej ilości wykwalifikowanych kadr obliczeniowców — niejednokrotnie może nasunąć potrzebę stosowania uproszczeń w obliczeniach. Warunkiem koniecznym stosowania uproszczonych sposobów obliczeń jest możliwość oceny dokładności uzyskanej w wyrównanej sieci. Nasuwają się 2 sposoby kontroli obliczonych spólrzędnych, które należałoby niezależnie stosować. Kilkakrotne obliczenie spólrzędnych punktu z różnych danych nie zawsze stanowi wystarczającą kontrolę; natomiast zbadanie zniekształceń obserwacji kątowych (i długościowych) może dać wystarczającą możliwość oceny wyników wyrównania sieci. W myśl propozycji prof. Hausbrandta należałoby obliczać różnice między kątem obliczonym ze spólrzędnych  $\alpha$  przybl. a kątem mierzonym  $\alpha$  obserw. czyli

$$v = \alpha_{prz.} - \alpha_{obs.}$$

przy tym te odchyłki nie powinny przekraczać dozwolonych błędów, a więc identyfikując to z wymaganiami instrukcji, odchyłka maksymalna nie powinna przekraczać:

$$\begin{aligned} &\text{dla III-go rzędu } v_{max} < 10'' \\ &\text{dla IV-go rzędu } v_{max} < 20'' \end{aligned}$$

a błąd średni pojedynczego kąta w obliczonej sieci uzyskany z wzoru:

$$m_{\alpha} = \sqrt{\frac{[pvv]}{n-2p}}$$

$$\begin{aligned} &\text{dla III-go rzędu } m_{\alpha} < 5'' \\ &\text{dla IV-go rzędu } m_{\alpha} < 10'' \end{aligned}$$

(wprowadzono oznaczenia  $n$  = ilość mierzonych kątów,  $p$  = ilość wyznaczanych punktów).

Obliczenia kąta ze spólrzędnych jest specjalnie łatwe do realizacji z wzoru

$$\operatorname{tg} \alpha_{\text{przybl.}} = \left| \begin{array}{cc} \Delta x_L & \Delta y_L \\ \Delta x_P & \Delta y_P \end{array} \right|_0 = \frac{\Delta x_L \Delta y_P - \Delta y_L \Delta x_P}{\Delta x_L \Delta x_P + \Delta y_L \Delta y_P} = \frac{F_1}{F_2} = F_0$$

przy czym, jak wiadomo, (wyrównanie sieci triangulacyjnych kątowych metoda spostrzeżeń pośrednich). S. Hausbrandt, Przegląd Geodezyjny Nr 8 r. 1950 symbolem wyznacznikowym ujęto różnice spólrzędnych między wierzchołkiem kąta „C” a punktem lewym „L” czyli

$$\Delta x_L = -x_c + x_L \quad \Delta y_L = -y_c + y_L$$

oraz punktem prawym „P” czyli

$$\Delta x_P = -x_c + x_P \quad \Delta y_P = -y_c + y_P$$

Jak łatwo zauważyć ten sposób pozwala racjonalnie posługiwać się przy obliczeniach arytmometrem zarówno pojedynczym, jak i podwójnym (spólrzędne wierzchołka kąta „C” tylko raz wprowadzone na „sumownik” maszyny, a zapisy ograniczone do 4 wartości różnic spólrzędnych oraz obliczonej wartości mianownika).

W załączonych (zapowiedzianych w tytule pracy) przykładach przybliżonego wyrównania sieci stosuje stale „Symbole” pomocnicze o charakterze operacyjnym, których zastosowanie zostało zademonstrowane na wymienionej już konferencji obliczeniowców przez Geodezyjny Instytut Naukowo-Badawczy oraz Zakład Geodezji, niższej II Politechniki Warszawskiej. Poniżej podaję krótkie zestawienie znaczenia wymienionych „Symboli Pomocniczych” uzupełnione najprostszymi przykładami elementarnych obliczeń geodezyjnych, jak znane już obliczenie kąta ze spólrzędnych, wcinanie wprzód, wcinanie wstecz oraz ściśle obliczenie sieci metodą spostrzeżeń pośrednich (celowo unikam tutaj nazywanie tego zagadnienia „kombinezowanym wcinaniem”, gdyż podany sposób rozwiązania pozwala łatwo wyrownąć metodą ścisłą każdą sieć). Jak widać z podanego przykładu każda wykonana obserwacja dostarcza jednego równania błędu. W przykładzie wym. obserwowane 4 kąty dostarczyły równań błędu uzyskanych wg wzoru:

$$v = \begin{vmatrix} dx_L & dy_L & dx_P & dy_P & dx_c & dy_c \\ A_L & B_L & -A_P & -B_P & -(A_L - A_P) & -(B_L - B_P) \end{vmatrix}_1$$

czyli rozwijając według podanego zestawienia symboli uzyskuje się spólczynniki równań błędu. Jak widać z przykładu zagadnienie upraszcza się dodatkowo, gdyż wszystkie  $dx$   $dy$  dla punktów danych są zerami ( $dx_c$   $dy_c$  są zmianami spólrzędnych punktu na którym mierzono kąt,  $dx_L$   $dy_L$  oraz  $dx_P$   $dy_P$  są zmianami spólrzędnych punktu lewego i prawego).

Wyraz wolny  $l = \alpha_{\text{przybl.}} - \alpha_{\text{obs.}}$  jest często zerem (wszystkie użyte do obliczeń spólrzędnych tymczasowych kąty powinny — przy założeniu bezbłędności rachunku — równać się odpowiednim  $\alpha_{\text{przybl.}} = F_0$  czyli  $l = 0$ ).

Należy nadmienić, że każdy pomiar długości dostarcza też podobnego typu (nawet znacznie prostszych) równań błędu. Łatwo stwierdzić, że ilość niewiadomych jest równa podwójnej ilości nowo wyznaczanych punktów. Stosowane kontrole obliczeń sieci dają małą możliwość popełnienia błędu w obli-



czeniu poprawek współrzędnych  $dx$   $dy$ . Jak podano (w uwagach przy zestawieniu symboli) sumy współczynników równań błędu dla obserwacji w figurach zamkniętych oraz w wypadku zamknięcia horyzontu są zerem, a sumy wyrazów wolnych są równe poprawce kątowej zamknięcia danej figury lub horyzontu (analogicznym regułom podlegają zsumowane wartości  $V$  poprawek kątów po wyrównaniu, przy czym wszystkie poprawki mogą być dodatkowo kontrolowane przez ponowne obliczenie kąta ze współrzędnych znanym wzorem  $\alpha_{\text{przbl.}} = F_0$ . Również proste wyznaczenie współczynników  $A$  i  $B$  np. z nomogramu (podanego w „Przeglądzie Geodezyjnym“ Nr 8 z 1950 r.) może być kontrolowane wzorem

$$\alpha_{\text{przbl.}} = \begin{vmatrix} A_L & B_L \\ A_p & B_p \end{vmatrix} 0$$

a przyjęta zasada identyczności znaków przyrostów

$$\begin{vmatrix} \Delta x_L & \Delta y_L \\ \Delta x_p & \Delta y_p \end{vmatrix}$$

i odpowiadających im współczynników kierunkowych

$$\begin{vmatrix} A_L & B_L \\ A_p & B_p \end{vmatrix}$$

jest poważnym uproszczeniem obliczeń.

Przybliżone wyrównanie niewielkiej zagęszczonej sieci może polegać na kilkakrotnym obliczeniu współrzędnych punktu wcinaniem wprzód (przykład 1) lub wstecz (przykład 2). Naturalnie równie łatwo można by obliczać dany punkt zarówno wcinaniem wprzód jak i wstecz. Jako wynik w obu wymienionych wypadkach może być przyjęta średnia arytmetyczna liczonych kilkakrotnie współrzędnych. Wychodząc z założenia, że zaletą tego sposobu ma być szybkość i łatwość rachunku, nie należy iść za daleko w rozważaniach kwestii przyjęcia odpowiednich wag współrzędnych uzyskanych z różnych obliczeń. Zrozumiałe, że w niektórych wypadkach wielokrotnego wyznaczenia punktów można przyjąć wagi uzyskiwanych współrzędnych, będące konsekwencją np. ilości lub wzajemnego układu obserwacji służących do obliczeń. Moim zdaniem jednak precyzowanie jakichś specjalnych zaleceń, czy i jakie wagi przyjmować, jest w danym wypadku niecelowe.

Poniżej podaję wspomniane już 2 przykłady realizacji przybliżonego wyrównania pojedynczych punktów oraz 1 przykład przybliżonego wyrównania prostszej sieci lokalnej. W przykładzie tym obliczono w sposób przybliżony sieć centralną (wielkości dane tj. pomierzone kąty oraz dane współrzędne punktów 0 i 1 podano wpisując je na dołączonym do obliczenia szkicu rozwiązywanej sieci centralnej z przekątnią. W nawiasach wpisano współrzędne uzyskane z przybliżonego wyrównania).

Obliczenie wykonano wyznaczając kolejno wcinaniem wprzód punkty 2, 3, 4, 5, 6, 1, przy czym uzyskany tak punkt 1 wykazał kilkucentymetrowe różnice współrzędnych, odchyłkę rozrzucono na współrzędne. Do samych obliczeń wcięć (celem uwzględnienia wszystkich obserwacji) użyto kątów wyrównanych w sposób przybliżony: na punkcie O uzupełniono kąty do  $360^\circ$ , a następnie ograniczono się do uzupełnienia pozostałych kątów w trójkątach A, B, C, D, E, F, do  $180^\circ$ .

Nie zalecając takiego czy innego sposobu przybliżonego wyrównania pragnę położyć nacisk na celowość zastosowania w każdym podanym wypadku identycznych kryteriów dokładności ze szczególnym uwzględnieniem podanego poprzednio porównania wielkości kątów obserwowanych i obliczonych ze współrzędnych.

Zalety przyjętej symboliki pozwalają stosować obliczenia bez schematyzacji, zastosowano jednak rodzaj schematów, dla wcinania wprzód wcinania wstecz i kontroli zniekształceń sieci celem ułatwienia na początek zapamiętania przyjętej symboliki.

