

Studienrichtung Vermessungswesen
Technische Hochschule in Wien

GEOWISSENSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN

Heft 1

Kolloquium der Assistenten der Studienrichtung
Vermessungswesen 1970 — 1973

Geowiss. Mitt.,
1, 1973

Wien, im Dezember 1973

Einband
Fa. Karl Luzansky, 1040 Wien
Offsetdruck
ÖHTHW-Vervielfältigung, 1040 Wien

VORWORT

Im Herbst des Jahres 1970 haben die Assistenten der Studienrichtung "Vermessungswesen" der Technischen Hochschule in Wien den Plan gefaßt, über bestimmte, von den Instituten und von ihnen selbst bearbeitete Projekte regelmäßig und öffentlich zu berichten. Dieses Vorhaben konnte unter dem Namen "Kolloquium der Assistenten der Studienrichtung Vermessungswesen" im Rahmen des Außeninstitutes der Technischen Hochschule in Wien verwirklicht werden. Dies wäre aber nicht möglich gewesen ohne das Wohlwollen und die Unterstützung der Herren Professoren Dr. Alois BARVIR, Dr. Friedrich HAUER, Dr.h.c. Karl NEUMAIER und weiland Dr. Karl LEDERSTEGGER. Dafür sei hier der Dank der Assistenten ausgesprochen.

Später wurde das Kolloquium in die Vortragstätigkeit des "Österreichischen Vereines für Vermessungswesen und Photogrammetrie" aufgenommen. Bis zum Sommer 1973 konnten 21 Vorträge mit sehr weit gestecktem Themenkreis vor einer erfreulich großen Zahl von Fachkollegen und Studenten gehalten werden. Nun legen die Assistenten ihre Vorträge im Druck vor. Vielleicht wird damit auch ein Beitrag zum oft zitierten "post graduate" - Studium geleistet. Der Entschluß zur Publikation gab Anlaß zur Gründung der Schriftenreihe "Geowissenschaftliche Mitteilungen", in der die Ergebnisse der zunehmenden Aktivität aller sechs Institute der Studienrichtung "Vermessungswesen" in zwangloser Folge veröffentlicht werden sollen. Nicht alle Vorträge werden hier vollständig wiedergegeben, manche wurden bereits in Fachzeitschriften publiziert, andere eignen sich nach Meinung der Autoren weniger gut für eine schriftliche Darstellung. Jedoch wurde von allen Vorträgen eine Kurzfassung aufgenommen.

Der Unterzeichnete gehört nicht mehr zum Stande der Assistenten. Er wäre aber dennoch froh, wenn das "Kolloquium" sich weiterhin erfolgreich entwickelte und sich zum ersten Blatt am Stamme der "Geowissenschaftlichen Mitteilungen" bald weitere gesellten.

Dr. Kurt BRETTNERBAUER

INHALTSVERZEICHNIS

PLACH, H.: Der Einsatz von Klein- und Mittelklassecomputern im Vermessungswesen.	1
PETERS, K.: Modethema Ausgleichsrechnung.	3
BRETTNERBAUER, K.: Physik der Atmosphäre.	5
WALDHÄUSL, P.: Orthophototechnik in Österreich.	23
PALFINGER, G.: Spezielle Probleme bei der Trasseneinrechnung im Straßenbau.	41
KORSCHINECK, E.: Geodätische Feinmessung - Justierung von Funkenkammern am Institut für Hochenergiephysik.	43
GERSTBACH, G.: Geometrische Methoden der Satellitengeodäsie.	57
OTEPKA, G.: Digitalisierung von photogrammetrisch erhaltenen Daten.	75
BRUNNER, F.: Kritisches und Aktuelles zum trigonometrischen Nivellement.	77
BRÜCKL, E.: Eisdickenmessungen von Gletschern der Ostalpen.	79
PERDICH, W.: Das Tellurometer MA 100.	81
EGGER, H.: Netzplantechnik.	103
SCHUSTER, G.: Die vermessungstechnischen Arbeiten für das neue Hallenstadion.	125
FRANTZ, W.: Plottereinsatz in der Vermessungskanzlei.	127
BRETTNERBAUER, K.: Astronomische Ortsbestimmung.	129
PETERS, K.: Typenvergleich der Meßgenauigkeit.	131
PLACH, H.: Der Einsatz des Mittelklassencomputers als Terminal zur Datenbank des Bundesamtes für Eich- u. Vermessungswesen.	133
BRUNNER, F.: Natürliche Massenbewegungen aus der Sicht des Geodäten.	151
WALDHÄUSL, P. und BREYER, E.: Allgemeine Tendenz und praktische Möglichkeiten der Aerotriangulation am Institut für Photogrammetrie der TH Wien.	171
BRÜCKL, E.: Das Spannungsfeld der Erde.	189
PALFINGER, G.: Elektronische Berechnungen im Straßenbau durch den Geodäten.	205

Geowiss. Mitt. 1

1973, 1 - 2

DER EINSATZ VON KLEIN- U. MITTELKLASSE-
COMPUTER IM VERMESSUNGSWESEN

von

H. Plach

(Vortrag gehalten am 18. November 1970
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Hans Plach, Hochschulassistent am Institut für Allgemeine
Geodäsie der Technischen Hochschule Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Anhand eines historischen Überblicks wird die Entwicklung der Rechenhilfsmittel in der geodätischen Praxis aufgezeigt. Der Einführung der Tischcomputer, im besonderen der Olivetti Programma 101, und allen damit verbundenen Problemen wird breiter Raum gewidmet. Seit der ersten Verwendung dieser Kleincomputer im Vermessungswesen sind nun fünf Jahre vergangen, und die einschlägigen Firmen bieten bereits mehr als 40 neue Modelle an. Es ist daher notwendig, auf die Technologie und Arbeitsweise dieser Rechner sowie die zugehörige Mnemonik einzugehen. Mit Hilfe einer Reihe von Auswahlkriterien wird der Versuch unternommen, dem Geodäten beim Kauf eines Tischcomputers echte Hilfeleistung zu bieten, in welchem Zusammenhang über Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen aus dem Ausland berichtet wird. Auch die zu erwartenden Schwerpunkte der technologischen Weiterentwicklung sollten jedem potentiellen Käufer bewußt sein.

Diesen Betrachtungen folgt eine Beschreibung und ein erster Erfahrungsbericht des Instituts für Allgemeine Geodäsie über Mittelklassecomputer. Zusammenfassend wird aufgezeigt, daß die MDV-Anlagen den im Einsatz stehenden Tischcomputern bei der Berechnung geodätischer Probleme weit überlegen sind und sie daher in Zukunft ablösen werden.

Diesem Tätigkeitsbericht des Instituts folgte nach dem Vortrag eine Demonstration der neu entwickelten Software am Philips MDV-Computer P 352/1000. Eingeladene Firmen zeigten den Vortragsteilnehmern ihre neuesten Produkte auf dem Gebiete der Tischcomputer. Über ein intelligentes Terminal der Firma Diehl konnten geodätische Aufgaben in einem Großrechenzentrum in der Bundesrepublik Deutschland gelöst werden.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 3 - 4

MODETHEMA AUSGLEICHSRECHNUNG

von

K. Peters

Vortrag gehalten am 16. Dez. 1970
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen

Dr. Kornelius Peters
Hochschulassistent am Institut für Landesvermessung
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 25 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Von "Praktikern" als überflüssig wegen steigender Instrumentengenauigkeit totgesagt, ist die klassische Ausgleichsrechnung weiterhin Bestseller der geodätischen Fachliteratur und Gesellenstück ambitionierter Wissenschaftslehrlinge, wie die Literaturübersichten zeigen. Verjüngt durch moderne Erkenntnisse (Innere Genauigkeit, Stochastische Prozesse, Informationstheorie, Prädiktion), hat sie durch die Vernunft- und Liebesehe mit der EDV vor allem die routinemäßige Auswertung vielfältigster qualitativ und quantitativ anspruchsvoller geodätischer Probleme ermöglicht und geläufig gemacht: räumliche Netze vom Olympia-Zeltdach bis zu Satelleitenwelt-netzen, Photogrammetrische Monsterblöcke von der Flurbereinigung bis zu Kontinentalnetzen. Ihre Struktur ist weiterhin die erprobte, dogmatisch - statische wie schon vor 100 Jahren, und gerade diese Sicherheit unangefochtener Denk- und Rechenalgorithmen ist ihre große Stärke.

Der Vortrag behandelt ausschließlich gesicherte Erkenntnisse im Sinne allgemein verständlicher Information; seine Themen werden im neuen Studienplan in lehrplanmäßigen Vorlesungen behandelt.

Nach einem kurzen historischen Abriß werden einige Begriffe erläutert: Moderne Notationen, Wahrscheinlichkeit, Korrelation, Kovarianzmatrix, Relative Fehlerellipse, Allgemeines Fehlerfortpflanzungsgesetz. Dann folgt eine Übersicht über gängige statistische Testverfahren. Besonderer Wert wird auf die Wirksamkeit der Ausgleichsrechnung gelegt: welche Genauigkeitssteigerungen können bei welchen Problemen erwartet werden? Es werden verschiedenartige Meßgrößen, Einzelpunkt- und Netzausgleichungen, nicht normalverteilte Werte, Vernachlässigung der Korrelationen, Näherungsverfahren, Fehler der Ausgangswerte und verschiedene Algorithmen behandelt. Nach einigen Beispielen bestehender EDV-Programme werden noch gelöste praktische Probleme aufgezählt.

Die vollständige Fassung erschien unter dem Titel "Moderne Tendenzen der Ausgleichsrechnung" im Sammelband der 5. Fachtagung für Vermessungswesen des BAfEuV.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 5 - 22

PHYSIK DER ATMOSPHÄRE

von

K. Bretterbauer

(Vortrag gehalten am 20. Jänner 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten der
Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Dr. Kurt Bretterbauer, ordentlicher Professor, Vorstand des Institutes
für Höhere Geodäsie, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Studium der Atmosphäre im allgemeinen und der Refraktionserscheinungen im besonderen gewinnt an Bedeutung. Vom Geodäten müssen daher Kenntnisse auf dem Gebiete der Physik der Atmosphäre verlangt werden. Der Vortrag bringt eine Einführung in die Grundtatsachen der Ausbreitung elektro-magnetischer Wellen, in die Gasgesetze und den Aufbau der Atmosphäre.

EINLEITUNG

Die Physik der Atmosphäre ist ein umfangreiches und kompliziertes, aber auch sehr reizvolles Gebiet, dessen Bedeutung ständig zunimmt. Es sollen hier die Grundlagen jener Teilgebiete berührt werden, die für die Geodäsie von Bedeutung sind.

Wir leben auf dem Grunde eines Meeres – des Luftmeeres. Die uns umgebende Luft verzerrt, behindert und verhindert manchmal sogar unsere Messungen. Es liegt im Wesen der Geodäsie begründet, daß die Genauigkeitsforderungen immer an der Grenze des Meßbaren liegen. Der Bereich der geodätischen Messungen reicht von wenigen Zehnermetern bis tausende von Kilometern. Die geforderte Genauigkeit wird nur dann erreicht werden können, wenn man einen angemessenen Teil des Aufwandes an Zeit und Geld der Erfassung und Berücksichtigung der atmosphärischen Einflüsse widmet. Bei dem hohen Stand der Instrumententechnologie tritt die Wirkung der Atmosphäre in den Meßergebnissen immer deutlicher hervor. Man kann die Sachlage überspitzt etwa so formulieren: Bei Präzisionsmessungen finden niemals zwei Messungen unter den gleichen Bedingungen statt. In aller Strenge erfaßt jede Messung neben der eigentlichen Meßgröße einen ganz bestimmten physikalischen Umweltzustand, der in seiner Art einmalig ist. Es ist unsinnig, solche Messungen etwa einem Ausgleichungsprozeß zu unterwerfen, ohne sie vorher auf atmosphärische Fehler untersucht und, wenn möglich, von ihnen befreit zu haben. Zu diesem Zweck muß der Geodät aber in der Lage sein, die Erkenntnisse der Experimentalphysiker und Meteorologen richtig anzuwenden.

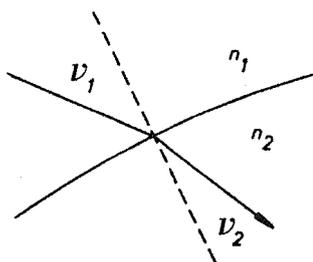
Bis etwa nach dem Ende des zweiten Weltkrieges war die einzige von den Geodäten benützte Strahlung das sichtbare Licht und das Interesse galt ausschließlich der Richtungsänderung, die es in der Atmosphäre erfährt. Seit der Entwicklung der elektromagnetischen Entfernungsmessgeräte müssen wir uns auch mit der Ausbreitungsgeschwindigkeit befassen und zwar nicht nur von Lichtwellen, sondern auch von Radiowellen im Dezimeter- und Zentimeterbereich.

AUSBREITUNG ELEKTROMAGNETISCHER WELLEN

Alle geodätischen Messungen werden notwendigerweise entlang von Bahnen elektromagnetischer Wellen ausgeführt. Die Phänomene der Wellenausbreitung werden durch das FERMATsche Prinzip beschrieben, welches besagt, daß sich elektromagnetische Strahlung im leeren Raum und in homogenen, isotropen Medien auf dem kürzesten Wege ausbreitet. Seine mathematische Formulierung lautet:

$$\int n \cdot ds = \text{Minimum}, \quad (1)$$

wenn s die Weglänge und n den Brechungsindex bedeutet, der als das Verhältnis der Ausbreitungsgeschwindigkeit im Vakuum zu jener im Medium definiert ist. Im leeren Raum ist daher $n = 1$, in allen Medien $n > 1$. An Diskontinuitätsflächen von n gehen aus dem FERMATschen Prinzip die Brechungsgesetze von SNELLIUS hervor. Diese fordern die Erhaltung der Einfallsebene und die Konstanz des Sinusverhältnisses, also



$$\frac{\sin \nu_1}{\sin \nu_2} = \frac{n_2}{n_1}. \quad (2)$$

Abbildung 1

Auf Grund der MAXWELLSchen Theorie der elektromagnetischen Schwingungen läßt sich der Brechungsindex n eines Stoffes, dessen Permeabilitätszahl gleich der Einheit angenommen werden kann, für alle Wellenlängen durch die Formel von KETTELER - HELMHOLTZ ausdrücken:

$$n^2 = \epsilon + \frac{M_1}{\lambda^2 - \lambda_1^2} + \frac{M_2}{\lambda^2 - \lambda_2^2} + \frac{M_3}{\lambda^2 - \lambda_3^2} + \dots \quad (3)$$

ϵ ist die Dielektrizitätskonstante des Stoffes, λ_i sind die Wellenlängen der Eigenschwingungen der Atome, M_i sind Stoffkonstanten. Den Umstand, daß der Brechungsindex nach (3) auch von der Wellenlänge λ der Strahlung abhängt, nennt man Dispersion. Gerade dieses Phänomen ermöglicht die Lösung von Refraktionsproblemen. Radiowellen zwischen 0,3 und 100 cm zeigen keine merkbare Dispersion.