Celem unaocznienia różnicy dokładności obliczeń przybliżonych i ścisłych w każdym przykładzie wykonano jeszcze ścisłe obliczenie sieci. Jak widać

z przykładów ściśle obliczenie sieci nie jest tutaj zbyt uciążliwe. W związku z uzyskaniem poprzednio współrzędnych tymczasowych i obliczonych z nich wielkości różnic między kątem przybliżonym a obserwowanym (wyrazy wolne równań odchyłek kątowych) do wykonania pozostaje proste zestawienie równania błędu dla każdej obserwacji kątowej (ewent. długościowej), a następnie obliczenie i rozwiązanie równań normalnych. Jak wykazał przykład trzeci ściśle wyrównanie sieci daje niekiedy możliwość wydatnego zmniejszenia maksymalnego zniekształcenia obserwacji kątowych i ich błędu średniego w wyrównanej sieci (zrozumiałe, że w wypadku zamierzonego z góry ściśle obliczenia sieci trudno byłoby uzasadnić kilkakrotne obliczanie tych samych współrzędnych i przyjmowanie średnich jako współrzędnych tymczasowych). Błędy średnie niewiadomych obliczono we wszystkich przykładach według przybliżonych wzorów:

$$m_x \approx \frac{m_0}{\sqrt{[aa]}} \quad m_y \approx \frac{m_0}{\sqrt{[bb]}} \text{ i t. d.}$$

To uproszczenie może być stosowane gdy wyrazy równań normalnych położone na przekątnej głównej są znacznie większe od pozostałych (ten wypadek zachodzi dla większości dobrze zaprojektowanych sieci), a dokładność wyznaczenia błędu średniego może się ograniczać do jednej cyfry.

W obu przykładach wyznaczenia współrzędnych jednego punktu rozwiązano występujący tam układ 2 równań normalnych metodą wyznaczników, pozwalającą w wypadku stosowanego obecnie z reguły obliczenia maszynowego, ograniczyć ilość pomocniczych zapisów do zanotowania będącej mianownikiem wielkości wyznacznika  $D$ .  
Przykład:

$$16218_x - 4507_y = 1478$$

$$-4507_x + 12378_y = -1004$$

$$\text{Stąd } D = \begin{vmatrix} 16218 & -4507 \\ -4507 & 12378 \end{vmatrix} = 1804 \cdot 10^5$$

$$x = \frac{D_x}{D} = \frac{\begin{vmatrix} 1478 & -4507 \\ -1004 & 12378 \end{vmatrix}}{1804 \cdot 10^5} = 0,076$$

$$y = \frac{D_y}{D} = \frac{\begin{vmatrix} 16218 & 1478 \\ -4507 & -1004 \end{vmatrix}}{1804 \cdot 10^5} = -0,053$$

Przy ścisłym wyrównaniu sieci triangulacyjnej metodą spostrzeżeń pośrednich gdzie występuje 10 niewiadomych użyto metody pierwiastka krakowianowego, jako najracjonalniejszego sposobu obliczeń powszechnie przyjętego wśród czołowych praktyków obliczeniowców. Przy sposobności pragnę nadmienić, że należałoby za przykładem wybitnych radzieckich i postępowych zachodnich uczonych dążyć do zdecydowanego wyrugowania z praktycznego zastosowania archaicznego obecnie zabytku, jakim jest algorytm Gaussowski, który spełniał bardzo dobrze swoje zadanie aż do czasu masowego zastosowania maszyn do liczenia.

Wracając do zagadnienia przybliżonych obliczeń pragnę wyrazić opinię, że w wypadku zaistnienia potrzeby można by je uważać za dopuszczalne pod warunkiem stosowania niezbyt uciążliwych kontrol zniekształceń obserwacji. Jak wykazano na załączonych przykładach obliczone współrzędne i wielkości zniekształceń kątowych mogą być użyte jako dane wyjściowe ściślego wyrównania (w wypadku gdyby wskazane było dokładniejsze uzgodnienie obliczeń z wielkościami zaobserwowanymi).

Dokładne stosunkowo obliczenie współrzędnych tymczasowych może być wtedy pewnym ułatwieniem w obliczeniach (już 4-cyfrowy rachunek pozwala

## Symbole pomocnicze

### Wzory ogólne

$$F = \begin{vmatrix} a_1 & b_1 \\ c_1 & d_1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} a_2 & b_2 \\ c_2 & d_2 \end{vmatrix} = |F| |F'|$$

$$F_1 = a_1 d_1 - b_1 c_1$$

$$F_2 = a_2 d_2 - b_2 c_2$$

$$F_0 = \frac{F_1}{\sum(c+d)} \quad F_{II} = \frac{F_1}{\sum(c^2+d^2)}$$

$$F_{II} = \frac{F_2}{\sum(c+d)} \quad F_{II} = \frac{F_2}{\sum(c^2+d^2)}$$

$$F_0 = \frac{F_1}{F_2}$$

### Przykłady liczbowe

$$F = \begin{vmatrix} 6 & 3 \\ 2 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 9 & 6 \\ 1 & 2 \end{vmatrix}$$

$$F_1 = 6 \cdot 1 - 3 \cdot 2 = 0$$

$$F_2 = 9 \cdot 2 - 6 \cdot 1 = 12$$

$$F_0 = \frac{12}{6} = 2 \quad F_{II} = \frac{12}{10} = 1,2$$


$$F_1 = 6 \cdot 2 + 3 \cdot 1 = 15$$

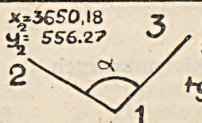
$$F_2 = 6 \cdot 2 + 3 \cdot 1 + 9 \cdot 1 + 6 \cdot 2 = 36$$

$$F_0 = \frac{36}{6} = 6 \quad F_{II} = \frac{36}{10} = 3,6$$

$$F_0 = \frac{12}{36} = \frac{1}{3}$$

### Obliczenie kąta z danych współrzędnych 3 punktów



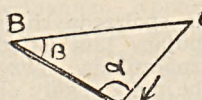
$$\operatorname{tg} \alpha = \left| \frac{\Delta x_L \Delta y_P}{\Delta x_P \Delta y_L} \right|_C = \frac{F_1}{F_2} = F_0$$


$$\operatorname{tg} \alpha = \left| \frac{978,16 - 2233,28}{2132,84 - 780,30} \right|_1 = 16,0827$$

$$(F_2 = 343630) \quad \alpha = 86^\circ 26' 31''$$

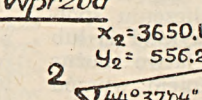
$x_2 = 3650,18$   
 $y_2 = 556,27$   
 $x_3 = 4804,85$   
 $y_3 = 3569,86$   
 $x_1 = 2672,02$   
 $y_1 = 2789,55$

### Wcinanie wprzód



$$F = \begin{vmatrix} x_A & y_A \\ -1 & \operatorname{ctg} \beta \end{vmatrix} \begin{vmatrix} x_B & y_B \\ 1 & \operatorname{ctg} \alpha \end{vmatrix}$$

punkt A jest pierwszym punktem podstawy przy prawym ruchu po obwodzie trójkąta. Niezależną kontrolę rachunku daje obliczenie kąta  $\gamma$  wg. przykładu 2.

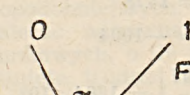


$$F = \begin{vmatrix} 2672,02 & 2789,55 \\ -1 & 1,01343 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 3650,18 & 556,27 \\ 1 & 0,06218 \end{vmatrix}$$

$$(F_2 = 1,07561) \quad x_3 = 4804,86$$

$$y_3 = 3569,85$$

### Wcinanie wstecz

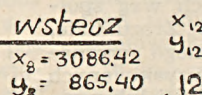


$$F = |F| |F'| = \begin{vmatrix} \Delta x_{01} \Delta y_{02} \\ \operatorname{ctg} \alpha_1 & 1 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \Delta x_{02} \Delta y_{01} \\ -\operatorname{ctg} \alpha_2 & -1 \end{vmatrix}$$

$$\Delta x_{0c} = \frac{F_1}{F_0} \quad x_c = \Delta x_{0c} + x_0$$

$$\Delta y_{0c} = -F_0 \Delta x_{0c} \quad y_c = \Delta y_{0c} + y_0$$

niezależną kontrolę rachunku stanowi obliczenie kąta 102 ze współrzędnych.



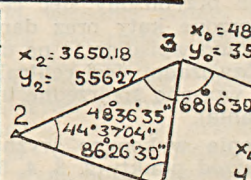
$$F = \begin{vmatrix} 1604,94 & 3828,36 \\ 1 & 1,04837 \end{vmatrix} \begin{vmatrix} 3703,70 & 3087,62 \\ 1 & 1,04837 \end{vmatrix}$$

$$(F_2 = -2,054,90) \quad x_{20} = 1728,32$$

$$y_{20} = 2099,87$$

### Przykład ścisłego wyrównania sieci metodą spostrzeżeń pośrednich.

kąt	Wyraży wolne, równań błędów $\ell = a \operatorname{prz} + d_{obs}$	Spółcz. kierunk. $A_L B_L A_P B_P$	Równanie błędów obserwacji katowej				Spółcz. równań błędów			
			$dx_L dy_L$	$dx_P dy_P$	$dx_C dy_C$	$+l = V$	$dx = 0,08$	$dy = -0,05$	$\ell$	$V$
2/3 1	$44^\circ 37' 04''$ $-44^\circ 37' 04''$ $\ell_1 = 0''$	23 60 -34 78	$dx_2 dy_2$	0 0	0 0	$+0 = V_1$	60	-23	0	6''
1/2 3	$86^\circ 26' 31''$ $-86^\circ 26' 31''$ $\ell_2 = 0''$	34 -78 86 31	0 0	$dx_3 dy_3$	0 0	$+0 = V_2$	-31	86	0	-7''
3/1 2	$48^\circ 56' 25''$ $-48^\circ 56' 35''$ $\ell_3 = -10''$	-86 -31 -23 -60	0 0	0 0	$dx_3 dy_3$	$-10 = V_3$	-29	-63	-10	-9''
3/4 1	$68^\circ 16' 47''$ $-68^\circ 16' 30''$ $\ell_4 = 17''$	-64 73 -86 -31	0 0	0 0	$dx_3 dy_3$	$+17 = V_4$	-104	22	17	8''



$$x_2 = 3650,18$$

$$y_2 = 556,27$$

$$x_3 = 4804,86$$

$$y_3 = 3569,85$$

$$x_1 = 2672,02$$

$$y_1 = 2789,55$$

$$x_4 = 3376,47$$

$$y_4 = 5166,56$$

$$m_0 = \pm \sqrt{\frac{[VV]}{n-2}} = \pm \sqrt{\frac{230}{4-2}} = \pm 10,7$$

$$m_x = \pm \frac{m_0}{\sqrt{c_{xx}}} = \pm \frac{10,7}{\sqrt{16218}} = \pm 0,08$$

$$m_y = \pm \frac{m_0}{\sqrt{c_{yy}}} = \pm \frac{10,7}{\sqrt{12378}} = \pm 0,10$$

Spółrzędne tymczas.  $x_0, y_0$  obliczono w przykł. 3.