Von besonderer Bedeutung ist die Tatsache, daß sich die Phase einer elektromagnetischen Welle, also die Wellenfront, mit anderer Geschwindigkeit fortpflanzt, als die in der Welle übertragene Energie, die ihren Ausdruck in der Amplitude findet. Man muß also stets zwischen dem Phasen- und dem sogenannten Gruppenbrechungsindex unterscheiden und die früher gegebene Definition der Brechzahl n bezieht sich in aller Strenge nur auf die Phasengeschwindigkeit. Bei Betrachtungen über die Richtungsänderung der Wellenbahn, also bei Winkelmessungen, ist die Phasengeschwindigkeit zu nehmen, bei elektromagnetischen Entfernungsmessungen dagegen die Gruppengeschwindigkeit.

Die praktische Berücksichtigung der Abhängigkeit des Phasenbrechungsindex für Licht von der Wellenlänge erfolgt nicht nach (3) sondern durch eine Formel von CAUCHY :

$$n_{\text{ph}} = A + \frac{B}{\lambda^2} + \frac{C}{\lambda^4} , \quad (4a)$$

worin A, B, C experimentell bestimmte Konstanten sind. Der entsprechende Ausdruck für den Gruppenbrechungsindex lautet:

$$n_{\text{gr}} = A + 3 \cdot \frac{B}{\lambda^2} + 5 \cdot \frac{C}{\lambda^4} . \quad (4b)$$

Zahlreiche Forscher haben sich um die Bestimmung der Konstanten bemüht. Heute sind die von EDLEN erhaltenen Werte allgemein anerkannt. Die Formel (4a) nimmt damit die Gestalt an:

$$(n_{\text{ph}} - 1) \cdot 10^7 = 2875,69 + \frac{16,206}{\lambda^2} + \frac{0,139}{\lambda^4} , \quad (5)$$

wenn λ in Mikrometer eingeführt wird. Für den Gruppenindex hat man bloß die Koeffizienten des zweiten und dritten Termes von (5) mit 3 bzw. 5 zu erweitern. Die Konstanten von EDLEN gelten für trockene Luft mit 0,03 % CO_2 bei 0°C und 760 Torr. Die Reduktion auf die herrschenden Verhältnisse erfolgt nach der Formel von BARREL und SEARS :

$$(n - 1) \cdot 10^6 = \left[(n_o - 1) \frac{p}{760} - 5,5 \cdot 10^{-8} e \right] \frac{T_o}{T} \quad (6)$$

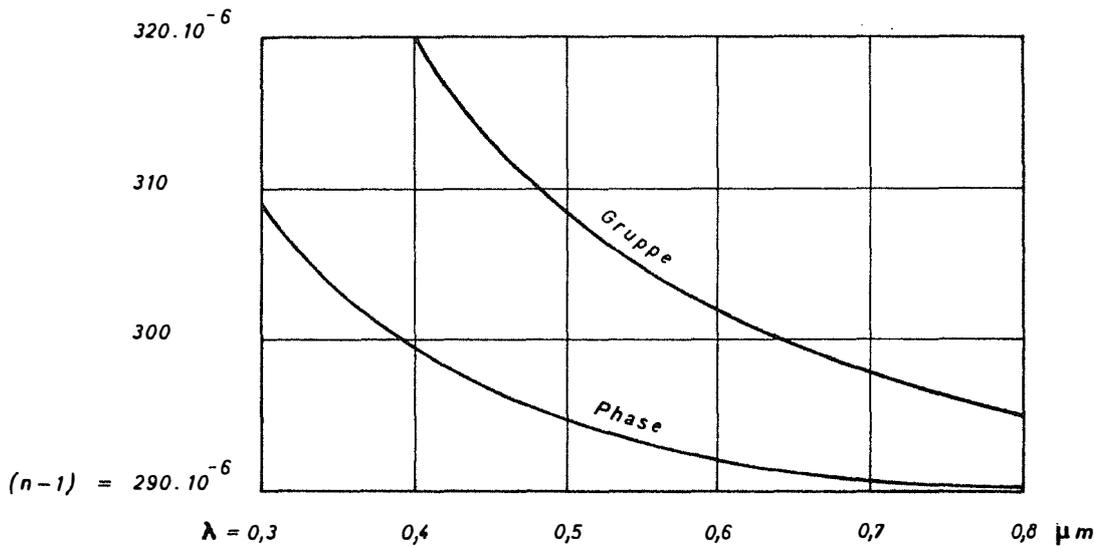


Abbildung 2

Darin ist n_0 der nach (5) berechnete Index, p der Luftdruck in Torr, e der Dampfdruck in Torr, T die thermodynamische Temperatur der Luft in $^{\circ}$ Kelvin und $T_0 = 273,16^{\circ}$ K.

Eine analoge, experimentell hergeleitete Formel für Radiowellen im Zentimeterbereich stammt von ESSEN und FROOME :

$$(n-1) \cdot 10^6 = \frac{103,49}{T} (p - e) + \frac{86,26}{T} \left(1 + \frac{5748}{T}\right) e . \quad (7)$$

Den obigen Formeln entnimmt man die Wirkung von Fehlern in der Bestimmung der meteorologischen Daten T , p und e auf den Brechungsindex. Der Einfluß der Temperatur auf Licht- und Radiowellen ist etwa gleich groß und ist die Hauptquelle von Fehlern in den geodätischen Meßergebnissen. Die Wirkung des Luftdruckes ist weit geringer und kann außerdem wegen des gesetzmäßigen Verhaltens des Druckfeldes beherrscht werden. Anders beim Dampfdruck. Während sein Einfluß auf Licht so klein ist, daß er in der Regel überhaupt vernachlässigt werden kann, ist seine Wirkung auf Radiowellen mehr als hundertmal größer. Der Grund dafür ist, daß die Wasserdampfmoleküle ein permanentes Dipolmoment besitzen, das auf elektromagnetische Wellen verschieden reagiert. Dazu kommt noch, daß sich die Verteilung des Wasserdampfes in der Luft keinen allgemein gültigen Gesetzen unterwirft. Somit stellt das Dampfdruckfeld das zentrale Problem der Mikrowellendistanzmessung dar.

Die Atmosphäre ist kein homogenes Medium, der Brechungsindex ändert sich von Punkt zu Punkt, der Weg der Welle ist eine Raumkurve. Der Zusammenhang der Richtungs- bzw. Geschwindigkeitsänderung mit der Variation des Brechungsvermögens der Luft ist theoretisch und rechnerisch gut erfaßbar. Die Weg- und Winkelkorrekturen lassen sich durch Integrationen gewinnen. Als besonders einfach erweist sich die Wegkorrektur:

$$\Delta s = \int_0^s [n(s) - 1] \cdot ds , \quad (8)$$

die von der gemessenen Distanz zu subtrahieren ist. Die Richtungskorrektur wird in einen vertikalen und einen lateralen Anteil aufgespalten. Ihre Darstellung würde hier zu weit führen; es sei nur festgestellt, daß die Vertikalrefraktion vom vertikalen Gradienten des Brechungsindexes, die Lateralrefraktion von horizontalen Gradienten normal zur Visurebene abhängt.

Unsere Probleme wären gelöst, könnten wir in allen Punkten der Wellenbahn den Brechungsindex, bzw. seine Gradienten messen. Die direkte Messung von n entlang der Bahn ist grundsätzlich möglich. Man fliegt mit einem Flugzeug die Strecke ab und mißt den Brechungsindex mit einem am Rumpf befestigten Refraktometer. Dies ist ein im Zentimeterbereich arbeitendes Mikrowellengerät, bei dem die Resonanzfrequenz zweier Hohlraumresonatoren miteinander verglichen werden. Der eine dieser Hohlräume ist evakuiert und versiegelt, der andere wird von der zu messenden Luft durchströmt. Diese Geräte arbeiten praktisch trägheitslos. Dem Einsatz im Felde stehen aber verschiedene Schwierigkeiten im Wege, ganz abgesehen von den Kosten. Es ist nicht leicht, in der Wellenbahn zu fliegen, gar unmöglich, wenn diese in Bodennähe verläuft. Weiters müßte die Messung ja in allen Punkten der Bahn gleichzeitig im Moment der geodätischen Beobachtung erfolgen. Die zeitlichen Schwankungen des Brechungsindexes können beträchtlich sein. Man kann auch Ballonsonden einsetzen. Jedoch erreicht man damit je Sonde nur einen Punkt der Bahn und diesen sehr unscharf.

Wir können sagen, daß uns im allgemeinen nur die beiden Endpunkte der Wellenbahn zugänglich sind, oft sogar nur ein Endpunkt, z.B. bei außerirdischen Zielen. Wir sind daher gezwungen, nach Gesetzmäßigkeiten zu suchen, die uns erlauben, aus den Endpunkten auf die Verhältnisse entlang der gesamten Bahn zu schließen.

DIE GASGESETZE

Zwischen dem Brechungsindex und der Dichte trockener Luft besteht ein Zusammenhang. Theoretisch ist dieser auch heute noch nicht restlos geklärt, aber einige Beziehungen sind gut begründet und haben sich experimentell innerhalb der Meßgenauigkeit bewährt. Für unsere Zwecke völlig ausreichend ist das einfache Gesetz von GLADSTONE - DALE :

$$n = \text{const} \cdot \rho, \quad \rho = \text{Dichte der Luft} . \quad (9)$$

Um die Dichteverhältnisse der Luft und den Zusammenhang mit dem Druck- und Temperaturfeld verstehen zu können, ist die Kenntnis einiger Gasgesetze notwendig.

Die wichtigsten Eigenschaften der Gase werden verständlich, wenn man annimmt, daß sich die Moleküle in einer ständigen Bewegung befinden. Die statistischen Mittelwerte dieser Bewegung bestimmen die Zustandsgrößen eines Gases, sein Volumen, seinen Druck und seine Temperatur. Sind diese Mittelwerte zeitlich konstant, so befindet sich das Gas im stationären Zustand. Eine unmittelbare Folge der Molekularbewegung ist die Diffusion, d.h. das Gas hat das Bestreben, sich im ganzen verfügbaren Raum gleichmäßig zu verteilen.

Die Gasgesetze haben eine besonders einfache Form, wenn man die Moleküle als Massenpunkte betrachtet und die zwischen ihnen herrschenden Anziehungskräfte vernachlässigt. Man spricht dann von einem idealen Gas. Der Druck den ein Gas auf eine begrenzende Wand ausübt, beruht auf den Stößen der Moleküle. Besteht ein Gas aus einer Mischung mehrerer idealer Gase, wie z.B. die Luft, so ist der Gesamtdruck gleich der Summe der Partialdrucke. (Gesetz von DALTON). Der Zustand einer Gasmenge ist allgemein durch Druck, Temperatur und Volumen (bzw. Dichte) gegeben. Zwei Größen können immer willkürlich geändert werden, die dritte Größe ist dann zwangsläufig bestimmt. Zwischen den drei Größen besteht demnach ein funktionaler Zusammenhang der Gestalt:

$$f(p, \rho, T) = \text{const} .$$

Die Wärmelehre hat diese Beziehung in Form der Gasgleichung für trockene Luft gefunden:

$$p = \rho \cdot \frac{R \cdot T}{M} \quad \text{oder} \quad p \cdot V = \frac{m}{M} R \cdot T. \quad (10)$$

R ist die universelle Gaskonstante : $R = 8,31434 \cdot 10^7 \text{ erg} \cdot \text{K}^{-1} \cdot \text{mol}^{-1}$;
 V stellt das Volumen, m die Masse und M das Molekulargewicht der betrachteten Luftmenge dar.

Allerdings gelten diese Gleichungen nicht streng, da z.B. bei Erreichen des Nullpunktes der Temperatur das Volumen verschwinden muß, eine Folgerung, die unmöglich ist. Deshalb kennt die Physik auch noch die van der WAALSsche Zustandsgleichung, die diese Diskrepanz vermeidet. Sonderfälle dieser allgemeinen Zustandsgleichung sind

$$\begin{aligned} \text{die isotherme Zustandsänderung: } p \cdot V &= \text{const.}, \\ \text{die isobare Zustandsänderung: } \frac{V}{T} &= \text{const.}, \\ \text{die isovolume Zustandsänderung: } \frac{p}{T} &= \text{const.} \end{aligned} \quad (11)$$

Trockene, reine Luft ist ein Gasgemisch bestehend aus 78,09 % Stickstoff, 20,95 % Sauerstoff, 0,93 % Argon und 0,03 % CO_2 . Der letzte Wert ist ein Durchschnittswert, da der Gehalt der Luft an Kohlendioxyd wegen der verschiedenen Verteilung der Lebensvorgänge und der zivilisatorischen Prozesse auf der Erde zeitlichen und örtlichen Schwankungen unterliegt. Dazu kommen noch bei natürlicher Luft feste Bestandteile, das sogenannte Aerosol. Es ist maßgeblich an der Dämpfung des Lichtes beteiligt. Interessant ist, daß die angegebene Zusammensetzung der Luft entgegen der Erwartung bis in große Höhen konstant bleibt. Die Experimentalphysik hat die Dichte trockener Luft bei 0°C und 760 Torr, bezogen auf Wasser von 4°C , zu $\rho_0 = 0,0012928 \text{ g} \cdot \text{cm}^{-3}$ bestimmt. Unter beliebigen Verhältnissen ist dann:

$$\rho = \rho_0 \cdot \frac{T_0}{T} \cdot \frac{p}{760}. \quad (12)$$

Natürliche Luft ist nie trocken. Sie kann bis zu 4 Volumsprozent Wasserdampf enthalten, wobei der vorhandene Dampf eine gleiche Menge trockener Luft verdrängt. Dieser Gehalt an Wasserdampf kann nie einen ganz bestimmten, von der Temperatur des Dampfes abhängigen Wert überschreiten. Dieser Wert ist aber unabhängig von der Anwesenheit anderer Gase. Ist dieser Maximalwert erreicht, sagt man, der Wasser-

dampf sei gesättigt. Der Sättigungswert kann aus der Temperatur über die empirische Formel von MAGNUS - TETENS errechnet werden:

$$E = 4,58 \cdot 10^{\frac{7,5 t}{237,5 + t}} \quad (13)$$

E = Sättigungsdampfdruck in Torr, t = Temperatur des Dampfes in $^{\circ}$ C.

Der normale Dampfgehalt der Luft beträgt im Durchschnitt etwa 50 - 75 % des Sättigungswertes. Bezeichnet e den Partialdruck des Dampfes, so gilt nach dem Gesetz von DALTON :

$$p_{\text{feucht}} = p_{\text{trocken}} + e, \quad \text{oder} \quad e = p_{\text{feucht}} - p_{\text{trocken}}.$$

Daher ist der Feuchtigkeitsgehalt der Luft grundsätzlich einer Bestimmung durch Druckmessung zugänglich. Weil dabei aber absolute Konstanz der Temperatur gewährleistet sein muß, ist das Verfahren nicht praktikabel. Man benützt daher das einfache Verfahren der Psychrometrie. Aus den Ablesungen an einem befeuchteten und einem unbefeuchteten Thermometer wird die sogenannte psychrometrische Differenz ($t - t_f$) bestimmt und daraus mit Hilfe der SPRUNGSchen Formel der Dampfdruck berechnet:

$$e = E_f - 0,5 \cdot \frac{p}{755} (t - t_f) \quad (14)$$

E_f ist der Sättigungswert, genommen für die Feuchttemperatur.