Kąty  $\alpha$  przykł. obliczono wg. przykładu 2.

Z nomogramu wyznaczono  $A = \frac{\Delta x \cdot \rho''}{\Delta x^2 + \Delta y^2} = \frac{16218}{-4507 - 1478} = -0,008$

$B = \frac{\Delta y \cdot \rho''}{\Delta x^2 + \Delta y^2} = \frac{-4507}{-4507 - 1478} = 0,005$

Dla równań obserwacyjnych w figurze zamkn. (lub zamknięcia horyzontalnego) suma kolumn

spółcz. jest zerem, a suma wyrazów wolnych  $\ell$   $dx = \frac{D_x}{D} = 0,076$   $dy = \frac{D_y}{D} = -0,053$  jest równa poprawce katowej (analogicznie  $V = [ll]$ )

Sieć w której wykonano pomiary długości ( $L_{obs}$ ) wyrównuje się wprowadzając równania błędów obserw. linjowych

$$\begin{vmatrix} dx_c & dy_c \\ -\cos \varphi & -\sin \varphi \end{vmatrix} \begin{vmatrix} dx_k & dy_k \\ \cos \varphi & \sin \varphi \end{vmatrix} + L_{prz} - L_{obs} = v$$

Równoważność równań obserwacji katowych i obserw. linjowych

uzyskuje się dzieląc je przez przyjęty błąd średni kąta, czy też błąd średni danej długości. ( $m_k = k \cdot V$ )

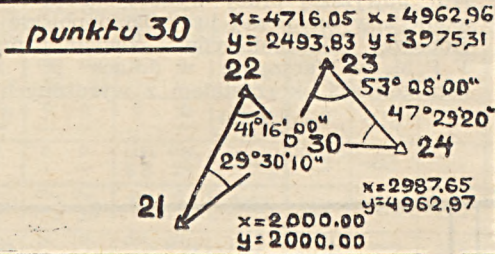
$$\cos \varphi = \frac{\Delta x}{L} = \frac{A \cdot \rho''}{\rho''} \quad \sin \varphi = \frac{\Delta y}{L} = \frac{B \cdot \rho''}{\rho''} \quad (dx_k, dy_k, dx_c, dy_c) \text{ są spółrz. początku i końca linii.}$$

zupełnie dokładnie obliczyć ewentualnie 2-cyfrowe poprawki współrzędnych).

Przyjęcie koncepcji kontroli wyników obliczeń według podanych kryteriów, prowadzi do wniosku, że na

podobnych zasadach należałoby oprócz rewizję polową triangulacji. Kontrola pomiaru przez rewidenta mogłaby więc polegać na bezpośrednim sprawdzeniu odkształceń kątowych lub odchyłek współrzędnych wy-

### Przybliżone obliczenie współrzędnych



### Obliczenie współrzędnych wcięciami wprzod

$x_{sr} = 3481,45$   
 $y_{sr} = 3234,54$

C	A	F	$x_A$	$y_A$	$x_B$	$y_B$	$\frac{1}{\sin \alpha}$	$x_C = F_0$	$y_C = F_0$
30	21	22	2000,00	2000,00	4716,05	2493,83		3481,38	3234,58
			-1	1,13961	+1	1,76729	2,90690		
30	23	24	4962,96	3975,31	2987,65	4962,97		3481,52	3234,49
			-1	0,91669	+1	0,74991	1,66660		

### Kontrola zniekształceń obserwacji kątowych „l” w uzupełnionej sieci

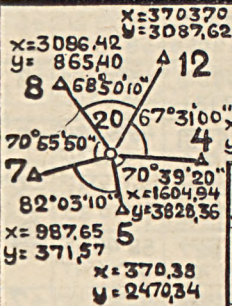
C	L	$\Delta x_L$	$\Delta y_L$	$10^{-6} f_2$	$\alpha$ prz.	$l = \alpha - \alpha_0$
21	22	2716,05	493,83	4,63334	29°30'03"	-7"
	30	1481,45	1234,54	0,56579	29°30'10"	
22	30	-1234,60	740,71	2,987450	41°16'01"	+1"
	21	-2716,05	-493,83	0,87750	41°16'00"	
23	24	-1975,31	987,66	2,194813	53°07'50"	-10"
	30	-1481,51	-740,77	1,33336	53°08'00"	
24	30	493,80	-1728,43	2,68251	47°29'26"	+6"
	23	1975,31	-987,66	1,09095	47°29'20"	

$l_{max} = 10''$  (dozw. 20")  
 $(m_d) = 9''7$  (dozw. 10")

### Ścisłe wyrównanie punktu

(stosowane gdy jest wskazane zmniejszenie zniekształceń)

Spółkier.	Równania błędów	Tab. spótcz.	Równania normalne
$A_L B_L$ $A_P B_P$	$dx_L dy_L$ $dx_P dy_P$	$dx dy$ $l$	Równania normalne oraz wyznacznikowe obliczenie niewiadomych.
+74+13 +82+68	0 0 ... ..	-7=V <sub>1</sub> -68 +82 -7 -10	25336 720 -670 720 35135 4731
-123-74 -74-13	dx dy -123+74	+1=V <sub>2</sub> +74 +23 +1 +1	$dx = \frac{D_x}{D}$ $dy = \frac{D_y}{D}$
-84+42 -111-56	0 0 ... ..	-10=V <sub>3</sub> +56 -111 -10 -6	$D = 88966 \times 10^4$ $dx = 0,0268$ $dy = 0,0129$ $v_{max} = 10''$ (dozw. 20") $m_d = 8''5$ (dozw. 10") $x = 3481,48 \pm 0,06$ $y = 3234,53 \pm 0,05$
+31-110 +84-42	dx dy +31-110	+6=V <sub>4</sub> -110 -31 +6 +3	



### Przybliżone obliczenie współrzędnych punktu 20

(średnia arytmetyczna z trzech obliczeń wcinania wstecz)

$x_{sr} = 1728,42$   
 $y_{sr} = 2099,86$

C	L	F	$\Delta x_{01}$	$\Delta y_{01}$	$\Delta x_{02}$	$\Delta y_{02}$	$\frac{d_2 F_1}{F_0 - F_2}$	$\Delta x_{0c}$	$x_c = \Delta x_{0c} + x_0$
20	8	12	617,28	2222,22	-1481,48	2962,96	136°21'10"	-243,05	1728,32
	4		0,38715	1	1,04837	-1	0,90897	1	2099,87
20	5	7	67,27	20098,77	2716,04	-1604,94	152°59'00"	910,26	1728,57
	8		0,13960	1	1,96120	-1	0,27278	1	2099,85
20	12	4	-2098,76	740,74	-3333,32	617,28	138°10'20"	-2405,33	1728,36
	5		0,41387	1	1,11735	-1	-3235,08	-0,50005	2099,85

### Kontrola zniekształceń obserwacji kątowych „l” w uzupełnionej sieci

$[LL] = 625$

C	L	$\Delta x_L$	$\Delta y_L$	$10^{-6} f_2$	$\alpha$ prz.	$l = \alpha - \alpha_0$
20	4	-1234,8	+1728,50	0,808065	70°39'17"	-3"
	5	-1358,04	370,48	2,84832	70°39'20"	
20	5	-1358,04	370,48	0,365698	82°03'30"	+20"
	7	-740,77	-1728,29	2,16856	82°03'10"	
20	7	-740,77	-1728,29	1,127539	70°55'44"	-6"
	8	1358,00	-1234,46	2,89256	70°55'50"	
20	8	1358,00	-1234,46	1,46308	68°50'22"	+12"
	12	1975,28	987,76	2,58344	68°50'10"	
20	12	1975,28	987,76	1,46344	67°31'06"	+6"
	4	-1234,8	1728,50	2,41639	67°31'00"	

$l_{max} = 20''$  (dozw. 20")  
 $(m_d) = 14''4$  (dozw. 10")

### Ścisłe wyrównanie punktu

(stosowane gdy jest wskazane zmniejszenie zniekształceń)

Spółkier.	Równ. błędów	Tab. spótcz.	Równania normalne
$A_L B_L$ $A_P B_P$	$dx_L dy_L$ $dx_P dy_P$	$dx dy$ $l$	Równania normalne oraz wyznacznikowe obliczenie niewiadomych.
-8 119 -141 39	dx dy -133-80	-3=V <sub>1</sub> -80 +33 -3 -2	45826 7047 -780 7047 51886 -1045
-141 39 -43-99	dx dy 98-138	+20=V <sub>2</sub> -138-98 20 16	$dx = \frac{D_x}{D}$ $dy = \frac{D_y}{D}$
-43-99 84-76	dx dy 127 23	-6=V <sub>3</sub> 23 -127 -6 -8	$D = 232810 \times 10^4$ $dx = 0,0142$ $dy = 0,0182$ $v_{max} = 16''3$ (dozw. 20") $m_d = 14''1$ (dozw. 10") $x = 1728,43 \pm 0,07$ $y = 2099,88 \pm 0,06$
84-76 84 42	dx dy 0 118	+12=V <sub>4</sub> 118 0 12 14	
84 42 -8 119	dx dy -92 77	+6=V <sub>5</sub> 77 92 6 9	

równanej sieci. W obliczeniach tych odkształceń należałoby się oprzeć na wykonanym przez rewidenta pomiarze kątów, które mógłby on porównać z wykazanymi w elaboracji kątami wyrównanymi. Kontrole pomiaru kątów i spórzędnych znacznej ilości punktów można bardzo łatwo wykonać mierząc odpowiednie kąty na jednym ze stanowisk (w wypadku obliczenia przez rewidenta spórzędnych tego stanowiska wcinaniem wstecz z wyrównaniem uzyskuje on możliwość kontroli wszystkich użytych do rachunku podanych przez wykonawców spórzędnych).