Es sei erwähnt, daß bei tiefen Temperaturen die Verwendung eines Haarhygrometers vorzuziehen ist. In vielen meteorologischen Publikationen, die der Geodät zu Rate ziehen muß, ist oft an Stelle des Dampfdruckes der sogenannte Taupunkt angegeben. Dies ist jene Temperatur, bei der der vorhandene Dampfdruck zur Sättigung ausreichen würde. Der Taupunkt kann berechnet, aber auch direkt gemessen werden.

Die früher erwähnte Gasgleichung hat für trockene Luft gegolten. Für feuchte Luft ergibt sich eine analoge Beziehung, wenn man die bestehenden Unterschiede zur trockenen Luft auf die Temperatur überwälzt, oder mit anderen Worten, wenn man in (10) an Stelle der Temperatur der trockenen Luft die sogenannte virtuelle Temperatur T' setzt. Sie bezeichnet diejenige Temperatur, die trockene Luft haben muß, um bei

gleichem Druck dieselbe Dichte zu besitzen wie die feuchte Luft der Temperatur T . Man kann aber auch anders argumentieren und die Abweichungen von der trockenen Luft auf den Druck überwälzen. Die Dichte wird dann nach (10) so bestimmt, als handle es sich um trockene Luft der Temperatur T , aber vom Druck $(p - \frac{3}{8} e)$. Beide Möglichkeiten sind äquivalent.

Die allgemeine Gasgleichung stellt die Beziehung zwischen den drei Größen Druck, Dichte und Temperatur dar. Meistens ist aber noch eine Nebenbedingung gegeben, z.B. daß die Zustandsänderung ohne Zufuhr oder Abfuhr von Wärme erfolgen soll. Man spricht dann von einer adiabatischen Zustandsänderung. Ein wichtiges Beispiel dafür ist die erzwungene Hebung eines Luftpaketes. Die Wirkung der Druckänderung auf die Temperatur ist dabei so beherrschend, daß die Wärmezufuhr und -abfuhr infolge Leitung und Strahlung vernachlässigt werden kann. In der Theorie wird dabei vom Gesetz der Erhaltung der Energie in Form des 1. Hauptsatzes der Wärmelehre in seiner Anwendung auf ein ideales Gas ausgegangen:

$$m \cdot c_v \cdot dT + p \cdot dV = dQ = 0 \quad (15)$$

$c_v = 7,18 \cdot 10^6 \text{ cm}^2 \text{ sec}^{-2} \text{ grad}^{-1} = \text{spez. Wärme bei konst. Volumen,}$

$dQ = \text{die in Form von Wärme zugeführte Energie.}$

Zusammen mit der allgemeinen Gasgleichung gewinnt man daraus die Gleichungen von POISSON für adiabatische Prozesse:

$$T \cdot p^{-0,286} = \text{const.}; \quad TV^{0,40} = \text{const.}; \quad pV^{1,40} = \text{const.} \quad (16)$$

Diese Gleichungen gelten sowohl für trockene als auch für ungesättigt feuchte Luft. Ist der Wasserdampf allerdings gesättigt und tritt Kondensation des Dampfes ein, dann wird latente Kondensationswärme frei und die POISSONschen Gleichungen enthalten noch einen Proportionalitätsfaktor κ der mit der Temperatur und leicht auch mit dem Druck variiert. Die POISSONschen Gleichungen in allen ihren Formen sind von größter Bedeutung für die Stabilitätsverhältnisse der Atmosphäre.

AUFBAU EINER STANDARDATMOSPHERE

Damit treten wir in ein anderes, wichtiges Kapitel ein, nämlich in die Statik der Atmosphäre. Vereinfachend wird ein kugelförmiger, konzentrisch geschichteter Erdball angenommen. Die ihn umgebende Luft möge nur unter der Attraktionswirkung der Erde stehen. Von der gegenseitigen Anziehung der Moleküle, sowie von thermodynamischen Prozessen sei abgesehen. Die Luft unterliegt dann zwei entgegengesetzter Tendenz: 1) seiner Molekularbewegung, die das Gas über den ganzen verfügbaren Raum gleichmäßig zu verteilen sucht, und 2) der Schwerkraft, die die Moleküle in den tiefsten möglichen Lagen zu verdichten sucht. Bei Abwesenheit sonstiger störender Einflüsse stellt sich ein stationärer Zustand ein, bei dem die Dichte des Gases mit der Höhe abnimmt. Man sagt, das Gas befinde sich im hydrostatischen Gleichgewicht. Dies führt auf die Grundgleichung

$$dp = -\rho g \cdot dh \quad , \quad g = \text{Schwerebeschleunigung.} \quad (17)$$

Daraus kann man die Dichte, oder auch den Druck mit Hilfe der Gasgleichung eliminieren und gewinnt die Gleichung:

$$\frac{d\rho}{\rho} = -\frac{g \cdot M}{R \cdot T} dh \quad . \quad (18)$$

Dies ist die Grundgleichung der barometrischen Höhenmessung aus der die bekannten Gebrauchsformeln hervorgehen. Darin sind die Schwerkraft g und die Temperatur T ebenfalls Funktionen der Höhe, was bei einer strengen Integration zu berücksichtigen ist. Zieht man aber nur geringe Höhenänderungen in Betracht, darf man g und T konstant setzen. Integration zwischen zwei Höhen, insbesondere zwischen dem Boden und der Höhe h gibt dann

$$\rho = \rho_B \cdot e^{-\frac{g M}{R T} \cdot h} \quad ; \quad (19)$$

e ist darin die Basis des natürlichen Logarithmus. Die Dichte der Luft nimmt also nach einem logarithmischen Gesetz ab. Die Abnahme erfolgt sehr rasch. Wer auf einem 3000 m hohen Berg steht, hat bereits mehr als 1/4 der gesamten Atmosphäre unter sich. In 50 km Höhe beträgt die Dichte nur mehr 2 % des Bodenwertes und man darf die Höhe der optisch wirksamen Atmosphäre mit 1/100 des Erdradius

(= 64 km) annehmen. Es muß hier ausdrücklich darauf aufmerksam gemacht werden, daß bei Messungen nach extraterrestrischen Zielen die hohen Schichten der Atmosphäre nur verschwindend geringen Einfluß auf Lichtwellen haben; dagegen sind bei Radiowellen gerade die hohen und höchsten Schichten der Atmosphäre, die sogenannte Ionosphäre, von entscheidender Bedeutung für die Ausbreitungsbedingungen. Es ist hier nicht möglich, näher auf diese verwickelten Probleme einzugehen.

Die Hochzahl in der vorigen Gleichung muß dimensionslos sein, daher hat der Faktor von h die Dimension cm^{-1} , also

$$\frac{g M}{R T} = \frac{1}{H} \quad \text{oder} \quad H = \frac{R T}{g M} \quad (20)$$

H stellt demnach eine Länge dar; ihr Betrag ist rund 8000 m und sie kann als die Höhe einer Atmosphäre konstanter Dichte gedeutet werden. Mit anderen Worten: denkt man sich die gesamte irdische Atmosphäre zu einer homogenen Schicht von der Dichte der Luft in Meeresniveau komprimiert, dann hat diese Schicht eine Höhe von rund 8 km. Man weiß aus der Erfahrung, daß die Temperatur im unteren Teil der Atmosphäre ebenfalls mit der Höhe abnimmt. Diese sinkende Temperatur wirkt aber der allgemeinen Dichteabnahme entgegen, denn kalte Luft ist dichter als warme. Man kann nun fragen, wie groß muß diese Temperaturabnahme sein, damit sie die allgemeine Dichteabnahme mit der Höhe gerade kompensiert, d.h. also damit die Atmosphäre homogen bleibt? Unter Zuhilfenahme der Gasgleichung findet man $\Gamma = -3,41^\circ \text{C pro } 100 \text{ m}$. Eine größere Temperaturabnahme ist physikalisch unmöglich, sie würde zu einer Zunahme der Dichte mit der Höhe führen.

Übrigens kann man sofort aus der Höhe der homogenen Atmosphäre zwei wichtige Schlüsse ziehen. Einmal erlaubt sie eine recht genaue Berechnung der Masse der irdischen Atmosphäre zu $m = 5,2 \cdot 10^{21} \text{ g}$. Sodann kann man abschätzen, wie groß die atmosphärische Korrektur bei Distanzmessungen mit Licht nach extraterrestrischen Zielen ist. Sie beträgt nach (8) bei Visur nach dem Zenit rund 2,40 m.

Die soeben erwähnten 8 km spielen noch in anderer Hinsicht eine merkwürdige Rolle. Die Dichte der Luft am Boden ist in hohen Breiten der Erde größer als in niederen. Der Grund ist die größere Schwerebeschleunigung und die tiefen Temperaturen in hohen Breiten. Andererseits ist die Dicke der Atmosphäre in hohen Breiten ge-

ringer als in niederen, daher muß der Dichtegradient $d\rho/dh$ in hohen Breiten größer sein als in niederen. Zeichnet man den Zusammenhang zwischen Dichte und Höhe für hohe und niedere Breiten in ein Diagramm ein, so schneiden sich die beiden Kurven in etwa 8 km Höhe. Dort ist also der horizontale Dichtegradient in Nord-Süd-Richtung gleich Null, d.h. die Dichte der Atmosphäre ist in dieser Höhe über den ganzen Erdball konstant. Diese Schicht wurde von LINKE entdeckt und ist von größter Bedeutung für das Wettergeschehen.

Wenn man die vorhin erwähnte POISSONSche Gleichung mit der hydrostatischen Grundgleichung (17) kombiniert, gewinnt man den Temperaturgradienten, der sich bei einem adiabatischen Prozeß, also z.B. bei erzwungener Hebung eines Luftpaketes ausbildet. Er errechnet sich zu $\gamma' = -1^\circ \text{C}/100 \text{ m}$. Der tatsächlich herrschende vertikale Temperaturgradient kann sehr unterschiedliche Werte annehmen. Er kann, besonders in Bodennähe stark negativ sein, wird aber häufig, besonders nachts, auch positiv. Man spricht dann von Inversionen. Da mit wachsender Temperatur die Dichte abnimmt, bedingen Inversionen eine besonders große Stabilität der Luft. Der aus zahlreichen Messungen bestimmte durchschnittliche vertikale Temperaturgradient der freien Atmosphäre beträgt etwa $\gamma = -0,65^\circ \text{C pro } 100 \text{ m}$.

Eine besondere Rolle, wie schon früher angedeutet, spielt der Wasserdampf. Seine Verteilung in der Luft unterliegt nur sehr allgemeinen Gesetzmäßigkeiten. Von der Kenntnis der Verteilung aber hängt die Güte von Mikrowellendistanzmessungen ab. Im allgemeinen nimmt die Feuchtigkeit mit der Höhe ab, vor allem deshalb, weil mit sinkender Temperatur sich immer weniger Wasser in Dampfform halten kann. Man hat versucht, diese Abnahme in eine empirische Formel zu kleiden. Eine solche Interpolationsformel ist z.B. jene von HANN und SÜRING :

$$e_h = e_B \cdot 10^{-\frac{h}{6300}}, \quad h \text{ in Metern} \quad (21)$$

Man hat natürlich versucht aus den zahllosen meteorologischen Messungen die am Boden, in Flugzeugen und Ballonsonden ausgeführt wurden, Durchschnittswerte der atmosphärischen Parameter für bestimmte Jahreszeiten und Weltgegenden auf statistischem Wege abzuleiten. Für bestimmte Zwecke, wie z.B. die Luftfahrt, die internationalen Radioverbindungen etc. hat man sich sogar auf sogenannte Normal-

oder Standardatmosphären geeinigt. Als Beispiel sei die Internationale Normalatmosphäre angeführt.

Meeres- höhe	t ° C	p(Torr)	e(Torr)	Brechungsindex f. Mikrowellen	Gruppenbrech.index f. Licht, $\lambda = 0,56 \mu m$
0 m	15°,0	760	7,7	1.000 319	1.000 288
500 m	11°,7	716	6,2	297	275
1000 m	8°,5	674	5,0	278	262
1500 m	5°,2	634	4,0	261	249
2000 m	2°,0	596	3,2	245	236

Solche Standardatmosphären wurden und werden zum Teil auch heute noch zur Reduktion geodätischer Messungen verwendet, obwohl sie nur eine näherungsweise Korrektur erlauben. Die Verwendung einer solchen Normalatmosphäre führt sofort zu zwei wichtigen Schlußfolgerungen: weil man sich diese Normalatmosphären aus konzentrischen, sphärischen Schichten aufgebaut denkt, erfolgt die Strahlenbrechung immer in einer Vertikalebene, d.h. es gibt keine Lateralrefraktion, und die Vertikalrefraktion verschwindet bei Zielung nach dem Zenit. Wie sieht nun der Wellenweg in einer solchen Normalatmosphäre aus? Aus dem Brechungsgesetz von SNELLIUS folgt sofort die sogenannte Strahlgleichung:

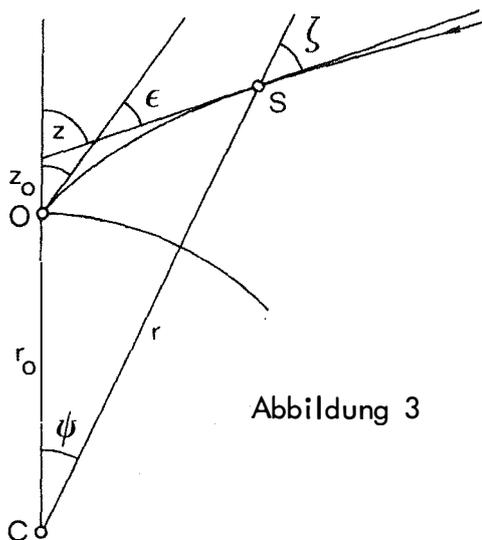


Abbildung 3

$$n \cdot r \sin \zeta = \text{const.} \quad (22)$$

Den Wert dieser Konstanten können wir durch Messungen am Boden bestimmen. Durch Differentiation der Strahlgleichung und einigen Umformungen gewinnt man eine Gleichung für die Änderung der Zenitdistanz:

$$d\epsilon = dz = - \frac{\text{const}}{\sqrt{n \cdot r^2 - \text{const}^2}} \cdot \frac{dn}{n} \quad (23)$$

Zwischen irgend zwei Punkten der Bahn integriert, gibt diese Gleichung den Betrag der Richtungsänderung der Welle, also die Refraktion. Dabei ist zu bedenken, daß in einer Normalatmosphäre n eine Funktion von r allein ist. Integriert man insbesondere vom Boden ($n = n_0$) bis an die Grenze der Atmosphäre ($n = 1$) so erhält man die astronomische Refraktion:

$$R'' = 60'' \cdot \tan z_0 + \dots \quad (24)$$

Von besonderem Interesse ist die Bahnkrümmung der Strahlen. Eine einfache Betrachtung ergibt

$$\frac{d\epsilon}{ds} = - \sin \zeta \cdot \frac{dn}{dh} \quad (25)$$

Die Krümmung hängt neben dem Einfallswinkel also in erster Linie vom vertikalen Gradienten der Brechzahl ab. Da im allgemeinen dn/dh negativ ist, sind die Bahnkurven zur Erde gekrümmt. Der Bahnradius ist in der Regel ein Vielfaches des Erdradius. Der Gradient dn/dh variiert aber sehr stark, besonders für Radiowellen, wegen des starken Einflusses der Luftfeuchtigkeit. Manchmal ist $dn/dh = 0$, dann verläuft die Welle geradlinig, ja selbst positive Werte des Gradienten sind bei Radiowellen denkbar, dann ist die Bahn von der Erde weg gekrümmt. Ein besonders interessanter Fall liegt vor, wenn die Bahnkrümmung gleich der Erdkrümmung wird, oder diese sogar übertrifft. Dann können besondere Reichweiten bis zum Mehrfachen der optischen Sicht erzielt werden. Solche Verhältnisse treten regelmäßig über ausgedehnten Wasserflächen auf.

Die tatsächlichen atmosphärischen Verhältnisse weichen von diesen Standardvorstellungen oft beträchtlich ab. Dies gilt nicht einmal so sehr für die sogenannte "freie" Atmosphäre, als für die bodennahe Schicht, in der wir meist die Messung der meteorologischen Daten vornehmen müssen. Bei Tagesmessungen können z.B. die bodennahen Temperaturen infolge Sonneneinstrahlung merklich höher sein als in der freien Atmosphäre. Bei Nachtmessungen dagegen tritt infolge von Inversionen häufig der entgegengesetzte Effekt auf: Die auf Berggipfeln gemessenen Temperaturen sind kleiner als in gleicher Höhe über dem Tal. Dies kann aber auch bei Tag auftreten, wenn die an Berghängen aufsteigende Luft adiabatisch abgekühlt wird. Diese Erscheinungen verfälschen vor allem Distanzmessungen.

Bei Richtungsbeobachtungen wiederum wirkt störend, daß die Flächen gleicher Dichte in der Regel nicht senkrecht auf das Lot stehen, wie es den Standardvorstellungen entspricht. Diese Neigung der Flächen gleicher Dichte gegen den Horizont bewirkt zusätzliche Vertikal-, aber auch Lateralrefraktionen. Die Ursache dieser Schichtenneigungen sind in horizontalen Temperaturgradienten zu suchen. Dabei kommt es in erster Linie auf die Verhältnisse in der nächsten Umgebung des Instrumentes an.

Weitergehende Überlegungen führen zu einer wichtigen Erkenntnis: wenn gestörte Kennwerte der Atmosphäre zur Reduktion benützt werden, dann wirken diese auf Horizontalwinkelmessungen praktisch unabhängig von der Entfernung; auf Distanzmessungen wirken sie proportional der Entfernung und auf Vertikalwinkelmessungen nach terrestrischen Zielen proportional dem Quadrat der Entfernung. Diese Tatsache mußte bei der gemeinsamen Ausgleichung solcher Messungen berücksichtigt werden.

AUSBLICK

Man sieht, die Verhältnisse bei geodätischen Präzisionsmessungen sind sehr komplex. Es gibt allerdings einen Weg zur Überwindung aller Schwierigkeiten, der schon vor dem letzten Krieg von dem deutschen Geodäten NÄBAUER grundsätzlich erkannt wurde. Dieser Weg führt über die Ausnützung der Erscheinung der Dispersion. Betrachten wir zunächst die Richtungsänderung eines Lichtstrahles. Verschiedenfarbiges Licht wird verschieden stark gebrochen. Beobachtet man also einen Höhenwinkel einmal bei rotem, einmal bei blauem Licht, dann muß eine sehr kleine Differenz $\Delta\alpha$ der beobachteten Winkel auftreten. Zwischen $\Delta\alpha$ und dem gesuchten Refraktionswinkel α besteht die Beziehung:

$$\frac{\Delta\alpha}{\alpha} = \frac{n_o}{n_o - 1} = B \quad \text{und} \quad \alpha'' = \frac{\Delta\alpha''}{B} . \quad (26)$$

Der Faktor B ist unabhängig von den herrschenden atmosphärischen Verhältnissen und kann aus der Dispersionsformel berechnet werden. Allerdings, will man den Refraktionswinkel auf 1'' genau ermitteln, muß man $\Delta\alpha$ auf besser als 0''03 messen.

Ähnlich ist der Grundgedanke des Dispersionsverfahrens bei Distanzmessungen. Es sei eine mit rotem Licht gemessene Distanz:

$$s_r = s + \Delta s_r ,$$

worin s die wahre, unbekannte Distanz darstellt. Die entsprechende Gleichung für blaues Licht lautet:

$$s_b = s + \Delta s_b .$$

Differenzbildung gibt

$$s_b - s_r = \Delta s_b - \Delta s_r = d \Delta s .$$

Die sehr kleine Größe $d \Delta s$ ist grundsätzlich meßbar. Bildet man

$$A = \frac{\Delta s_r}{\Delta s_b - \Delta s_r} ,$$

dann ist:

$$\Delta s_r = A \cdot d \Delta s . \tag{27}$$

Der Faktor A ist wieder unabhängig von den atmosphärischen Verhältnissen und kann aus der Dispersionsformel berechnet werden. Will man eine 15 km lange Strecke auf 1 cm genau messen, muß $d \Delta s$ auf besser als 1 mm bestimmt werden. Beide Anwendungen der Dispersion haben unter Verwendung von Laserlicht schon sehr ermutigende Resultate gegeben.

Ganz neue Aufgaben und Anwendungen erwachsen der Geodäsie aus der Möglichkeit, kosmische Radioquellen, sogenannte Quasare, zu hochgenauen, interkontinentalen Distanzmessungen heranzuziehen. Dies wird auch neue Anregungen und Probleme für die Refraktionsforschung ergeben. Sicher ist, daß die Physik der Atmosphäre nicht nur allgemein, sondern ganz besonders für die Geodäten an Bedeutung gewinnt, was auch im Lehrplan der Hochschulen zum Ausdruck kommen wird.

Geowiss. Mitt. 1

1973, 23 - 40

ORTHOPHOTOTECHNIK IN ÖSTERREICH

von

P. Waldhäusl

(Vortrag gehalten am 10. Februar 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen,
überarbeitete Fassung)

Dipl.Ing. Dr. Peter Waldhäusl, Hochschulassistent am Institut für Photogrammetrie,
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG :

Während in der Deutschen Bundesrepublik und in vielen anderen Ländern die Orthophotokarte längst zum Selbstverständlichen gehört, ist das Orthophoto in Österreich noch praktisch unbekannt. Es ist Zeit, daß auch wir uns damit auseinandersetzen. Im wesentlichen stehen zwei Systeme zur Verfügung: Profilabtastgeräte mit on line oder off line Betrieb eines Orthoprojektors und Patch'abtastautomaten, denen ein Orthoprojektor on line angeschlossen ist. Ihre Vorteile und Nachteile zeigen, daß die Entwicklung noch in vollem Gange ist. Dennoch sollte man jetzt in Österreich beginnen. Zunächst mit gezielten Versuchen. Dazu kann eine ganze Reihe von Anregungen gegeben werden:

Orthophotos für Touristenkarten, als Kataster für Entwicklungsländer, für Forstkarten, für die Wildbach- und Lawinenverbauung für geowissenschaftliche Untersuchungen vieler Art, für die Raumplanung zunächst in den Zentralräumen, als Grundkartenwerk? Die Frage sollte neu durchdacht werden. Zahlreiche Anwendungsmöglichkeiten gibt es auch für den österreichischen Kataster.

EINLEITUNG

Photokarten sind in allen Maßstäben denkbar. Je nach Maßstab vermitteln sie mehr oder weniger Detailinformationen, geben sie weniger oder mehr generellen Überblick. Im Bereich der topographischen Übersichtsmaßstäbe wird dies deutlich, wenn wir die HASSELBLAD-Aufnahmen aus Apollo 11 mit einem Bildmaßstab von genähert 1 : 800 Millionen mit der Karte 1 : 500 000 des US Geological Survey vergleichen, welche 1970 aus Aufnahmen 1 : 2,5 Millionen hergestellt worden ist. Diese Karte stellt ein Bildmosaik aus Aufnahmen verschiedener Raumflüge aus den Jahren 1965 - 1968 dar. Je größer der Bildmaßstab wird, desto stärker wirkt sich das Geländere relief auf die Genauigkeit von Photokarten aus. Die gerätebauende Industrie auf unserem Sektor hat in den letzten Jahren die sogenannten Orthoprojektoren oder Differential-entzerrungsgeräte entwickelt. Die Orthophotokarten gehören in anderen Ländern bereits zum Selbstverständlichen. Es ist Zeit, daß auch wir in Österreich uns damit auseinandersetzen.

WAS IST EIN ORTHOPHOTO ?

Eine Zentralperspektive unterscheidet sich von einer Orthogonalprojektion im wesentlichen dadurch, daß jede Geländehöhe in einem anderen Maßstab entsprechend dem Verhältnis $c : h_g$, d.h. Brennweite zu Flughöhe über Grund, abgebildet wird. Bei Orthogonalprojektion dagegen entsteht ein einheitlicher Maßstab. Bei Zentralperspektive treten außerdem die bekannten Verschiebungen radial zum oder vom Nadirpunkt auf. (Abb.1)

$$R = \Delta h \cdot \frac{r}{c} = \Delta h \cdot \frac{R}{h_g}$$

Die Größe dieser Fehler ist einerseits von der Größe der Höhenunterschiede, andererseits von der Tangente der Strahlenneigung abhängig. Bei Normalwinkelaufnahmen beträgt R maximal $0,5 \cdot \Delta h$, bei Weitwinkelaufnahmen $1,0 \cdot \Delta h$.

Unter einem Orthophoto versteht man nun eine zu einer strengen Orthogonalprojektion berichtigte Zentralperspektive.

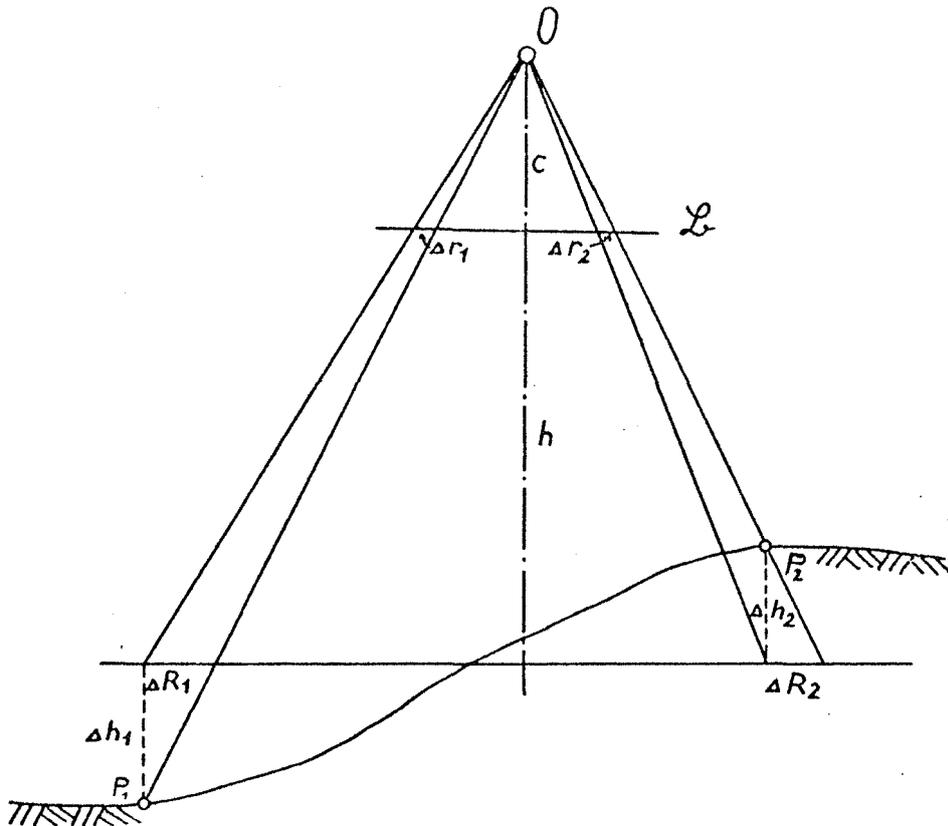


Abb. 1: Radialverschiebungen
im Gelände ΔR , oder im Bild Δr
zufolge der Höhenunterschiede Δh .

HISTORISCHE ENTWICKLUNG BIS 1960

Schon Theodor SCHEIMPFLUG hatte vorgeschlagen, Entzerrungen gebirgigen Geländes höhenzonenweise vorzunehmen. In der Praxis war dieser Vorschlag leider nicht realisierbar. Professor Otto LACMANN erfand 1929 die Differentialentzerrung. 1931 berichtete er: "Der Grundgedanke des Entzerrungsgerätes ist der, daß man einem Projektor, dessen innere Orientierung mit der der Aufnahmekammer übereinstimmt, dieselbe Lage zu einer lichtempfindlichen Schicht tragenden Projektionsfläche gibt, welche die Aufnahmekammer zum Horizont eingenommen hat, und daß man den Abstand des Projektionszentrums von der Projektionsfläche derart steuert, daß er im Kartenmaßstab der Höhe der Aufnahmekammer über dem kleinen Geländeabschnitt entspricht, dessen Bild gerade durch eine Öffnung des die Projektionsfläche gegen fremdes Licht schützenden Wagens projiziert wird. Die hierzu erforderliche Steuerung erfolgt mittels eines aus Pappe oder ähnlich leicht zu bearbeitendem

Material auszuscheidenden Profils und ... mittels Oelpumpen .."

Etwa gleichzeitig, 1933, publizierte R. FERBER einen ähnlichen Gedanken. Beide Verfahren finden keinen Eingang in die Praxis.

1955 veröffentlicht Russel K. BEAN vom US Geological Survey seine Konstruktion des ersten wirklich funktionsfähigen und auch wirklich funktionierenden Orthophotoscopes. Von zwei wie üblich mit blaugrünem bzw. rotem Licht leuchtenden Anaglyphenprojektoren eines umgebauten Plotters ER 55 wird ein Modell projiziert, das statt mit einem Zeichentischchen mit einem Kasten abgetastet wird, welcher oben einen in x- und y-Richtung verschiebbaren Schlitz aufweist. Unter dem Schlitz verborgen befindet sich ein für blaugrünes, nicht aber für rotes Licht empfindliches Papier. Der Schlitz wird motorisch in Mäandern über dem Photopapier bewegt. Der Auswerter hebt und senkt den Kasten samt dem sich bewegenden Schlitz jeweils so, daß sich der Schlitz in der Höhe der Modelloberfläche befindet.

1958 verbessert Rupert B. SOUTHARD, ebenfalls USGS, die BEANsche Konstruktion. Der Kasten wird zur besseren Bequemlichkeit des Auswerterers durch einen Zylinder ersetzt. Der Schlitz fährt auf dessen höchster Erzeugenden in x-Richtung hin und her, die Filmtrommel als Ganzes bewegt sich schrittweise in y-Richtung, wobei sich im Inneren der Trommel der das lichtempfindliche Papier tragende Zylinder jeweils um den y-Schritt weiterdreht.

Während die Projektoren des ER 55 im BEANschen Orthophotoscope mit Fixfocus innerhalb ihres Schärfentiefenbereiches scharf abbilden, arbeitet die 1959 bekanntgewordene russische Parallelentwicklung, das Spaltentzerrungsgerät F T Schtsch von F. Iljin TJIHOMIROW, mit gesteuerter Scharfabbildung.