Tego rodzaju postawienie zagadnienia rewizji, wymagałoby wprawdzie wysokich kwalifikacji tech-

nicznych od organów kontrolujących, niewątpliwie jednak mogłoby umożliwić rzetelne sprawdzenie wyników pomiaru. Widoczne często zjawisko zastoju w rewizjach polowych może być zdecydowanie przełamane przez odciążenie wykonujących kontrolę od zdarzającego się czasem jałowego interpretowania instrukcji, a skierowanie ich do kontroli realnych danych.

W powyższej pracy wykorzystałem materiały uzyskane z wymienionej już „Ogólnopolskiej Konferencji Roboczej Obliczeniowców“ zwołanej przez Centrale P.P.M. w Warszawie w dniach 28 i 29 marca. W szczególności skorzystałem z wyrażonych tam w dy-

### Przybliżone wyrównanie sieci

Obliczenie spórzędnych [dx] = -0,05  
wcinaniami wprzód [dy] = +0,06

C	A	F =				d <sub>α</sub> ·d <sub>β</sub>	X <sub>c</sub> = F <sub>⊙</sub> Y <sub>c</sub> = F <sub>⊙</sub>
		X <sub>A</sub>	Y <sub>A</sub>	X <sub>B</sub>	Y <sub>B</sub>		
2	0	2672,02	2789,55	3650,18	556,27	1,07561	4804,86 3569,85
1	1	-1	1,01343	+1	0,06218		
3	0	2672,02	2789,55	4804,86	3569,85	1,14110	3376,47 5166,56
2	1	-1	0,39936	+1	0,74274		
4	0	2672,02	2789,55	3376,47	5166,56	1,81198	1737,16 4450,31
3	1	-1	0,84235	+1	0,96963		
5	0	2672,02	2789,55	1737,16	4450,31	0,73013	-379,66 2889,61
4	1	-1	0,12323	+1	0,60690		
6	0	2672,02	2789,55	-379,66	2889,61	1,44667	997,58 732,73
5	1	-1	0,68568	+1	0,76099		
1	0	2672,02	2789,55	997,58	732,73	1,22301	3650,23 556,21
6	1	-1	0,70913	+1	0,51388		

$x_0 = 2672,02$   
 $y_0 = 2789,55$

$x_1 = 3650,18$   
 $y_1 = 556,27$

$x_2 = 4804,85$   
 $y_2 = 3569,86$

$x_3 = 3376,45$   
 $y_3 = 5166,58$

$x_4 = 1737,13$   
 $y_4 = 4450,34$

$x_5 = -379,70$   
 $y_5 = 2889,65$

$x_6 = 997,54$   
 $y_6 = 732,78$

### Kontrola zniekształceń obserwacji kątowych „l” w obliczonej sieci

Ozn.	kąt C/A/P	ΔX <sub>L</sub> ΔX <sub>P</sub>	ΔY <sub>L</sub> ΔY <sub>P</sub>	ρ <sub>0</sub> = $\frac{10^6 \rho_1}{10^6 \rho_2}$		l = α <sub>p</sub> - α <sub>o</sub>
				tg α <sub>p2</sub>	-α <sub>obs.</sub>	
A	0 1	978,16 - 2233,28	0,343598	86°26'32"	+2	
	2	2132,83 780,31	16,08411	-86°26'30"		
	1 2	1154,67 3013,59	5,60074	44°37'03"	+3	
2 0	0	-978,16 2233,28	0,98674	44°37'00"		
	1	-2132,83 - 780,31	4,81425	48°56'25"	+4	
2 1	0	-1154,67 - 3013,59	1,14794	-48°56'21"	+9	
	Δ <sub>p</sub>					
B	0 2	2132,83 780,31	3,35725	53°23'51"	0	
	3	704,43 2377,03	1,34638	-53°23'51"		
	2 3	-1428,40 1596,72	1,80060	68°16'48"	-1	
2 0	0	-2132,83 - 780,31	2,51034	-68°16'49"		
	3 0	-704,43 2377,03	2,78924	58°19'21"	-6	
3 2	0	1428,40 - 1596,72	1,62056	-58°19'27"	-7	
	Δ <sub>p</sub>					
C	0 3	704,43 2377,03	3,28918	45°52'59"	-2	
	4	-934,89 1660,79	1,03131	-45°53'01"		
	3 4	-1639,32 - 716,24	2,85731	49°53'30"	0	
3 0	0	-704,43 - 2377,03	1,18719	-49°53'30"		
	4 0	934,89 - 1660,79	0,34306	84°13'31"	-2	
4 3	0	1639,32 716,24	9,8708	84°13'33"	-4	
	Δ <sub>c</sub>					
D	0 4	-934,89 1660,79	3,01927	58°44'43"	-4	
	5	-3051,72 100,10	1,64764	-58°44'47"		
	4 5	-2116,83 - 4560,69	7,36755	42°20'51"	+7	
4 6	0	-739,59 - 3717,56	0,911452	-42°20'44"		
	5 0	-739,59 - 3717,56	5,48265	40°37'41"	+3	
5 4	0	934,89 - 1660,79	0,85794	-40°37'38"		
	4 5	3051,72 - 100,10	6,30375	38°16'45"	+4	
5 0	0	2116,83 1560,69	0,78916	-38°16'41"	+10	
	Δ <sub>p</sub>					
E	0 5	-3051,72 100,10	4,90416	52°43'43"	-3	
	6	-1674,48 - 2056,77	1,31405	-52°43'46"		
	5 6	1377,24 - 2156,87	4,41885	55°33'42"	-5	
6 0	0	3051,22 - 100,10	1,45837	-55°33'47"		
	6 0	1674,48 2056,77	8,88459	27°53'54"	+1	
6 4	0	739,59 3717,56	0,52944	-27°53'53"		
	5 4	-1377,24 2156,87	6,99970	43°48'41"	-4	
6 5	0	-1377,24 - 2156,87	0,95935	-43°48'45"	-11	
	Δ <sub>E</sub>					
F	0 6	-1674,48 - 2056,77	0,295543	62°48'12"	+3	
	1	978,16 - 2233,28	1,94606	-62°48'09"		
	6 1	2652,64 - 176,51	4,07875	54°39'24"	-8	
6 0	0	1674,48 2056,77	1,41010	-54°39'32"		
	1 0	-978,16 2233,28	2,98888	62°32'24"	-1	
6 6	0	-2652,64 176,51	1,92428	-62°32'25"	-6	
	Δ <sub>F</sub>					

$(m_\alpha) = \sqrt{\frac{[LL]}{n-2P}} = \sqrt{\frac{273}{20-10}} = 5''$  (dozw. 10" dla IV rz.)

$l_{max} = 8''$  (dozw. 20" dla IV rz.)



# Z ŻYCIA ORGANIZACJI I TERENU

## Korespondencja z terenu m. st. Warszawy

W codziennej swej pracy zawodowej w terenie napotykam na szereg poważnych braków lub niedociągnięć w osnowie geodezyjnej co odbija się na tempie wykonywanych zadań i na ich dokładności.

Siedem lat minęło od chwili odzyskania niepodległości. W tym czasie budownictwo przemysłowe ruszyło całą parą. W budownictwie mieszkaniowym powstały już nowe miasta, a w stolicy osiedla, jak: Młynów, Mirów, Muranów, MDM, Praga II i wiele innych. Tylko pełna sieć punktów wysokościowych m. st. Warszawy nie może być wykonana i ujrzeć światła dziennego.

Brak punktów wysokościowych (reperów) w niektórych dzielnicach m. st. Warszawy zmusza zainteresowane zespoły pomiarowe do prowadzenia kilometrów zbieżnych ciągów niwelacyjnych, aby dojść z odległych reperów na teren budowy. A przecież powoduje to dużą stratę czasu i obniża dokładność pomiarów. Opisy topograficzne punktów poligonowych wymagają szybkiej aktualizacji. Bardzo często bowiem dostaje się przestarzałe opisy topograficzne punktów poligonowych, co powoduje dużą stratę czasu przy ich odszukiwaniu. Pożądane jest, aby Główny Urząd Pomiarów Kraju przez podległy mu Wydział Pomiarów przy Prezydium Warszawskiej Rady Narodowej przystąpił niezwłocznie i energicznie do przeprowadzenia wyżej wymienionych prac. Aktualne katalogowanie pomiarów i obliczeń przyczyni się w znacznej mierze do szybszego wykonania dokumentacji technicznej budowli, objętych Planem 6-cioletnim.

Inż. Klemens Neyman

## Sprawozdanie Komisji Funduszu Pośmiertnego Członków ZMRP

za m-c luty 1952 r.

M m-cu lutym 1952 r. Oddziały wojew. Z.M.R.P. wpłaciły tytułem składek na FP . . . . .	14.284,50 zł
W tymże okresie FP. wypłacił:	
3 zaliczki odpraw pośmiertnych po zmarłych kol. kol.: J. Bieleckim z Krakowa, Oleksiaku St. z Gdańska i Frączkowskim L. z Lublina . . . . .	9.000,00 zł
3 resztówki odpraw pośmiertnych po zmarłych kol. kol.: Boronieckim W. ze Szczecina, Hochbaumie B. ze Szczecina i Wawrzyniak R. z Poznania . . . . .	6.240,00 zł
<b>Razem wypłacono</b>	<b>15.240,00 zł</b>

W okresie sprawozdawczym Zarząd Główny ZMRP otrzymał zawiadomienie o śmierci następujących kol. kol.:

Nr 51 — Oleksiaka Stefana z Gdańska zmarłego dn. 13. II. 1952 r.

Nr 52 — Frączkowskiego Lucjana z Lublina zmarłego dn. 26. II. 1952 r.

za m-c marzec 1950 r.