VERSCHIEDENE DIFFERENTIALENTZERRUNGSVERFAHREN

Heute, 15 Jahre nach der BEANschen Entwicklung, unterscheiden wir Differentialentzerrungsgeräte nach folgenden Merkmalen:

- a) Hinsichtlich der Bildübertragung unterscheiden wir Geräte mit optischer Projektion oder mit elektronischer Bildübertragung (Kathodenstrahlröhre).
- b) Hinsichtlich der Modellabtastung unterscheiden wir Geräte mit profilweiser Abtastung (in x- u./o. y- Richtung) oder mit fleckweiser Abtastung.

c) Hinsichtlich der Betriebsart unterscheiden wir Geräte, welche direkt vom Stereoauswertegerät gesteuert werden, und solche, welche die Höheninformationen von einem Zwischenspeicher erhalten. (on line -, off line - Betrieb).

DER GIGAS - ZEISS'SCHE ORTHOPROJEKTOR GZ 1

1965 stellt Carl ZEISS Oberkochen den auf Initiative und mit Ideen von Professor E. GIGAS entwickelten Orthoprojektor GZ 1 vor. Die im Stereoauswertegerät gewonnenen Projektionsweiten Z werden mittels Drehmeldern in die Dunkelkammer zum Orthoprojektor übertragen und steuern dort kontinuierlich die Projektionsweite des Orthoprojektors. Die y -Bewegung und ebenso die x -Schritte zwischen den einzelnen Profilen werden am GZ 1 erzeugt und in umgekehrter Richtung aus der Dunkelkammer mittels Drehmelder auf das Stereoauswertegerät übertragen. Der Auswerter hat nichts anderes mehr zu tun, als während des automatisch erfolgenden Profilabfahrens die Meßmarke mit der auf ein Handrad umgelegten z -Steuerung auf dem Modell zu führen. Der Orthoprojektor selbst besteht aus einer Auswertekammer mit der gleichen äußeren Orientierung wie eine der Kammern des Stereoauswertegerätes, in die ein Gleichstück des Diapositives der einen Kammer auf einer Kompensationsplatte eingelegt wird, aus einer nachgesteuerten Beleuchtung und einer mittels der bekannten BAUERSFELDschen Zusatzoptik nachgesteuerten Scharfabbildung, dem festen Projektionstisch mit der Abdeckungs Vorrichtung für das lichtempfindliche Papier und dem als Rechteck ausgebildeten Schlitz, der wahlweise eine Breite von 2,4 oder 8 mm hat. Die Kammer wird in z -Richtung jeweils in den richtigen Abstand gesteuert, nicht der Tisch, was natürlich denselben Effekt hat. Der GZ 1 kann prinzipiell an jedes spindelgetriebene Auswertegerät angeschlossen werden. Man muß jedoch beachten, daß die Achsfolge etwa bei den WILD Auswertegeräten von der der ZEISSschen verschieden sind, d.h. daß die Orientierungselemente umzurechnen sind. Außerdem müssen die Spindelsteigungen und Übersetzungsverhältnisse aufeinander abgestimmt sein. Gleichzeitig mit dem Abfahren der Profile können außerdem sogenannte Profilschraffen registriert werden. Die z -Bewegung des Orthoprojektors wird mit wählbarer Übersetzung auf eine rotierende Scheibe übertragen, auf welcher sich geeignete Zeichen befinden, um das Überschreiten einer jeden Höhenstufe sichtbar machen zu können. Dafür wird kontinuierlich ein ganz kleiner Sektor der Scheibe wieder auf

lichtempfindliches Papier projiziert, so daß ein sogenannter Profilschraffenplan oder auch Höhenschraffenplan entsteht. Durch manuelles Verbinden gleicher Profilschraffenenden entsteht daraus der Schichtenlinienplan.

Die am Stereoauswertegerät gemessenen Profile können auch in einem Speichergerät mittels Glasgravur gespeichert werden. Der Orthoprojektor erhält dann erst seine Steuerung- off line- von einem Lesegerät LG 1, in das die Profilplatten eingelegt werden. Nur dadurch war die Einführung eines ganz neuen Prinzipes möglich, das Differentialentzerrern nach dem Sekantenverfahren. Der Orthoprojektor fährt nicht mehr die gleichen Profile ab wie das Stereoauswertegerät, sondern bewegt sich jeweils in der Mitte zwischen 2 Profilen. Aus dem LG 1 wird nicht nur die Geländehöhe des linken Profils sondern auch die Geländeneigung zwischen den beiden Profilen gewonnen. Dadurch kann ein Glasfiberring, dessen Oberfläche radial Neigungen von -35° bis $+35^{\circ}$ aufweist, jeweils so über dem Projektionsschlitz gedreht werden, daß auch noch der kleine Ausschnitt richtig orthogonal projiziert wird. Dadurch wird erreicht, daß die einzelnen Bildstreifen exakt in allen Details zusammenpassen. Vernachlässigt wird nur noch der kleine Fehler, der sich aus der Abweichung des Geländes von der Sehne ergibt. Gleichzeitig kann nun auch noch statt des Profilschraffenzusatzes ein automatischer Höhenlinienzeichner HLZ an den Orthoprojektor angeschlossen werden. Zwischen den beiden vom LG 1 abgetasteten Profilen wird in jedem Moment und kontinuierlich linear interpoliert und jeder Schnittpunkt mit einer Höhenschicht bestimmt. An den Stellen dieser Schnittpunkte werden Lichtpunkte photographisch registriert, so daß nach Entwicklung das Schichtenbild sichtbar wird.

Der Speicherbetrieb gestattet das Abfahren auch in größeren Profilabständen. Eine Elektrische Interpolationseinrichtung im LG 1 sorgt dann dafür, daß das Orthophoto mit engeren Profilen erzeugt wird, so daß die bei großer Spaltbreite zu befürchtenden Klaffen zwischen den Bildstreifen auf mehrere Bildstreifenzusammenstöße aufgeteilt werden.

Das Aufwendigste und Kritischste am ganzen Differentialentzerrungsprozeß ist das Abfahren der Profile, eine für den Menschen sehr ermüdende Sache. ZEISS hat nun auch diesen Teil automatisiert und an den Planimat ITEK-Korrelatoren angeschlossen, wodurch es weitgehend möglich ist, das Modell dem Automaten zu überlassen. Im

Wald, bei Seen und bei allen nicht klar korrelierbaren Texturen gerät die Maschine jedoch in Schwierigkeiten, so daß der Auswerter wieder eingreifen muß.

Für Schulungszwecke sowie für besondere Anwendungen mit verminderten Genauigkeitsanforderungen dient der Ortho-3-Projektor, ein einfaches, nach dem Anaglyphenprinzip arbeitendes Auswertegerät. Zusammenfassend vergleichen wir nochmals die gebotenen Möglichkeiten:

- ... hinsichtlich der Orthophotoherstellung. Der O3P arbeitet nach dem Schärfentiefeprinzip, der GZ 1 mit gesteuerter Scharfabbildung.
- ... hinsichtlich Höhenauswertung. Beim O3P werden die Schichten klassisch von Hand ausgewertet. Der GZ 1 gestattet bei direkter Ankopplung an ein Stereoauswertegerät den Anschluß eines Profilschraffenzusatzes, durch den Profilschraffen entstehen, welche von Hand zu Schichtenlinien umgearbeitet werden müssen. Im Speicherbetrieb ist ein automatisches Zeichnen durch Anschluß des Höhenlinienzeichners HLZ möglich.
- ... hinsichtlich des Verfahrens. Beim O3P bearbeitet man Einzelmodelle, während beim GZ 1 immer zwei aufeinanderfolgende Modelle fugenlos aneinandergereiht werden können.
- ... hinsichtlich der direkt auswertbaren Brennweiten. Der O3P ist nur für 153 mm, also Weitwinkel geeignet, der GZ 1 für Weit- bis Normalwinkel. Andere Brennweiten sind affin auszuwerten.
- ... hinsichtlich der auswertbaren Filmtypen. Am O3P kann nur mit Schwarzweiß, am GZ 1 auch mit Farbbildern für Farborthophotos gearbeitet werden.

DER JENAER ORTHOPROJEKTOR "ORTHOPHOT B"

Anläßlich der Leipziger Frühjahrmesse 1965 wurde das größte Universalauswertegerät aus Jena der Öffentlichkeit vorgestellt, der Stereotrigomat, in dem jede Brennweite und praktisch jeder Modellmaßstab mit hoher Genauigkeit sowohl für Kartierung als auch für numerische Aerotriangulation ausgewertet werden kann. Außerdem ist im Stereotrigomat auch ein Orthoprojektor miteingebaut, das Orthophot. Als Orthophot B wurde im Prinzip dieselbe Konstruktion zusammen mit dem Topocart auf den Markt gebracht.

DIE WILD ORTHOPROJEKTOREN

Der A 8 Orthophotozusatz soll vor allem den Kreis der vielen A 8 Besitzer ansprechen. Für die Entwicklung wurde verlangt, daß der A 8 unverändert für alle seine normalen Aufgaben erhalten bleibt, daß die Orthophotoherstellung unter normalen Zimmerbeleuchtungsbedingungen erfolgt und daß jeder WILD Mechaniker den Umbau an Ort und Stelle vornehmen kann. Da beim WILD A 8 eine orthogonale Betrachtung der Bilder erfolgt, muß zuerst jedes Linienelement den Bildneigungen entsprechend perspektiv umgebildet werden, ehe es auf den Schlitz unter der hinten am A 8 angebrachten Trommel projiziert wird. Dies wird durch einen kleinen Analogrechner besorgt, der kontinuierlich über Sensoren x, y und z kennt und an dem die übrigen für die perspektive Transformation der Bildelemente notwendigen Variablen an Drehknöpfen eingestellt werden können.

Andere wesentliche Bauteile des A 8 Orthophotozusatzes sind der Graukeil im optischen Schlauch, durch den die Helligkeit stufenlos geregelt wird und der mit dem Schalter für die Einstellung der Abfahrgeschwindigkeit gekoppelt ist, wodurch ein Anpassen derselben an die Geländeform mitten im Modell möglich wird, ferner eine Vergrößerungsoptik, die zusammen mit allen anderen optischen Teilen, vor allem einer eingebauten Zoom-Optik, eine totale Vergrößerung vom Bild zum Orthophoto von 0,75 - 6,18 ermöglicht.

Die Profile werden in x -Richtung abgefahren, die Geschwindigkeit kann dabei 0 - 8 mm/sec betragen.

Die Orthophotos weisen selbstverständlich Systemfehler auf, das heißt, es treten Unstetigkeiten an den Zusammenstoßlinien benachbarter Bildstreifen auf, wie das bei allen Differentialentzerrungsgeräten im on-line-Betrieb der Fall ist.

Der WILD Stereomat A 2000 ist ein automatisch arbeitendes Auswertegerät zur Herstellung von Orthophotos und Schichtenlinien sowie zur Umwandlung des Analogmodelles in ein digitales Geländemodell. Es stellt eine Weiterentwicklung des WILD B 8 Stereomat dar mit wesentlich verbessertem Korrelationssystem. Zwei Kathodenstrahlröhren tasten einander entsprechende Bildteile in den beiden Diapositiven ab. Die differentiellen Bildausschnitte werden wegen Bild- und Geländeneigung (Tangentenmethode!) automatisch korrigiert. Die Abtastung erfolgt profilmäßig in

Das Orthophot arbeitet nach dem Prinzip der Strahlenteilung. Das bedeutet, daß kein drittes Diapositiv wie bei anderen Orthoprojektoren im on-line-Verfahren benötigt wird. Ein elektromagnetischer Inversor ermöglicht eine Vergrößerung von 0,7 - 6,0 fach. Und das praktisch stufenlos. Interessant ist die Lösung mit den Schlitten rhomboidaler Form, wodurch eine photographische Verwischung der Systemfehler am Bildstreifenrand erfolgt. Eine weitere Besonderheit ist der Zeichenkopf Orograph, der dem Profilschraffenzusatz aus Oberkochen entspricht. Der Orograph zeichnet mit einem Vibrationsschreiber dickere oder dünnere Profilschraffen auf Zeichen- oder Gravurfolie, die der Auswerter sofort sehen kann, um überall dort, wo beim Schichtenlinienzeichnen Schwierigkeiten wegen der Zusammengehörigkeit der Profilschraffen zu erwarten sind, sofort Hilfshöhenlinien mit dem Stereoauswertegerät ziehen zu können. Es ist also eine unmittelbare Kombination möglich von direktem Höhenlinienzeichnen und Höhenlinienableiten aus Profilschraffen.

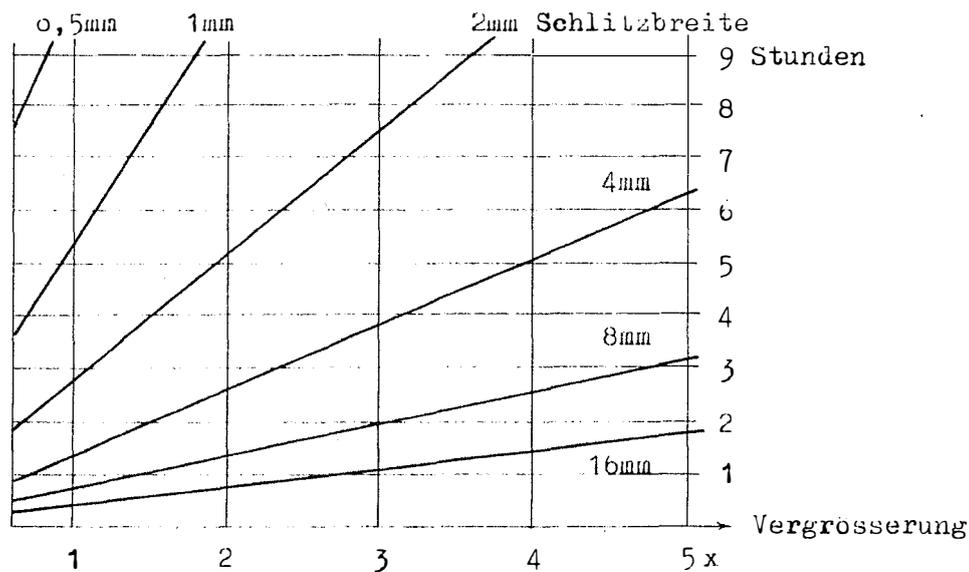


Abbildung 3: Abfahrzeiten für ein Modell 220 mm x 120 mm (Abmessungen im Bildmaßstab) bei einer mittleren Abfahrgeschwindigkeit von 1,5 mm/s im Bildmaßstab

Abb. 3 gibt uns eine Übersicht über die bei der Differentialverzerrung mit dem Orthophot B zu erwartenden Abfahrzeiten pro Modell. Die hier angegebenen Zeiten erscheinen mir realistisch. Zu diesen Zeiten hinzu kommen natürlich noch jene für das Orientieren und Einpassen des Modelles. Die Abfahrgeschwindigkeiten liegen hier zwischen 1 und 8 mm/s .

x- Richtung. Die Auswertegeschwindigkeit variiert automatisch mit der Qualität der erreichten Korrelation zwischen den beiden Bildern. Der Operateur erhält ein Signal, sobald die Maschine mit dem Korrelieren etwa über Wasser, oder dichtem, steilem Wald in Schwierigkeiten gerät. Die Korrelation nimmt auch über großen Wiesen stark ab, wo man noch nicht weiß, wieso hier der Mensch eine Stereomessung vornehmen kann und die Korrelationsmaschine A 2000 nicht.

Wenn man gleichzeitig Orthophoto und Schichtenlinien erzeugen will, dann verwendet man farbempfindliches Photopapier und erhält das Orthophoto in blauer und Schichtenlinienabschnitte tangential an die Schichtenlinie in roter Farbe. Eine Besonderheit des A 2000 ist auch seine Fähigkeit, automatisch relativ orientieren zu können. Alle Orientierungselemente werden über Servomotore vom Automaten gesteuert. Die absolute Orientierung wird jedoch noch extern errechnet und eingestellt. Der WILD A 2000 wird gemeinsam von WILD und RAYTHEON in den USA hergestellt. Derzeit gibt es nur 2 Prototypen, einen in Heerbrugg und den anderen bei RAYTHEON. Wegen verschiedener Schwierigkeiten, deren Überwinden nur mit zu großem Aufwand möglich gewesen wäre, wurde die Weiterentwicklung zugunsten eines neuen Systems, das wesentlich leistungsfähiger sein wird, noch 1971 abgebrochen.

ANDERE AUTOMATISCHE SYSTEME

Außer dem A 2000 von WILD gibt es noch viele andere automatische Systeme zur Luftbildauswertung. Der Analytical Plotter APC von OMI-NISTRU, Rom, wird weiterentwickelt und für die Orthophotosteuerung erweitert, in den Vereinigten Staaten arbeiten IBM an einem Digital Automatic Map Compilation System (DAMC), die Bunker - Ramo Corporation in Kalifornien entwickelt das Universal Automatic Map Compilation Equipment (UNAMACE), womit praktisch alles gemacht werden kann (Digitale Geländemodelle, Orthophotos, Höhenschichten usw.)

Wenn wir bedenken, welche Fortschritte die Computertechnik mit Hilfe der Elektronik in den letzten Jahren gemacht hat, können wir mit Recht erwarten, daß auch die Vollautomatisierung der Photogrammetrie für Großprojekte sehr bald praktische Realität sein wird.

Alle diese Entwicklungen zur Vollautomatisierung gehen im wesentlichen auf eine Erfindung G.L. HOBROUGHS aus dem Jahre 1958 zurück, nämlich der des Stereomat. HOBROUGH sen. war damals bei Photographic Survey Corp., später bei HUNTINGS in Toronto, Canada, und konstruierte den ersten Bildkorrelator, der zunächst an einem NISTRİ - Photomapper, ein italienisches Anaglyphenauswertegerät, angeschlossen war. WILD kaufte die HOBROUGH-Patente und entwickelte das B 8-Stereomat - System. Mit dem Geld machte sich HOBROUGH in Vancouver selbständig und entwickelte weiter. Er ging neue Wege und überraschte voriges Jahr mit der Mitteilung, daß er ab 1971 in der Lage sei, Orthophotos innerhalb von 16 Minuten herzustellen. 6 Minuten braucht sein "Gestalt Photo Mapper" für eine vollständige innere, gegenseitige und absolute Orientierung. Nach Einlegen der Platten in den Gestalt Photo Mapper wird mit Hilfe der Rahmenmarken die innere Orientierung hergestellt. Die Kammerkonstante und alle Korrekturdaten der inneren Orientierung (Verzeichnung, Sollabstände etc.) werden vom angeschlossenen Computer verlangt, und darauf vom Operateur digital eingegeben. Nach Grobeinstellung der 6 Schema-punkte führt der Computer die gegenseitige Orientierung aus. Nach Grobeinstellung der in mindestens einem Bild vormarkierten Paßpunkte erfolgt vom Computer die absolute Orientierung samt Ausdruck der Restfehler. Ein weiterer Knopfdruck startet die Orthophotoherstellung, die vom Korrelator Flächenelementweise, Sechsecke mit bis 48 mm^2 , ausgeführt wird. Die Geländeoberfläche jedes solchen sog. "Patch" wird durch 50 Parameter approximiert. Als Ergebnis werden je patch 3000 Höhen gespeichert, die dann für die automatische Orthophotoherstellung bekannt sind. So wird Flächenabschnitt für Flächenabschnitt bearbeitet. Nach 10 Minuten ist das Orthophoto fertig. Bisher können Geländeneigungen bis 39° automatisch erfaßt werden. Der größte Maßstab, der bisher mit dem Gestalt Photo Mapper ohne wesentliche Schwierigkeiten korreliert werden kann; ist 1 : 25 000. Bis Ende 1973 wird ein Gestalt Photo Mapper fertiggestellt sein, der auch die Schichten des Modelles liefert. Im Prinzip werden von den etwa 3000 gespeicherten Höhen jene gelöscht, die nicht auf einer Schichte liegen, die verbleibenden nach einem Glättungsprozeß photographisch festgehalten.

ORTHOCARTOGRAPH UND STEREOCOMPILER

Eine sehr interessante Entwicklung stammt von T.J. BLACHUT aus dem National Research Council of Canada. An die beiden Kammern eines Stereoauswertegerätes wird je ein Orthoprojektor angeschlossen, so daß gleichzeitig 2 Orthophotos entstehen. Das eine wird ein richtiges Orthophoto, das andere wird um Horizontalparallaxen "verfälscht", also so umgebildet, als ob es eine Transversalprojektion des Geländes wäre. Dieses 2. Transversalphoto heißt "Stereomate". Gleichzeitig werden zu beiden Bildern, und zwar getrennt auf 2 Zeichentischen, die Schichten gezeichnet: Zum Orthophoto die grundrißtreuen, zum Stereomate die proportional der Höhe in x versetzten Schichten. Das Ergebnis können Sie unter einem Spiegelstereoskop räumlich betrachten. Die Schichten passen dazu und können entweder mit den Stereoorthophotos kombiniert oder als Anaglyphen-Schichtenmodell unabhängig gedruckt werden.

Der große Vorteil der Stereoorthophotos wäre später vielleicht aber der, daß jeder Nichtphotogrammeter an ganz billigen Stereocompilern auswerten könnte. Probleme wie gegenseitiges und absolutes Orientieren fallen weg. Lediglich der Maßstab des Modelles muß noch variiert werden können, der Rest der absoluten Orientierung ist ein einfaches Hinpassen am Zeichentisch.

PHOTOKARTE ODER STRICHKARTE?

Das Orthophoto kann entweder als Hilfsmittel zur Kartenherstellung oder als ein Teil des Karteninhaltes selbst dienen. Das heißt, entweder wird der Bildinhalt umgezeichnet in eine klare, generalisierte und einheitliche Signaturkarte, oder, im anderen Fall, wird das Orthophoto als Hauptelement der Karte oder als Kartenhintergrund gedruckt. (In einer Ausstellung, die das Institut für Photogrammetrie anlässlich des Vortrages vorbereitet hatte, waren Orthophotos und Photokarten sowie anderes Illustrationsmaterial ausgestellt).

Welche Vorteile haben Photokarten gegenüber Strichkarten?

Die Photokarte bietet mehr Detailinformationen in wirklichkeitsnäherer Form und Vielfalt, ist lesbar, auch für Ungeschulte und ökonomischer in der Herstellung

und Nachführung. Man glaubt mit mehr Vertrauen an ihre Richtigkeit und Vollständigkeit. Das Alter der Karte steht mit dem Bildflugdatum eindeutig fest.

Die Strichkarte bietet dagegen mehr klassifizierende und qualifizierende Informationen und solche nicht-bildhafter Art. Sie macht Aussagen über die dargestellten Details und unterscheidet die verschiedenen Straßenarten und die verschiedenen Verwendungsarten von Häusern, wie Haus, Schule, Gasthaus, Schutzhütte, Almhütte. An das für die Strichkarte geflogene Bildmaterial werden geringere Anforderungen gestellt. Die plastische Gestaltung ist gleichmäßiger und unabhängiger von der Jahres- bzw. Tageszeit des Bildfluges. Die Strichkarte ist dort, wo viele wichtige Informationen vorliegen, unbelastet von allzu vielen Detailinformationen.

PRAKTISCHE ANWENDUNGEN

1. Großmaßstäbliche Anwendungen.

a) Touristenkarten (etwa 1 : 10 000)

In Fremdenverkehrsgebieten wie am Arlberg, um Badgastein oder etwa um den Radstädter Tauernpaß könnte es sich lohnen, ähnliche Photokarten herauszugeben, wie es BLACHUT in Canada gemacht hat. Außerdem könnten wir damit die Konkurrenz ausländischer Kartenhersteller ausschalten, da die Luftbilder der staatlichen Kontrolle durch das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen unterliegen.

b) Karten für den Kataster in Entwicklungsländern, wo sich - wie auf Cypern praktiziert - Bildkataster sehr bewährt haben. Wie soll man sonst, außer photogrammetrisch, komplizierte, alte, orientalische Ortschaften aufnehmen?

c) Forstkarten (1 : 5 000 und 1 : 10 000)

Österreich ist zu 43 % mit Wald bedeckt. Die Forstbetriebe sollten begeistert sein von den aktuellen orthophotographischen Unterlagen für die Herstellung ihrer Betriebsübersichten und Umtriebspläne sowie für das Planen der Holzbringung, d.h. für den Seilbahn- und Güterwegebau.

d) Karten für die Wildbach- und Lawinenverbauung. (1 : 2000 bis 1 : 10 000)

Da das Orthophoto jedes Detail lagerichtig wiedergibt, bieten großmaßstäbliche Orthophotopläne dem Kulturtechniker wesentliche Vorteile.

e) Karten für Geologie, Glaziologie und Bodenkunde.

Strichkarten bieten zu wenig Details für eine genaue Standortbestimmung bei geologischen und glaziologischen oder bodenkundlichen Feldarbeiten. Diesen Mangel haben Bildpläne nicht.

f) Karten für Raumplanung. (1 : 10 000, 1 : 5 000, 1 : 2 000)

In Libyen haben wir für alle Ortschaften des Landes und für deren nähere Umgebung Photokarten 1 : 1 000 - 1 : 2 000 gesehen, die - neben anderem - eine ideale und vollständige Unterlage für den Ortsplaner darstellen. Im hochentwickeltesten Österreich arbeitet die Raumplanung vielfach mit veralteten Verkleinerungen des zum Teil unvollständigen Katasters, aus dem viele für den Raumplaner wesentliche Informationen nicht ersichtlich sind. Diese Vorgangsweise halte ich für unrichtig.

g) Ortho - Bildpläne für den österreichischen Kataster.

Von Orthobildplänen können leicht vollkommen exakte Feldskizzen gezeichnet werden. Die im Luftbild sichtbaren Grenzlinien sowie die durch Signalisierung im Orthophoto erkennbar gemachten Grenzpunkte können lagerichtig eingezeichnet und nach Abschwächung des phot. Bildes reproduziert werden. Das Orthophoto kann zur Reambulierung des Katasters, zum Nachtragen der Güterwege und Häuser eingesetzt werden. Das Orthophoto kann zur Überprüfung des alten Katasters auf Naturtreue vor der Umbildung verwendet werden. Das Orthophoto kann auch zur Dokumentation des Alten Standes bei der Kommassierung dienen. Das Orthophoto hätte als wertvolle Hilfe beim Feldvergleich für die Bodenschätzung dienen können. Das Orthophoto kann letztlich auch die topographischen Landes- und Staatsgrenzkarten ersetzen. Eine Fülle von echten Möglichkeiten, die wir erst jetzt in unsere Überlegungen mit einbeziehen können.

2. Ein Grundkartenwerk für Österreich?

Wir sollten, glaube ich, die Situation neu überdenken und vom heute oder morgen früh Möglichen und Notwendigen her neu überlegen, ob wir nicht doch ein Aufbau- Grundkartenwerk beginnen sollten. Alle bedeutenden Täler Tirols wurden in jüngster Zeit 1 : 5 000 kartiert. Das hätte bereits der Anfang sein können. Tirol

hat auch jetzt wieder eine Neubefliegung des ganzen Bundeslandes bestellt. Es gibt also auch schon innerhalb Österreichs Tendenzen zu einer umfassenderen, großzügigen Lösung unseres Problems.

Ich stelle mir vor, daß man zumindest in den Zentralräumen der österreichischen Raumplanung an eine mit allen Planherstellern gemeinsam organisierte Herausgabe eines Aufbau-Grundkartenwerkes denken sollte. Ein Planungsausschuß mit Mitgliedern aus dem Kreis der Kartenhersteller und Kartenbenutzer könnte vielleicht einige Varianten diskutieren und durchkalkulieren:

1. Photo- oder / und Strichkarte?
2. Maßstab 1 : 10 000 oder / und 1 : 5 000?
3. Genauigkeitsstufe A oder / und Genauigkeitsstufe B?

1 : 5 000, 5 m Schichten 1 : 10 000 bis 1 : 5 000

Grundlage: EP und Neuvermessung 20 m Schichten

Grundlage: Manuskriptkarte 1 : 10 000

Das Vorhandensein des nahezu vollständigen Österreichischen Manuskriptkartenwerkes 1 : 10 000 in 2 x 2 Farben ist viel zu wenig bekannt. Zu diesem Manuskriptkartenwerk könnte noch eine Sammlung von Orthophotographien aufgebaut oder beides zu einem lichtpausfähigen Archivkartenwerk 1 : 10 000 oder vergrößert auf 1 : 5 000 ausgeweitet werden. Das zu dem langsam veraltenden Manuskriptkartenwerk zusätzlich notwendige, aktuelle Orthophoto böte eine sehr wirtschaftliche Möglichkeit, rasch und relativ billig, großräumig zu Planungsgrundlagen zu kommen, die hinreichend auf Stand sind.

3. Kleinmaßstäbliche Anwendungen.

a) Orthophotos für die Kartenrevision.

Es ist eine reine Kalkulationsfrage, welcher Weg jeweils der wirtschaftlichere ist. Fallweise wird man stereoauswerten, fallweise von Orthophotos hochzeichnen - dies besonders in Gebirgsortschaften - , fallweise die Meßtischaufnahme oder die Tachymetrie heranziehen.

b) Orthophotos für die Kartenherstellung.

Orthophotos eignen sich bei Gebirgsortschaften besser als Generalisierungsgrundlage als die doch fehlerhaften Entzerrungen.

c) Mitarbeit auf dem Gebiet der topographischen Erstkartierung von Entwicklungsländern.

Die Entwicklungsländer brauchen jetzt zum Aufbau ihrer Wirtschaft gute Kartenunterlagen, nicht erst nach einer Entwicklung. Das Fehlen von Karten ist gleichbedeutend mit Entwicklungshemmung. Ich bin davon überzeugt, daß auch Österreich seinen Beitrag zu einer kartographischen Entwicklungshilfe leisten könnte und sollte. Der dringende Nachholbedarf in den Entwicklungsländern zwingt dazu, die raschesten und wirtschaftlichsten Methoden zur Landesaufnahme einzusetzen. Andererseits sollen nur qualitativ hochwertige und den Aufgaben wirklich hinreichend entsprechende Karten geschaffen werden. Die Photokarte und die Orthophototechnik sind hier von eminenter Bedeutung.