W m-cu marcu 1952 r. Oddziały wojew. ZMRP wpłaciły tytułem składek na F.P. . . . . 10.660,90 zł

W tymże okresie F.P. wypłacił 4 zaliczki odpraw pośmiertnych po zmarłych kolegach, a mianowicie: A. Trąpczyńskim z Wrocławia, A. Świerczyńskim

z Bydgoszczy, A. Pomorskim z Kielc i M. Sypniewskim z Poznania na ogólną sumę. . . . . 12.000,00 zł

W okresie sprawozdawczym Zarząd Główny ZMRP otrzymał zawiadomienia o śmierci następujących kolegów:

Nr 53 — Trąpczyńskiego Alojzego z Wrocławia zmarłego dn. 22. II. 1952 r.

Nr 54 — Świerczyńskiego Antoniego z Bydgoszczy zmarłego dn. 13. II. 1952 r.

Nr 55 — Pomorskiego Antoniego z Kielc zmarłego dn. 24. II. 1952 r.

Nr 56 — Jarzabka Piotra z Oddz. Miern. — Górn. zmarłego dn. 1. III. 1952 r.

Nr 57 — Sypniewskiego Mieczysława z Poznania zmarłego dn. 6. III. 1952 r.

inż. R. Ronisz

## Wydawnictwa nadesłane do Redakcji

**Wytrzymałość materiałów** — Błażewski Stefan mgr inż. Warszawa 1951 r. PWT. Format A5 str. 331. rys. 264. Cena zł 28.

**Metaloznawstwo** — Pełczyński Tadeusz mgr inż., Sypniewski Roman mgr inż. Warszawa. 1951 r. PWT. Wyd. II, format A5 s. 196, rys. 106, tabl. 5 nakład 14000, zł 7.

**Lutowanie miękkie** — W. R. Lewis B. Sc. (Lond.) Warszawa 1951 r. PWT, format A5 str. 127, rys. 47. Cena zł 10,50.

**Tłoczenie wielotaktowe** — Docent Romanowski W. — Warszawa 1951 r. PWT, format A5, str. 107, rys. 62. Cena zł 23.

**Regeneracja narzędzi skrawających** — B. Makarewicz, Michejew W., Tichwiński W. — Warszawa 1951 r. PWT, format B5, str. 186, rys. 10. Cena zł 34.

**Części maszyn** — Lewicki mgr inż. Warszawa 1951 r. PWT, format B5, str. 126, rys. 227. nakład 8000, cena zł 10,50.

**Kurs spawania elektrycznego** — (w pytaniach i odpowiedziach) Pilarczyk J. mgr inż. Format B6, str. 123 rys. 62, nakład 5000, cena zł 7.

**Dobór kół zmianowanych** — Pomocnicze tablice liczbowe. Praca zbiorowa. Warszawa. 1951 r. PWT. Format B6 str. 206. Cena zł 13,50.

**Miernictwo powierzchniowe i podziemne** — Wierchowaska Zofia inż. górniczy mierniczy. (Ebiblioteka Górnicza-tomik 15) Katowice 1951 r. PWT. Format A5, str. 151, rys. 155, nakład 4000, cena zł 17,50.

**Ustalenie wzorców technicznych i norm pracy w budownictwie** — Baszyński A. W. mgr nauk techn. Warszawa 1950 r. PWT. Format A5, str. 187, rys. 19 tabl. 23, cena zł 12.

**Hydromechanika techniczna tom I. Hydromechanika racjonalna.** — Troskoleński A. T. Warszawa 1951 r. PWT. Format B5, str. 352, rys. 91. tabl. 5, cena zł 40.

## Składki członkowskie

Podajemy do wiadomości wszystkich Kolegów, że legitymacje członków stowarzyszeń technicznych NOT na rok 1952 są do odebrania w Oddziałach Stowarzyszeń.

Jednocześnie komunikujemy, że począwszy od 1. I. 1952 r. wprowadzony został nowy system kwitowania składek członkowskich przez wklejenie do legitymacji odpowiednich znaczków.

Kolegowie, którzy dotychczas nie odebrali nowych legitymacji, proszeni są o zgłoszenie się do swych Oddziałów terenowych.

# W Ś R Ó D K S I A Ż E K I W Y D A W N I C T W

SCHEWEIZERISCHE ZEITSCHRIFT FÜR  
**VERMESSUNG UND KULTURTECHNIK**

Nr 12 z 11 grudnia 1951.

Józef Krames, Rozwinięcie graficznego wpasowania zdjęć lotniczych na wypadek zachodzącej odchyłki (zakóńczenie).

H. Kasper, O rozwinięciu metody orientowania J. Krames'a. Pochlebna krytyka poprzedniego artykułu.

H. Gossweiler, Dziesięcinowy plan gminy Dübendorf z r. 1681.

Państwowa dyrekcja pomiarów publikuje deklinację magnetyczną z października 1951.

Prof. dr S. Bertschmann, dotychczasowy szef miejskiego biura pomiarów w Zurychu, mianowany został dyrektorem państw. topografii kraju po przejściu na emeryturę dotychczasowego dyrektora pułk.-brygadiera K. Schneider'a.

F. Baeschlin omawia w bibliografii „Bulletin Geodesique”, organ międzynarodowego związku geodezji (międzynarodowa unia geodez.-geofizyczna), który jako jedyne międzynarodowe czasopismo geodezyjne publikuje artykuły naukowe i protokoły posiedzeń 5-ciu sekcji związku tj. triangulacji, niwelacji, astronomii geodezyjnej, grawimetrii i geoidy.

Omówiona jest tu również broszura K. Friedrich'a i W. Jenne'go (wydawnictwo instytutu geodezyjnego w Poczdamie) pt. Geometryczno-poglądowe rozwiązanie systemu równań liniowych, sprowadzonych do zera.

Nr 2 z 12 lutego 1952.

H. Härry, Rozwój pomiarów fotogrametrycznych dla celów hipotecznych.

Szwajcarskie władze miernicze przeprowadziły nowy pomiar gminy Calonico metodą fotogrametryczną i wykonały urzędowe plany hipoteczne w skali 1:1000. W gminie tej wykonano uprzednio scalenie gruntów, po czym nowy stan granic został utrwalony. Od r. 1936 stosowano już w Szwajcarii fotogrametrię do pomiarów starego stanu przed scaleniem, obecnie wykorzystane zostały dotychczasowe doświadczenia do wykonania ostatecznego planu po scaleniu. Dla zbadania osiągniętej dokładności pomierzono bezpośrednio 400 odległości między fotogrametrycznie skartowanymi granicznymi i stwierdzono następujące średnie błędy:

przy odległościach od	0 do 15 m:	$\pm 10,4$ cm
„	15 — 25	$\pm 11,0$ „
„	25 — 50	$\pm 12,6$ „

Poczynione równocześnie pozytywne doświadczenia przy kombinowaniu aerofotogrametrii ze sposobem biegunowym pomiaru szczegółów, który zastosowano do zdjęcia zwarto zabudowanego osiedla (3 ha, 60 działek, 70 budynków). Poligony wypełniające do tego zdjęcia wyspowego wykazały średni błąd liniowy zamknięcia  $\pm 2$  cm. Podobnie zdjęto graniczniki w gęstym lesie i wszędzie tam, gdzie wegetacja uniedostępniła fotogrametryczne uchwycenie graniczników. Te sposoby kombinowania metod ułatwią w przyszłości przeprowadzenie pomiarów uzupełniających.

Autor stwierdza w końcu, że — w trosce o nienaganną wartość urzędowych dokumentów hipotecznych — władze miernicze nie będą forsować nowych metod we wszystkich wypadkach, zabezpieczać jed-

nak będą uzyskane rezultaty, zanim zastosuje się je także tam, gdzie sposoby biegunowe spełniają dotychczas należycie swoją rolę. Doświadczenia nabyte przy pomiarach Calonico wykazują, że miejscowy mierniczy hipoteczny wykonać musi 70% robót, musi jednak być dobrze wyszkolony w robotach fotogrametrycznych, reszta, tj. 30% robót należy do specjalisty-fotogrametry. Koszta i czas trwania aerofotogrametrycznych zdjęć są znacznie mniejsze od dotychczasowych.

Dpl. inż. Pastorelli Arturo, Aerofotogrametria w zastosowaniu do urzędowych pomiarów katastralnych w Calonico.

Charakterystyczne szczegóły gminy i jej pomiarów. Ze względu na dokładność pomiarów gmina należy do kategorii III-ciej (tereny o małej wartości). Średnia wysokość n.p.m. 1100 m na południe od St. Gotthard, wartość ziemi od 0,10 do 2,— fr. za m kw., obszar zdjęcia 160 ha z 140 działkami. Wszystkie graniczniki zostały opatrzone sygnałami przed zdjęciem (cdn).

H. Kasper, Klotoida i parabola kubiczna przy budowie dróg.

Nowoczesna autostrada. Wychodzący w Paryżu „Genie Civil” donosi, że między Buenos-Ayres a portem lotniczym Pistarini zbudowano autostradę o długości 20,8 km i szerokości 120 m. Oprócz jezdni samochodowych ma ona tory dla cyklistów, jezdnie dla pojazdów o małej szybkości i aleje dla pieszych, przedzielone trawnikami z alejami drzew. Maksymalna szybkość samochodów 120 km/godz. na dwóch jezdniach o szerokości 10,5 m (każda). Dziennie w każdym kierunku przejeżdża około 13 tysięcy samochodów.

Drobne wiadomości: Szkoła Geograficzna w Paryżu organizuje w końcu lipca br. cykl wykładów dokształcających z fotogrametrii.

Szwajcarski związek mierniczy obchodzi w br. 50-letni jubileusz swego istnienia.

Szwajcarskie stowarzyszenie fotogrametrów opublikowało nast. prace:

1. Obliczenie deformacji plastycznych obrazów fotogrametrycznych.
2. Prof. dr W. K. Bachmann, Rachunek intersekcji za pomocą kilku arytometrów.
3. Dr A. Brandenberger. Praktyka przy aerotriangulacji przestrzennej.

F. Baeschlin, Prof. dr Sebastian Finsterwalder, Wspomnienie pośmiertne.

Hy., Johann Schwank, Wspomnienie pośmiertne.

Nowe książki: R. A. Naef, Niebo gwiazd 1952.

Nr 3 z 11 marca 1952.