LITERATUR

- AHREND M.: Der GIGAS-ZEISS Orthoprojektor. Bildmessung und Luftbildwesen 1964, 153 - 159.
- BEAN K.: Development of the Orthophotoscope. Photogrammetric Engineering 1955, 529 - 539.
- BLACHUT T.J.: Mapping and Photointerpretation System Based on Stereo-Orthophotos. Mitteilungen aus dem Institut für Geodäsie und Photogrammetrie an der ETH Zürich Nr.14, Zürich 1971.
- BORMANN G.: Orthophoto Attachment for the WILD A 8 Autograph. Vortrag ASP-March-Meeting 1970.
- FERBER R.: Obtention photographique de la projection orthogonale d'un objet. Bulletin photogrammetrique 1933, 45 - 53.
- LACMANN O.: Ein Entzerrungsgerät für nicht ebenes Gelände. Bildmessung und Luftbildwesen 1931, 10 - 12.
- SZANGOLIES K.: Orthophot B - ein neues universelles Differentialentzerrungsgerät mit Profilschraffenzeichner Orograph. Kompendium Photogrammetrie, Bd. IX., Jena 1971 und Int. Archiv f. Photogrammetrie Bd.17, 1969.
Anwendung von Topocart, Orthophot und Orograph für die Auswertung von Luftbildern in mittleren und kleinen Maßstäben. Jenaer Rundschau 1969, 115 - 120.
- TJIHOMIROW F.I.: Das Spaltentzerrungsgerät FT Schtsch. Geodézia és Kartografia 1959, 92 - 95.
- WEIBRECHT O.: Anwendung der Differentialentzerrung bei der Herstellung von Karten und Plänen. Vermessungstechnik 1967, 201 - 207.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 41 - 42

SPEZIELLE PROBLEME BEI DER TRASSENEINRECHNUNG
IM STRASSENBAU

von

G. Palfinger

(Vortrag gehalten am 17. März 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Gerhard Palfinger, Hochschulassistent am Institut für
Allgemeine Geodäsie der Technischen Hochschule Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Die Festlegung projektierter Verkehrswege im Grundriß erfolgt im Zuge der Entwurfsbearbeitung. Unter synthetischem Aufbau versteht man dabei das Aneinanderreihen von Trassierungselementen mit verschiedenen geometrischen Strukturen. Werden nach Methoden der analytischen Geometrie die Berechnungen unmittelbar in einem einheitlichen Koordinatensystem durchgeführt, spricht man vom analytischen Aufbau. Als Hilfsmittel zur Bewältigung der umfangreichen Berechnungen stehen Tafelwerke, elektronische Tischrechner, Rechner der mittleren Datentechnik sowie Großrechenanlagen zur Verfügung. Für die EDV ist der analytische Programmablauf besonders günstig. Entsprechend den Kreisfunktionen wurden dafür eigene Klotoidenfunktionen definiert.

Eine kritische Betrachtung der vorhandenen Software für die Trasseneinrechnung zeigt, daß für einen Teil der angebotenen Lösungen entsprechende Näherungswerte Voraussetzungen sind. Das bedeutet eine Unterbrechung der Datenverarbeitung. Es werden für das Beispiel der Schnittpunktberechnung mit Klotoiden Wege aufgezeigt, die ohne graphische Manipulation eine direkte Schnittpunktberechnung ermöglichen.

Die durchschnittliche Aufgabenstellung in Österreich erfordert die Lösung relativ weniger Teilprobleme. Großrechenanlagen sind hier weniger wirtschaftlich als eigene MDV-Rechenanlagen.

Bemühungen, eine allgemeine Übergangskurve als Polynom fünfter Ordnung anstatt Kreis und Klotoiden einzuführen, sind aktuelle Versuche, die Trasseneinrechnung für die EDV günstiger formulieren zu können.

Die Entwicklung von Optimierungsprogrammen, wie z. B. die Gradientenoptimierung, sowie von Programmen für das digitale Geländemodell kennzeichnet die neue Phase der Planungsrechnungen.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 43 - 55

GEODÄTISCHE FEINMESSUNG - JUSTIERUNG VON
FUNKENKAMMERN AM INSTITUT FÜR HOCHENERGIEPHYSIK

von

E. Korschineck

Vortrag gehalten am 21. April 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen

Dipl. Ing. Erich Korschineck
Hochschulassistent am Institut für Landesvermessung
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 25 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Das Institut für Hochenergiephysik der Österr. Akademie der Wissenschaften das sehr eng mit CERN, der europäischen Organisation für Kernforschung, zusammenarbeitet, befaßt sich unter anderem mit der Entwicklung und dem Testen von Funkenkammern. Diese Kammern sollen, nach erfolgreicher Erprobung, im CERN-Beschleuniger eingebaut werden und dienen dann dort den verschiedenartigsten Hochenergieexperimenten.

Bei der Planung und Entwicklung der Testapparatur wurde das Institut für Landes- und Katastervermessung der T.H. Wien um Mitarbeit gebeten. Die Testapparatur besteht im wesentlichen aus zwei Präzisionskammern, der zu testenden Kammer und einem Prozeßrechner. Die drei Funkenkammern liegen in drei zueinander parallelen horizontalen Ebenen. Die Testkammer befindet sich in der mittleren Ebene. Der Versuchsaufbau sieht die automatische Registrierung der Durchstoßpunkte der Höhenstrahlungspartikel durch die drei Kammern vor, somit die Berechnung der Spur des durchgehenden Teilchens. Aus der Differenz zwischen registriertem und aus der Spur berechnetem Durchstoßpunkt in der Testkammer, ergibt sich die Möglichkeit einer Eichung. Das von uns zu lösende Problem belief sich auf die dreidimensionale Justierung der zwei Präzisionskammern und der Testkammer. Die geforderte Genauigkeit betrug $\pm 0,1$ mm.

Nach eingehendem Studium der verschiedenen Möglichkeiten entschieden wir uns, die Justierung mit Hilfe eines Nadirlotes vorzunehmen. Im weiteren werden dann der Justiervorgang, Genauigkeitsüberlegungen und notwendige Adaptionen beschrieben.

Mein heutiger Vortrag soll Sie mit einem Problem bekannt machen, das vom Institut für Hochenergiephysik der Österr. Akademie der Wissenschaften an uns, d.h. an das Institut für Landes- und Katastervermessung herangetragen wurde.

Dieses Institut arbeitet sehr eng mit CERN (Conseil Européen pour la Recherche Nucléaire), der Europäischen Organisation für Kernforschung, zusammen und befaßt sich augenblicklich unter anderem mit der Entwicklung und dem Testen von Funkenkammern. Diese Kammern sollen, nach erfolgreicher Erprobung, im CERN-Beschleuniger eingebaut werden und dienen dann dort den verschiedenartigsten Hochenergieexperimenten, (z.B. der Bahnbestimmung von Elementarteilchen).

Wie sieht nun so eine Funkenkammer aus? Sie ist mit einem Heliumneongasgemisch gefüllt und von Drähten mit einer Stärke von 50μ in Längs- und Querrichtung durchzogen. Der Abstand der einzelnen Drähte voneinander beträgt dabei $0,3 \text{ mm}$. Das Ganze ist also, praktisch gesehen, nichts anderes wie ein Koordinatengitter im Ausmaß von $16 \times 16 \text{ cm}$. Diese Präzisionskammern werden am Institut selbst gefertigt. Das Aufbringen und die Maßhaltigkeit des Gitters wird durch eine Präzisionsfräsmaschine bewerkstelligt, deren Genauigkeit bei $0,02 \text{ mm}$ liegt.

Mit Hilfe dieser Präzisionskammern und der Höhenstrahlung sollen nun die verschiedenen Testkammern, die im Prinzip denselben Aufbau haben (nur etwa andere Drahtabstände) und zum Einbau in den CERN-Beschleuniger bestimmt sind, ausgemessen und untersucht werden.

Bevor ich aber zur Versuchsanordnung komme, noch ein paar Worte über die Höhenstrahlung. Die Höhenstrahlung ist eine Teilchenstrahlung, die aus sehr energiereichen Protonen und leichteren Atomkernen besteht. Sie trifft aus dem Weltraum auf die Erdatmosphäre, durchsetzt diese nach mannigfaltiger Verwandlung und dringt sogar noch in die feste Erdrinde ein. Ihre Intensität nimmt vom Äquator nach den beiden Polen hin zu. Der Grund ist die Ablenkung der elektrisch geladenen Teilchen im erdmagnetischen Feld. Man nimmt an, daß die Höhenstrahlung von örtlichen Störungsherden im Bereich der Sonne (Sonnenflecken) und der sonnenähnlichen Fixsterne ausgeschleudert, in den weitverbreiteten Magnetfeldern des interstellaren Raumes gespeichert und in ihrer Intensität gesteigert wird.

In der Kernphysik benützt man energiereiche Protonenstrahlen, um Kernreaktionen zur Herstellung künstlicher Isotope oder zur Gewinnung anderer Elementarteilchen anzuregen. Sehr energiereiche Protonenstrahlen werden in Teilchen-

beschleunigern, wie dem Zyklotron oder dem Protonen-Synchrotron, erzeugt.

Im Zyklotron erfolgt die Beschleunigung durch ein elektromagnetisches Feld – ein hochfrequentes elektrisches Wechselfeld. Die Umlauffrequenz des Teilchens ist unabhängig vom Bahnradius, also konstant. Die Energie des Teilchens wächst mit seiner Bahngeschwindigkeit. Durch Geschwindigkeitssteigerung vergrößert sich der Bahnradius. Es entsteht eine Spirale. Relativ kleine Geschwindigkeit.

Das Synchrotron dient der Beschleunigung von Teilchen, deren Geschwindigkeit nahe der Lichtgeschwindigkeit liegt. Der Teilchenbahnradius wie auch die Umlauffrequenz bleiben zeitlich konstant. Das Magnetfeld wächst aber mit der Zeit an. Wird die Teilchengeschwindigkeit nahezu gleich der Lichtgeschwindigkeit, so wächst die Masse und damit die Energie bei sehr kleiner Geschwindigkeitszunahme (durch Wachsen des Magnetfeldes) sehr rasch an (Relativitätstheorie). Der Energiegewinn beim Synchrotron beruht also im wesentlichen nicht auf einer Geschwindigkeits- sondern auf einer Massenzunahme.

Nach dieser kurzen Abschweifung nun aber wieder zurück zur Testapparatur selbst.

Im Prinzip sieht sie folgendermaßen aus:

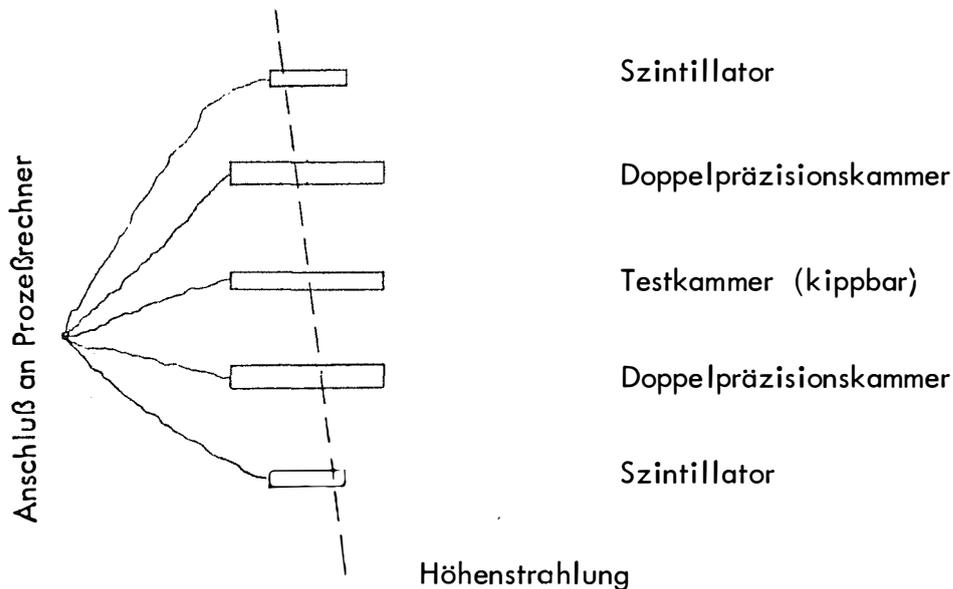


Abb. 1

Wenn nun ein Teilchen beide Szintillatoren und die drei Kammern passiert, werden die Durchstoßpunkte durch die einzelnen Kammern von einem Prozeßrechner

automatisch registriert und gespeichert, die Spur durchgerechnet und die Abweichung in der Testkammer ausgewiesen. Dabei haben die beiden Szintillatoren die Aufgabe eines Filters. Nur jene Teilchen werden registriert, die durch beide Szintillatoren gehen. Dies ist ca 1 x in der Sekunde der Fall. Teilchen, die schräg hereinkommen und nur eine oder zwei Kammern passieren, werden dadurch ausgeschaltet. Dies wird dadurch erreicht, daß nur dann automatisch ein Hochspannungsimpuls (5 KV) an die Kammern angelegt wird, wenn beide Szintillatoren den Durchgang eines Teilchens melden. Durch den Hochspannungsimpuls kommt es zu einer Stoßionisation (einer Verstärkung der Ionenspur) in den Kammern und es entsteht am Auftreffpunkt des Teilchens auf dem Koordinatengitter der Kammer ein Kurzschluß (Lichtblitz). Der Prozeßrechner, an den die einzelnen Drähte des Koordinatengitters angeschlossen sind, registriert die Lage des Durchstoßpunktes.

Nun fragt man sich natürlich, wieso kann in der Kammer noch ein Kurzschluß entstehen, wenn das Teilchen bereits den unteren Szintillator passiert hat, weil ja erst dann der Hochspannungsimpuls angelegt wird. Beim Durchgang des Teilchens durch die Kammer bildet sich eine ca 0,3 mm breite Ionenspur, (deswegen auch der Drahtabstand von 0,3 mm), die einige Zeit erhalten bleibt und die erzeugt verstärkt durch die Stoßionisation den Kurzschluß. Die Ionenspur aber entsteht dadurch, daß beim Durchgang des Teilchens durch die mit Gas gefüllte Kammer Elektronen von den neutralen Gasatomen durch Stoß abgespalten werden.

So brauchbar die Ionenspur für die Filterung ist, so sehr macht sie einem bei der Registrierung des nächsten Teilchens Schwierigkeiten - da sie ja noch immer vorhanden ist. Man muß sie also zum Verschwinden bringen. Dies gelingt durch Anlegen einer Saugspannung (50 - 100 V), die permanent wirkt. Durch diese permanente Saugspannung wiederum wird aber der Weg des Teilchens durch die Kammer verfälscht. Die Ionenspur erfährt eine seitliche Versetzung, Ausgeschaltet wird dies durch das Prinzip der Doppelkammer. Zwei Kammern werden spiegelbildlich aufeinander gelegt und bilden eine Einheit.

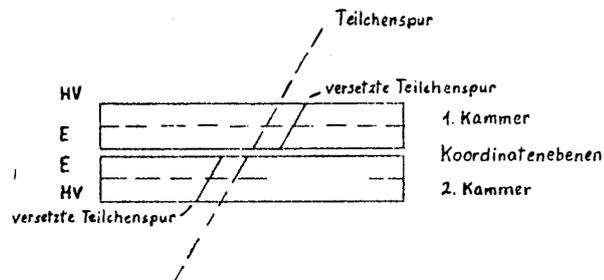


Abb. 2

Die Justierung dieser beiden Kammern zueinander, d.h. daß die beiden Koordinatengitter genau übereinander liegen, geschieht wieder mit Hilfe der Präzisionsfräsmaschine.