Dpl. inż. Pastorelli Arturo, Aerofotogrametria w zastosowaniu do urzędowych pomiarów katastralnych w Calonico. (zakóńczenie).

Dalsze charakterystyczne szczegóły stosowania aerofotogrametrii do urzędowych zdjęć katastralnych w skali 1:1000 oraz stwierdzenie, że bardzo interesujące i korzystne dla światowej praktyki technicznej byłyby podobne do niniejszej publikacji z Austrii i Niemiec Wschodnich, gdzie te same metody pomiarowe mają również zastosowanie.

R. Solari, Rozwój aerofotogrametrii przy pomiarach katastralnych.

Opierając się na doświadczeniach szwajcarskich, autor stwierdza, że:

1. średni błąd liniowy i względny położenia punktu, skartowanego na autografie, wynosi 17 cm, co pozwala na twierdzenie, że dokładność jest ta sama (jeżeli nie większa), jak przy pomiarach stolikowych,
2. koszt pomiaru w porównaniu ze stolikowymi zredukowane zostały o 24%,
3. pomiar 2500 ha zakończony został w ciągu półtora roku, podczas gdy ten sam obszar przy użyciu stołu mierniczego wymagałby 4-letniego czasu,
4. fotomapy są bogatsze w szczegóły, aniżeli jakiegokolwiek innego pochodzenia (cdn).

**Prof. E. Ramser, Czy pogarsza się lokalny klimat po odwodnieniu bagien?**

Po szczegółowej analizie autor dochodzi do negatywnej odpowiedzi.

**Nowy wyrok sądowy w sprawie zieleńców.**

**Drobne wiadomości:** Prof. dr E. Doleżał ukończył 90 lat.

Mierniczym miejskim w Zurychu po prof. dr S. Bertschmannie został mianowany dotychczasowy jego adiunkt Fridolin Wild.

7-cyfrowe wartości tryg. funkcji dla tysięcznych części grada dr J. Peters'a wydane będą w Frankfurtu n/M. w sierpniu br. w cenie 28 marek. Johann Stamm-Hauenstein i Ami Basler, wspomnienia pośmiertne.

**Nowe książki:** Prof. F. Redmond, Tachymetria (ang.).

Rocznik astronomiczno-geodezyjny na r. 1953. Heidelberg.

Osterreichische Zeitschrift für

## Vermessungswesen

Nr 4 z sierpnia 1951.

Dr Schiffmann, Radca dw. Rudolf Wruss, nekrolog.

M. Kneissl, Rozwój i stan niwelacji ścisłej w Niemczech (zakończenie).

W r. 1948 Bawaria zaprojektowała zupełnie nowe opracowanie sieci niwelacji ścisłej o łącznej długości ciągów około 4 do 5 tys. km z nast. powodów: Stara sieć nie odpowiadała nowoczesnym wymaganiom dokładności, niezbędne okazało się wznowienie wielu reperów z powodu zniszczeń wojennych, lokalizacja ciągów i dawne utrwalenie reperów okazało się w wielu wypadkach niedostateczne, wielkie obszary nie były dotychczas objęte niwelacją ścisłą, likwidacja państwowego urzędu pomiarów kraju wymagała konserwacji siatek niwelacyjnych przez urzędy krajowe a wyniki pomiarów dokonanych w czasie wojny okazały się niedostępne.

Przy projektowaniu nowych ciągów unikano: smolowanych nawierzchni, głównych arterii o ożywionym ruchu, linii kolejowych z powodu silnych wstrząsów, silnych spadków (10 do 12%), celowych wzdłuż nasłonecznionych ścian, brzegów lasów i rzek (niepewny grunt) oraz celowych nad wodami ze względu na anomalie refrakcyjne. Repery osadzano przeciętnie co 800 m (600 — 1500) a co 50 km utrwalano je na bardzo głębokich fundamentach podziemnych.

Przyrządy: Niwelatory Wilda-Zeissa A lub III z płytką płasko-równoległą, łąty inwarowe odczytywane przy użyciu klina nitkowego i zgranej libeli, długości celowych 30 do 50 m, obserwacje wykonywane w godzinach przed i popołudniowych, tam i z powrotem w różnych porach dnia i przy różnych warunkach atmosferycznych oraz przez różnych obserwatorów. Ciągi zamknięte o średnicy 50 do 70 km i obwodzie 200 do 300 km. Utrwalenie wszystkich punktów sieci głównej na północ od Dunaju zakończone zostało w latach 1949/50, zaobserwowano już ciągi na długości 950 km, rocznie utrwała się około 600 km i wykonywa obserwacje na 700 km. Nawiązanie do sieci niwelacyjnych państw sąsiednich jest również dokonywane.

Karol Ledersteger, Metody przybliżone niwelacji astronomicznej i geoida w północnej części łuku południka Grossenhain — Kremsmünster — Pola.

Po analizie otrzymanych wyników autor dochodzi do wniosku, że obecnie elipsoida Hayforda może uchodzić za najlepsze przybliżenie średniej elipsoidy ziemskiej prawie zgodnej z normalną sferoidą.

Dr techn. Walter Smetana, Specjalny suwak geodezyjny.

Autor opisuje ten suwak i jego użycie do obliczenia współrzędnych punktu wcinanego w przód na podstawie kierunków zorientowanych przy użyciu wzo-

rów tangensowych lub cotangensowych. Suwak wykonany został na razie jako model do badań próbnych. (c. d. n.).

Nowe wydanie tablic funkcji trygonometrycznych. Niemiecka komisja geodezyjna zapowiada nowe wydanie 7-cyfrowych tablic funkcji trygonometrycznych dla tysięcznych jednostek grada i 8-cyfrowych tablic tych funkcji dla każdej sekundy od 0 do 90 stopni.

F. Hauer omawia w bibliografii nowy podręcznik F. Ackerl'a pt. Geodezja i fotogrametria. Cz. I: Przyrządy i metody pomiarów oraz graficzno-mechaniczne ich wykorzystanie. XVI + 470 stron, 294 rycin i 14 tablic liczbowych w tekście.

K. Ledersteger omawia R. König'a i K. H. Weise'go, Podstawy matematyczne geodezji wyższej i kartografii, I tom: Sferoida ziemiska i jej wiernokątne odwzorowania. 522 stron i 109 rycin. Berlin 1951.

K. Gartner, Przegląd czasopism.

Nr 5 z października 1951.

J. Rohrer, 50 lat technicznego doktoratu.

Prof. dr H. Löschner, Normalizacja odcyfrowania łąt niwelacyjnych i tachymetrycznych.

Po przeanalizowaniu zalet i wad dotychczasowych różnych sposobów umieszczania cyfr na łątach pionowych (cyfry stojące, odwrócone i leżące) proponuje autor znormalizowanie tego zagadnienia, uważając za najlepsze cyfry stojące, gdyż do odwróconych obrazów w lunecie jesteśmy przyzwyczajeni, i parzyste pola centymetrów malowane kolorem czarnym, nieparzyste zaś białym.

Dr. techn. Walter Smetana, Specjalny suwak mierniczy. (zakończenie).

Opisywany suwak nadaje się specjalnie do obliczeń wcięć w przód oraz do rachunków kontrolnych przy wszystkich obliczeniach poligonowych jakoteż do tymczasowych współrzędnych punktów triangulacyjnych.

**Drobne wiadomości:** Lego 100-lecie istnienia zakładu meteorologii i geodynamiki. Lego, Prof. dr inż., h. c. dr. h. c. C. F. Baeschlin. 70-lecie urodzin. K. Ledersteger, 350-lecie śmierci Tycho Brahe.

**Nowe książki:** Szwajcarski atlas dla szkół średnich Ed. Imhof'a. Jordan-Eggert, Podręcznik miernictwa, II tom, 1 część, nowe wydanie. Przegląd czasopism.

Dodatek austr. związku mierniczych i fotogrametrów. Dpl. inż. O. Kloiber, Uzyskanie i utrata prawa przez zasiedzenie.

## RIVISTA DEL CATASTO E DEI SERVIZI TECNICI ERARIALI

Nr 5 z 1951 r.

Prof. inż. Alfredo Paroli — Koszty pracy kreślarskiej w kartografii.

Ferdinando Romano, geom. — Zadania wyższego rzędu przy podziale powierzchni rozwiązywane przy pomocy podwójnego fałszywego położenia.

Dr inż. Ottone Fodera — Rys historyczny pomiaru miasta i okolic Peskary.

Dr inż. Diego Corsani — Budowa gmachu urzędu finansów w Arezzo.

Dr inż. Alfredo Grandi — Arytmetyka starożytnych Rzymian. Liczby i cztery działania.

Dr inż. Emanuele Terrana — Komparacja łąt inwarowych Instytutu Geodezji i Topografii Uniwersytetu w Rzymie. K. Br.



# BIULETYN GEODEZYJNEGO INSTYTUTU NAUKOWO-BADAWCZEGO

DODATEK DO MIESIĘCZNIKA „PRZEGLĄD GEODEZYJNY”

ROCZNIK 2

WARSZAWA – MAJ - CZERWIEC 1952

Nr 5/6

## Uwagi na temat porównywania dokładnościowego sieci liniowych i kątowych

(Na marginesie artykułu mgr. inż. P. Duliana)

Prof. dr Stefan Hausbrandt

W interesującym artykule mgr. inż. P. Duliana: „Przykład wyrównania triangulacji opartej na pomiarze boków”, opublikowanym w Nr 11 Przeglądu Geodezyjnego z r. 1951, spotykamy następujące zdanie.

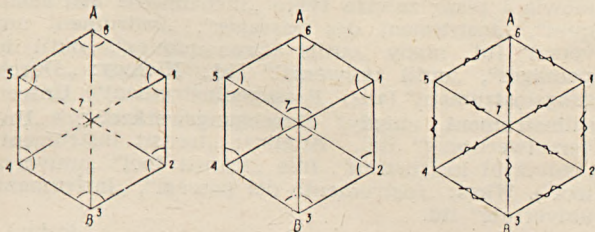
„Z powyższego zestawienia równań warunkowych widać również wyraźnie przewagę takiego wyrównania w porównaniu z wyrównaniem takiej samej sieci „staroego typu”. Sieć przedstawiona w przykładzie jest siecią powierzchniową, złożoną z 16 trójkątów, z przymusem dowiązania do 6 boków „dawnej triangulacji”. Przy wyrównywaniu poprawek do kątów mieliśmy przeszło 30 równań warunkowych, podczas gdy przy wyrównaniu poprawek do boków mamy tylko 10 równań warunkowych.”

Zdanie to wydaje się zasługiwać na bliższe omówienie. Wyciąga bowiem wnioski z porównania dwóch sieci triangulacyjnych, wyznaczających ten sam zespół punktów przy bardzo różnej ilości spostrzeżeń nadliczbowych (34 i 10), pomijając analizę dokładnościową. Wniosek inż. Duliana — oczywiście o ile nie chodziło w nim tylko o stwierdzenie, że rozwiązanie układu 10 równań jest mniej kłopotliwe od rozwiązania układu 30 równań — trzeba uznać za geodezyjnie niemiarodajny; podobnie jak niemiarodajnym byłoby stwierdzenie wyższości sieci łączącej punkty A i B przedstawionej na rys. 1 nad siecią łączącą te same punkty, przedstawioną na rys. 2, z tego tytułu, że pierwsza, zawierająca dwa spostrzeżenia nadliczbowe, wymagać będzie zestawienia dwóch równań warunkowych; zaś druga zawierająca osiem spostrzeżeń nadliczbowych, wymagać będzie zestawienia ośmiu równań warunkowych. Porównanie sieci przedstawionych na rys. 1 i na rys. 2 może natomiast mieć sens geodezyjny, jednak pod warunkiem następującego sformułowania: 1) w wypadku zaobserwowania kątów w sieci (1) z błędem średnim  $\pm m_0$  i przeprowadzenia wyrównania metodą najmniejszych kwadratów otrzymamy w wyniku wyrównania średnie błędy liniowe:  $\sqrt{m_x^2 + m_y^2}$  punktów równe odpowiednio:

dla punktów obwodowych (1. 2. 4. 5.)  $\pm 1,6 m_0 d$  dla punktu centralnego (7)  $\pm m_0 d$  (1) gdzie d jest długością boku sieci.

2) W wypadku zaobserwowania kątów w sieci (2) z błędem średnim  $\pm m_0$  i przeprowadzenia wyrównania metodą najmniejszych kwadratów otrzymamy w wyniku wyrównania średnie błędy liniowe punktów równe odpowiednio:

dla punktów obwodowych:  $\pm 1,1 m_0 d$  dla punktu centralnego  $\pm 0,7 m_0 d$ . (2)



Dodajemy teraz do podanych wyżej sformułowań, mogących stanowić materiał do porównywania sieci centralnych kątowych pełnych z sieciami pozbawionymi obserwacji horyzontalnych, następujące sformułowanie, dotyczące sieci liniowej centralnej, oparte, jak i poprzednie sformułowania, na analizie dokładnościowej: 3) W wypadku zaobserwowania w sieci centralnej długości boków ze średnim błędem względnym

$$\frac{m_l}{d} = m_0 \text{ i przeprowadzenia wyrównania metodą}$$

najmniejszych kwadratów, otrzymamy w wyniku wyrównania średnie błędy liniowe punktów równe odpowiednio:

dla punktów obwodowych:  $\pm 1,5 m_0 d$  dla punktu centralnego  $\pm 1,2 m_0 d$ .\* (3)

Z porównania sformułowań (1) (2) (3) wynika jasno, że gdy średni błąd względny pomiaru boku  $\frac{m}{d}$  w sieci

liniowej foremnej będzie wielkością tego samego rzędu co średni błąd kąta  $m_0$  (rozumiemy go oczywiście w mierze radialnej) w sieci kątowej foremnej wówczas sieć liniową można uznać za równowąską dokładnościowo takiej sieci kątowej, w której pominięto obserwacje na punkcie centralnym. Natomiast sieć kątowa foremna, w której zaobserwowano wszystkie kąty, będzie w tych warunkach znacznie dokładniejsza, gdyż dostarczy nam w wyniku wyrównania współrzędne o ca 2 półtorakrotnie mniejszych błędach średnich.

Wyniki analizy błędów średnich współrzędnych po wyrównaniu ujęte w sformułowaniach (1. 2. 3.) pokrywają się tutaj częściowo z przewidywaniami prof. E. Warchałowskiego, który, nie przeprowadzając tego rodzaju analiz, wypowiedział w swej „Triangulacji nowego typu” następującą ciągle aktualną uwagę: „Stąd wyciągamy ogólny wniosek, że w triangulacji, opartej wyłącznie na pomiarze boków, wyznaczenia boków musiałyby być wykonywane z bardzo wysoką

\*) Wyniki analizy dokładnościowej sieci promienistej, w której pominięto obserwacje na punkcie centralnym (rys. 1), skłaniają do wypowiedzenia pewnej uwagi, bardzo luźno związanej z tematem omawianego artykułu, a nawiązującej do projektów inż. Szantyra, dyskutowanych na ostatniej konferencji naukowo-technicznej ZMRP (listopad 1951). Projekty te zmierzają do osiągnięcia poważnych oszczędności w dziedzinie budowy wież triangulacyjnych. Istotą projektów inż. Szantyra z punktu widzenia geodezyjnego wydaje mi się być tworzenie w sieciach punktów pomocniczych — nazwijmy je punktami oporowymi — które, nie będąc stanowiskami instrumentu, służą wyłącznie jako punkty oparcia dla pęków celowych zewnętrznych. Inż. Szantyr wyobraża sobie realizację punktów oporowych pod postacią sygnałów świetlnych. Sądzę, że za punkty oporowe dałoby się w wielu wypadkach użyć istniejące budynki wysoko usytuowane, np. wieże kościołów na wzgórzach. Tak czy inaczej wzory (1), (2) wykazują, że spadek dokładności spowodowany przez zaniechanie obserwacji na punkcie centralnym regularnej sieci promienistej, łączącej dwa punkty stałe, nie jest bardzo wielki. Zakładając np.: ca 7 km: boki i  $\pm 2''$  błędu kątowego, otrzymamy średnie błędy liniowe: w sieci bez obserwacji centralnych rzędu ca  $\pm 0,111(1.6.0.00001.7000)$ , zaś w sieci z obserwacjami centralnymi rzędu ca  $\pm 0,08(1.1.0.00001.7000)$ , zaś w sieci z obserwacjami centralnymi rzędu ca  $\pm 0,08(1.1.0.00001.7000)$ . W wielu pracach różnice tego rzędu mogą być uważane za zupełnie nieistotne.

precyzją". Istotnie, jeśli przyjąć za Eggertem (Handbuch 1948), że nowoczesne pomiary kątowe osiągają dokładność 0.0000016 ( $\pm 1/3''$ ) pomiary liniowe w sieci foremnej rozpatrzonego typu musiałyby dla równoważności dokładnościowej z pełną siecią kątową osiągać dokładność ca 1,5 krotnie wyższą, to znaczy rzędu jednej milionowej.

Obliczenie wielkości błędów średnich współrzędnych  $m_x, m_y$ , w oparciu o błąd średni  $m_0$  pojedynczej obserwacji i o przybliżonej wartości współrzędnych, wymaga zestawienia tabeli współczynnika układu równań błędów,\*<sup>\*)</sup> przetransponowania jej w myśl ogólnie znanych reguł na tabelę współczynnika układu równań normalnych Gaussa:

\*<sup>\*)</sup> Zakładamy tu sformułowanie zagadnienia wyrównania sieci w oparciu o teorię spostrzeżeń pośrednich, a nie jak to robi inż. Dullian spostrzeżeń warunkowych. Odnośnie równania błędów dla obserwacji wykonanych na płaszczyźnie, ewentualnie przeniesionych na płaszczyznę odwzorowania, mają postać:

1) obs. liniowe:

$$-\cos \varphi_{ik} dx_i - \sin \varphi_{ik} dy_i + \cos \varphi_{ik} dx_k + \sin \varphi_{ik} dy_k + L_{prz} - L_{obs} = V$$

2) obs. kątowe:

$$\left| \begin{array}{cc} dx_L & dy_L \\ A_E & B_L \end{array} \right| + \left| \begin{array}{cc} dx_p & dy_p \\ -A_p & -B_p \end{array} \right| + \left| \begin{array}{cc} dx_c & dy_c \\ -(A_L - A_p) & -(B_L - B_p) \end{array} \right| + \alpha_{prz} = \alpha_{obs} = v$$

3) obs. kierunkowe:

$$\left| \begin{array}{cc} dx_i & dy_i \\ A_{ik} & B_{ik} \end{array} \right| + \left| \begin{array}{cc} dx_k & dy_k \\ -A_{ik} & -B_{ik} \end{array} \right| - dz + K_{prz} - K_{obs} = v$$

Użyte symbole mają następujące znaczenie:  $\varphi_{ik}$  kąt kierunkowy prostej łączącej punkt „i” z punktem „k”,  $dx, dy$  poprawki zamieniające przybliżoną wartość współrzędnej w jej wartość wyrównaną,  $L_{prz}$  i  $L_{obs}$  długość odcinka obliczona z przybliżonych współrzędnych oraz długość zaobserwowana i „zredukowana” na płaszczyznę odwzorowania,  $v$  — poprawki obserwacyjne.  $dx_L, dy_L, dx_p, dy_p, dx_c, dy_c$  poprawki zamieniające przybliżone wartości współrzędnych wyznaczających kąt na ich wartości wyrównane ( $L$  punkt na lewym ramieniu,  $P$  na prawym ramieniu,  $C$  w centrum kąta).  $A, B$  „współczynniki kierunkowe”, zdefiniowane przez równania:

$$A = \frac{\Delta x}{\Delta x^2 + \Delta y^2} \quad B = \frac{\Delta y}{\Delta x^2 + \Delta y^2}$$

[aa]	[ab]	[ac]
[ab]	[bb]	[bc]
[ac]	[bc]	[cc]
—	—	—

i obliczenia wartości „współczynników wagowych”  $Q_{ii}$  pozwalających już wyrazić błąd średni tej niewiadomej układu  $m_i$  przez błąd średni pojedynczej obserwacji  $m_0$  w myśl równania:

$$m_i = m_0 \sqrt{Q_{ii}}$$

Obliczenie współczynników wagowych  $Q$  uchodzi jak wiadomo za czynność pod względem rachunkowym wysoce skomplikowaną. Istotnie znajdowanie wartości tych współczynników czy to na drodze postępowania eliminacyjnego, czy też w oparciu o ich znaczenie wyznacznikowe;

$$Q_{ii} = \frac{D_{ii}}{D}$$

( $D$  jest tu wyznacznikiem głównym układu równań normalnych,  $D_{ii}$  odpowiednim podwyznacznikiem) wymaga dużego nakładu pracy rachunkowej. Jeżeli jednak należy dobrać współczynniki wagowe jako kwadraty kolumn odrotności pierwiastka krakowianowego:  $a_{ii} = (R_i)^2$  rachunek staje się bardzo prosty. Tak, np. przeprowadzenie analizy dokładnościowej omawianych trzech układów (trzy razy po 10 niewiadomych) zabrało niżej podpisanemu około 15 godzin czasu, choć jest on bardzo daleki od biegłości przodowników pracy w dziedzinie rachunku maszynowego.

$L_{prz}$  i  $L_{obs}$  wartość kąta: obliczona z przybliżonych współrzędnych, oraz zaobserwowana i „zredukowana”.

$K_{prz}$   $K_{ob}$  wartości kierunków: obliczona z elementów przybliżonych oraz zaobserwowana i „zredukowana”.

$dz$  poprawka „stałej orientacyjnej”.  
W rachunku, którego wynik podano w artykule, nie operowano pojęciem kierunku lecz kąta. Ostatnie z zestawionych tu równań nie było więc potrzebne. Zagadnienie wag było oczywiście nieaktualne z uwagi na równe długości boków w badanej sieci liniowej.

## MATERIAŁY DO SŁOWNICTWA GEODEZYJNEGO

### Ustęp 2. Astronomia praktyczna (Głównie astronomia geodezyjna)

Praktische Astronomie. Astronomie pratique. Practical Astronomy.

#### Punkt 1. Instrumenty o umontowaniu horyzontalnym.

Instrumenty o umontowaniu horyzontalnym. Horizontal montierte Instrumente. Instrumente. Instruments à monture horizontale (azimutale)

Horizontally (azimutally) mounted instrum. Mounted Chauv. 316, 367; equat. mountig Chauv. 391

Instrumenty posiadające 2 osi obrotu, z których oś o kierunku stałym jest pionowa, a około niej obraca się druga w płaszczyźnie poziomej, stanowiąca oś obrotu lunety; albo też posiadające tylko jedną oś obrotu poziomą (tylko u astrolabium pryzmatycznego pionową).

„Umontowanie horyzontalne” nazywa się tak dlatego, że jest ono dostosowane do „układu spórzędnych horyzontalnych”. W ciągu ostatniego 10-lecia zjawiała się w astronomii polskiej — (do geodezji jeszcze dotychczas nie przeniknęła) — moda (szerząca się przez naśladownictwo coraz bardziej) unikania terminów „instrument przejściowy”, „instrument uniwersalny” itp. i używanie natomiast nazw „narzędzie przejściowe”, „narzędzie uniwersalne” i podobnie o wszystkich innych instrumentach astronomicznych. Spotykało się tę nazwę w polskiej literaturze astronomicznej wpraw-

dzie i dawniej, ale tylko rzadko (a w mowie jeszcze rzadziej niż w piśmie); pospolitą była zawsze nazwa „instrumenty”; obecnie w Polsce daje się zauważyć dążność do zupełnego wyrugowania tej do niedawna jeszcze pospolitej nazwy, przyjętej zresztą do dziś dnia powszechnie i stale we wszystkich językach świata: francuskim, niemieckim, angielskim, włoskim itd. Dążność ta nowomodna jest moim zdaniem, niczym nie uzasadniona, a wprowadzony natomiast wyraz „narzędzia” jest niestosowny. Narzędziami nazywają się przybory służące do wykonania jakiejś mechanicznej czynności — najczęściej do zastąpienia w nich ręki, celem osiągnięcia czy to silniejszego czy precyzyjniejszego działania (albo wreszcie poprostu dla uniknięcia niewygody czy nieprzyjemności związanej z wykonaniem jej samą ręką). Narzędziami są więc np. młotek, obcęgi, motyka, kielnia, hebel, pilnik, piła, szypce, klucz francuski itd. Ale nazywać narzędziami np. spektroskop, lunetę, termometr, polaryskop itp. jest niestosownie. Toteż np. francuscy astronomowie mówią i piszą zawsze tylko „instruments astronomiques”, „instrument des passages”, „instrument universal” itd., nigdy „outils astronomiques”, „outil des passages”, „outil uniwersal” itd., Niemcy: „Durchgangsinstrument” (albo „Passageninstrument”), Universalinstrument, nigdy Durchgangswerkzeug, „Universalwerkzeug” itd., Anglicy: „transit instrument”, „universal instrument”, (nie „transit tool”, „universal tool”), Włosi: „instrumento dei passaggi”, „instrumento universale” itd.

(c.d.n.)



# EGZAMINY DYPLOMOWE

na wydziale Geodezyjnym Politechniki Warszawskiej

Uchwałą Rady Wydziału Geodezyjnego Politechniki Warszawskiej otrzymali tytuł inżyniera geodety. i magistra nauk technicznych następujący absolwenci Wydziału:

26. VI. 50

- |                        |                                 |
|------------------------|---------------------------------|
| 1. Paszkowska Ludwika  | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 2. Kaczmarek Stanisław | „ „ „                           |

20. XII. 50

- |                           |                                 |
|---------------------------|---------------------------------|
| 1. Bartoszewicz Stanisław | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 2. Chwałek Józef          | „ urzędzeń rolnych              |
| 3. Ciuk Tadeusz           | „ „ „                           |
| 4. Piliś Franciszek       | „ „ „                           |
| 5. Pierścionek Genowefa   | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 6. Sosnowski Tadeusz      | „ „ „                           |
| 7. Tarnowski Klemens      | „ „ „                           |
| 8. Trautsolt Stanisław    | „ urzędzeń rolnych              |

19. III. 51

- |                        |                                 |
|------------------------|---------------------------------|
| 1. Kotowski Ryszard    | „ „ „                           |
| 2. Ostrowski Wiesław   | „ „ „                           |
| 3. Wojtulewicz Stefan  | „ „ „                           |
| 4. Galiński Janusz     | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 5. Szelaż Czesław      | „ „ „                           |
| 6. Wołk Zygmunt        | „ urzędzeń rolnych              |
| 7. Aleksandrowicz Leon | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 8. Bala Józef          | „ „ „                           |

20. VI. 51

- |                          |                                 |
|--------------------------|---------------------------------|
| 1. Brunner Zbigniew      | „ urzędzeń rolnych              |
| 2. Bucewicz Bronisław    | „ „ „                           |
| 3. Prokopowicz Jerzy     | „ „ „                           |
| 4. Bielaniewicz Zdzisław | „ „ „                           |
| 5. Jarosiński Edward     | „ „ „                           |
| 6. Klanowski Stanisław   | „ „ „                           |
| 7. Zieliński Zbigniew    | „ „ „                           |
| 8. Kula Jerzy            | „ „ „                           |
| 9. Macieszczak Antoni    | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 10. Milewski Dariusz     | „ „ „                           |
| 11. Rybczyński Dariusz   | „ „ „                           |
| 12. Tkaczyk Janusz       | „ „ „                           |
| 13. Witebski Zdzisław    | „ urzędzeń rolnych              |
| 14. Ząbek Zbigniew       | z zakresu pomiarów podstawowych |

10. XI. 51

- |                       |                                 |
|-----------------------|---------------------------------|
| 1. Koronowski Ryszard | z zakresu pomiarów podstawowych |
| 2. Wapiński Janusz    | „ urzędzeń rolnych              |

20. XII. 51

- |                             |                         |
|-----------------------------|-------------------------|
| 1. Frankiewicz Marian       | „ pomiarów podstawowych |
| 2. Krajewski Gabriel        | „ „ „                   |
| 3. Napierkowski Zbigniew    | „ „ „                   |
| 4. Pietrzykowski Mieczysław | „ „ „                   |
| 5. Radwański Stanisław      | „ urzędzeń rolnych      |
| 6. Świderski Leon           | „ „ „                   |

26. I. 52

- |                                 |                         |
|---------------------------------|-------------------------|
| 1. Barański Eugeniusz           | „ „ „                   |
| 2. Ossowski Wiktor              | „ „ „                   |
| 3. Roszkowski Stanisław         | „ pomiarów podstawowych |
| 4. Rudzińska-Dobaczewska Weneda | „ „ „                   |

Cena zeszytu zł 6

IV ZJAZD NAUKOWY WYCHOWANKÓW AGH  
w dniu 7 czerwca br. w gmachu głównym AGH w Krakowie

PROGRAM RAMOWY ZJAZDU

Godz. 9.00 — Plenum otwarcia z referatami na temat „Postęp techniczny i wydajność pracy w Planie 6-letnim“

Godz. 11.00 — 12.30 — Przedpoł. posiedzenia Sekcji zjazdowych

Godz. 13.30 — 17.30 — Popołudn. posiedzenia Sekcji zjazdowych

Godz. 18.00 — 19.00 — Plenum zamknięcia

Wykaz zgłoszonych prac na Sekcje Miernictwa górniczego i planowania przestrzennego obejmuje następujące tytuły:

Referaty:

1. mgr inż. R. Pieńkowski  
Planowanie przestrzenne na obszarze niecki węglowej Górnego Śląska.
2. dr inż. St. Knothe  
Klasyfikacja terenów górniczych z punktu widzenia ich przydatności do zabudowy.
3. prof. inż. M. Odlanicki  
Rola miernictwa w planowaniu przestrzennym.
4. mgr inż. A. Kleczkowski  
Geologiczne podstawy planowania przestrzennego.
5. mgr inż. E. Sukiennik  
Obniżenia terenów nie są warunkami koniecznymi i wystarczającymi do zaistnienia szkód górniczych.

Komunikaty:

1. prof. dr inż. T. Kochmański  
Wyrównanie kierunków
2. mgr inż. J. Niewiara  
Zastosowanie drutów stalowych do pomiarów.
3. mgr inż. W. Wierusz  
Nowa odmiana orientacji kopalń.