Der Durchstoßpunkt sowohl in der einen wie auch in der anderen Kammer wird vom Prozeßrechner registriert, automatisch gemittelt und nur das Mittel gespeichert. Auf diese Art wird also der Einfluß der Saugspannung ausgeschaltet und der Durchstoßpunkt des Teilchens durch eine fiktive Koordinatenebene jetzt allerdings, ermittelt. Das schadet aber weiter nicht, es muß nur dann bei der Bahnberechnung des Teilchens berücksichtigt werden.

Nun gilt es nur noch den Zweck der Kippbarkeit der Testkammer zu erläutern. Durch die Kippung der Testkammer um ihre Achse kann der Drahtabstand in einer Koordinatenrichtung beliebig verkleinert werden. Dadurch wird das Ortsauflösungsvermögen der Kammer getestet. Man schätzt, daß es ca beim halben Drahtabstand liegt - dies wäre also $\pm 0,15$ mm.

So sieht also die Versuchsanordnung aus. Momentan ist das Ganze im Bau. Mit den ersten Messungen soll demnächst begonnen werden.

Bei CERN sollen dann die getesteten Kammern am Target, dem Auslaß des Zyklotrons, aufgestellt werden, dort wo das Teilchen mit sehr hoher Energie auf einen Atomkern auftrifft. Es entsteht eine Zersplitterung; die Bahnen dieser wegstrebenden Teilchen sollen nun erfaßt, bzw. mit Hilfe der Kammern ausgemessen werden.

Sie werden sich nun fragen, was ein Geodät dabei verloren hat.

Das Problem, das an uns herangetragen wurde, hieß kurz und bündig - "Justierung der drei Kammern im Raum" bei einem maximalen Sachaufwand von S 30 000,- .

Betrachten wir nochmals die Abb.1. Die Zuordnung der drei (Doppelkammer = Kammer) in einem Abstand von ca 50 cm übereinanderliegenden Kammern hatte so zu erfolgen, daß sie

- 1.) im Raum parallel zueinander liegen, besser gesagt die drei Koordinatenebenen parallel zueinander liegen, und
- 2.) ihre Koordinatenachsen (jeweils der erste Draht) sich in einer dazu senkrechten Ebene befinden. Es müßte also durchwegs keine Horizontal- und Vertikal-ebene sein. Die geforderte Genauigkeit $\pm 0,1$ mm.

Erschwerend kam hinzu, daß die einzelnen Kammern seitlich von einem Wust von Drähten und Kabeln umgeben sind, (wie elektrische Zuleitungen, Anschlüsse für den Prozeßrechner, Schläuche für die Gasgemischzuleitung usw.), sodaß ein seit-

licher Einblick unmöglich war. So blieb also nur der Zugang von oben oder von unten.

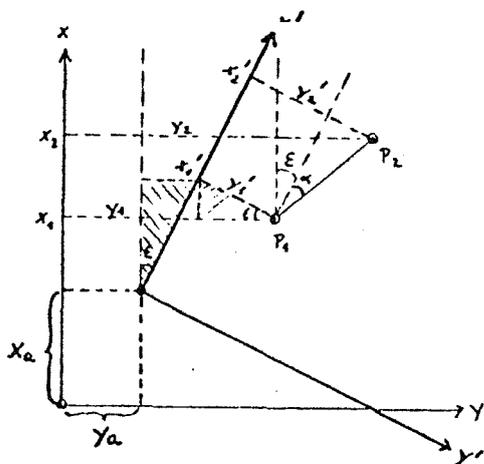
Welche Möglichkeiten kamen nun in Betracht?

Klar war, daß die Forderung Nr. 1, die Parallelität der Kammern im Raum, am einfachsten mit Hilfe von Röhrenlibellen zu realisieren ist. Geht man von der geforderten Genauigkeit aus, und berechnet die dazu notwendige Horizontierung der Kammern, so kommt man zu dem Ergebnis, daß Setzlibellen, deren Angabe nur bei etwa 1' zu liegen braucht, am besten geeignet sind.

Da die Koordinatenebenen der Kammern nun in Horizontalebene liegen, müssen lt. Forderung Nr. 2, die Koordinatenachsen zwangsläufig in eine Vertikalebene eingerichtet werden.

Es wurden die verschiedensten Möglichkeiten erwogen. Vorallem wollten wir anfangs gleich die dort vorhandene Apparatur für die Justierung ausnützen. So kam uns die Idee mit Hilfe des Prozeßrechners und einer vorbestimmten Flugbahn eines Teilchens die Kammern zueinander einzurichten.

Das hätte dann so funktionieren sollen: ein langes, dünnes, sich nach unten verjüngendes Teleskoprohr, oben und unten mit Szintillatoren als Filter bestückt, fix ober der ersten Kammer montiert, sollte nur jene Teilchen einfangen, deren Flugbahn mit der Lage des Rohres im Raum ident ist. Die Auftreffpunkte des durch das Rohr kommenden Teilchens auf den einzelnen Kammern werden durch den Prozeßrechner registriert und die Koordinaten ausgeworfen. Dasselbe nochmals gemacht mit einem über einer diametralen Stelle der Kammer angebrachten zweiten Rohr, läßt uns aus den registrierten Daten die Transformationselemente berechnen.



$$\operatorname{tg}(\varepsilon + \alpha) = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} \quad \operatorname{tg} \alpha = \frac{y_2' - y_1'}{x_2' - x_1'} \rightarrow \varepsilon$$

$$x_a = x_1 - (x_1' \cdot \cos \varepsilon - y_1' \cdot \sin \varepsilon) = x_2 - (x_2' \cdot \cos \varepsilon - y_2' \cdot \sin \varepsilon)$$

$$y_a = y_1 - (x_1' \cdot \sin \varepsilon + y_1' \cdot \cos \varepsilon) = y_2 - (x_2' \cdot \sin \varepsilon + y_2' \cdot \cos \varepsilon)$$

Abb. 3

Damit aber haben wir die zur Justierung notwendigen Verschiebungs- und Verdrehungsgrößen für eine Kammer gewonnen. Eine zweite Transformation liefert dann die Werte für die letzte Kammer. Vorausgesetzt allerdings die genaue vertikale Montage der Rohre. Ist dies nicht der Fall, so haben wir die Lage der Rohre im Raum zu den einzelnen Koordinatenebenen zu bestimmen. Die Soll-Durchstoßpunkte des Teilchens durch die einzelnen justierten Kammern müssen nun vorausberechnet und mit den registrierten Ist-Werten der nicht justierten verglichen werden. Dann geht es wieder weiter, wie bereits vorher erwähnt, also die Bestimmung der Transformationselemente, bzw. der Justiergrößen. Die Sache wird also wesentlich komplizierter.

Nachteil dieser Methode:

- 1.) Das Warten auf das Teilchen, welches gerade die von uns gewünschte Flugbahn besitzt.
- 2.) Die Untersuchung der Versetzung der Ionenspur durch Saugspannung und die Überprüfung des Gitternetzes der Testkammer entfällt. Letzteres müßte dann mit der Präzisionsfräsmaschine gemacht werden, was äußerst zeitraubend wäre.
- 3.) Zweifel, ob die gewünschte Genauigkeit damit erreicht werden kann.

Ein anderer Vorschlag von uns, der nun auch verwirklicht wird, sieht die Justierung mit Hilfe eines Nadirlotes vor. Im Prinzip geht das so vor sich:

Oberhalb der ersten Kammer werden auf einem Rahmen drei horizontierbare Kreuzschlitten mit Feintrieben im ungefähren Abstand der Paßmarken der Kammer fix montiert. Auf diesem Kreuzschlitten wird je ein Dreifuß-Untersatz mittels einer hohlen Herzschraube befestigt, welcher dann das optische Lot beim Justiervorgang zwangszentriert aufnimmt. Mit Hilfe des Nadirlotes werden nun die korrespondierenden Paßmarken der einzelnen Kammern eingepaßt.

Um die gewünschte Genauigkeit einhalten zu können, waren nun gewisse Forderungen an das Nadirlot zu stellen. Nach eingehendem Studium der auf dem Markt befindlichen Geräte, haben wir uns für das Zenit-Nadirlot der Fa. Wild entschieden. Ausschlaggebend dafür waren:

- 1.) Die Genauigkeit von 1:30 000, d.h. auf unser Modell angewandt, bei dem die maximale Zielweite 1,5 m beträgt, eine Lotungsgenauigkeit von $\pm 0,05$ mm
- 2.) Die garantierte Zwangszentrierungsgenauigkeit von mindestens $\pm 0,05$ mm
- 3.) Die Austauschmöglichkeit der Strichplatten mit dem normalen Fadenkreuz gegen

eine Strichplatte mit einem Doppelfaden von folgender Form: 

Dadurch Erhöhung der Einstellgenauigkeit.

Laut NÖTZLI ergibt sich der mittlere Zielfehler beim Einstellen mit dem

Doppelfaden aus der Formel
$$m_z = \pm \frac{24^{cc}}{\sqrt{L_f}} = \pm \frac{24^{cc}}{\sqrt{40}} = \pm 8^{cc}$$

In unserem Falle somit $\pm 8^{\text{cc}}$.

Umgerechnet auf die Entfernung von 1,5 m ergibt dies eine Einstellgenauigkeit des Zieles von $\pm 0,02$ mm.

Die Zielgenauigkeit mit normalem Strichkreuz würde laut der Formel

$$m_z = \frac{d}{f_{\text{ob}}} \cdot f^{\text{cc}}$$

$$\begin{aligned} d &= \text{Strichdicke} = 8\mu\text{m} \\ f &= \text{Brennweite} = 200\text{mm} \end{aligned}$$

einen Wert von 24 " ergeben, angewandt auf unsere Entfernung also $\pm 0,06$ mm. Der Doppelfaden bringt also eine wesentliche Steigerung der Zielgenauigkeit.

- 4.) Die kürzeste Zielweite. Sie beträgt beim ZNL lt. Werksangaben 60 cm. Unsere Untersuchungen haben sogar nur 45 cm ergeben. Das ist ein wesentliches Kriterium - hängt doch davon die Höhe des tragenden Gestelles ab und damit auch die Aufstellung in einem Raum mit normaler Deckenhöhe.
- 5.) Das lange Fernrohr des ZNL. Es birgt bei der Beobachtung in luftiger Höhe einen nicht zu unterschätzenden Komfortfaktor in sich.

Summiert man nun nach dem Fehlerfortpflanzungsgesetz die Quadrate der einzelnen Fehleranteile und zieht die Wurzel daraus, so erhält man als mittleren Gesamtfehler $\pm 0,07$ mm.

Ein großer Nachteil des ZNL soll aber nicht unerwähnt bleiben. Mir ist es unklarlich, warum nicht der Untersatz des Gerätes so ausgebildet ist, daß man den Oberteil samt Zwangszentriereinrichtung auf einer horizontierbaren Plattform verschieben kann. Konstruktiv wäre dies sehr einfach zu lösen. Wir hätten uns damit die Kreuzschlitten ersparen können.

Ich möchte noch eine recht informative Tabelle zeigen, die aus DEUMLICH'S Buch "Instrumentenkunde" stammt und die alle Daten der auf dem Markt befindlichen optischen Präzisionslote enthält.

Tafel 6. Optische Präzisionslote

Typ	Hersteller	Fernrohr			Libellen- angabe	Länge	Höhe	Masse		Anwendungs- bereich	Genauigkeit einer Lotung	Bemerkungen
		f_F'	Objektiv- \varnothing	kürzeste Zielweite				Instru- ment	Behälter			
		[mm]	[m]	["]	[mm]	[mm]	[kg]	[kg]	[m]			
Mit Libelle												
Telim	F. W. Breithaupt & Sohn, Kassel	42	50	2,0	20	230	350	7,1	6,5	2 bis 600	1: 50 000	
OL	Kern & Co., Aarau	22,5	30	0,8	20	135	160	3,7	1,8	bis 100	1: 50000	
DL	Wild Heerbrugg AG	3,2	6	0,3	—	—	1500	1,0	0,3	1 bis 30	1: 500	185 mm Fernrohr- länge
Fernrohr- firstlot	Wild Heerbrugg AG	2,5	5	0,3	30	90	—	0,1	—	bis 10	1: 5000	zu T1A, T 16, T2
ZBL	Wild Heerbrugg AG	5	8	0,3	60	160	100	1,5	0,5	bis 20	1: 10 000	
ZNL	Wild Heerbrugg AG	10	12	0,6	20	240	170	2,6	2,2	2 bis 100	1: 30000	
Mit Neigungskompensator												
Auto- plumb	Hilger & Watts, London	30	40	1,8	—	195	215			bis 150	1: 200000	8'-Dosenlibelle
OZP	МИГАИК, Moskau	31	34	3	—	350	150	5,0		3 bis 500	1: 10 000	
PZL	VEB Carl Zeiss JENA	31,5	40	2,2	—	—	335	4,8	2,8	bis 100	1: 100 000	8'-Dosenlibelle (ähnlich Bild 347)

Abb. 4

Nachdem der "Oberstock" nun klar ist, sind bei den Kammern selbst noch einige konstruktive Dinge anzubringen. Für die Einpassung mit dem ZNL benötigen wir noch Zielmarken. Diese werden von der Präzisionsfräsmaschine aufgebracht. Und zwar werden in einem bestimmten Abstand vom Koordinatengitter vier Löcher durch den Kammerrahmen gefräst. Am oberen Rand der Löcher werden parallel zu den Koordinatenachsen vier Nuten eingefräst, in die dann unter dem Mikroskop ein feiner Draht eingelegt wird. Die Zielmarke ist somit fertig. Die Lagegenauigkeit wird wieder durch die Präzisionsfräsmaschine garantiert.

Um die Zielmarken nun in die Lotrichtung zu bringen, müssen die mittlere und die obere Kammer noch in zwei zueinander senkrechten Richtungen verschiebbar und verdrehbar gelagert sein. Die unterste Kammer bleibt fix, da ja das ZNL auf diese Kammer eingerichtet wurde. Die Vorrichtung dazu sieht im Prinzip wie der Bildträger bei fotogr. Auswertegeräten aus. Auf einem Kreuzschlitten sitzt noch eine Scheibe mit Feintrieb und auf dieser ist dann die Kammer befestigt.

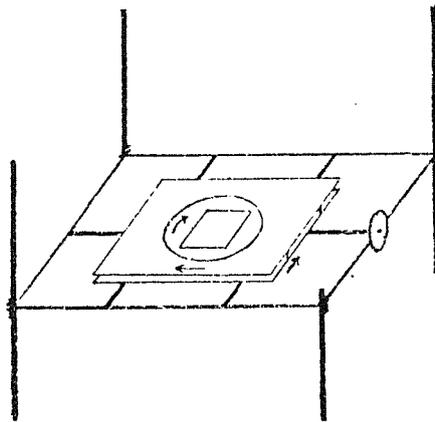


Abb. 5

Die Horizontierung der Kammern wird, wie schon erwähnt, mit Hilfe von Setzlibellen über Spindeln am Rahmen des Gerätes durchgeführt.

Als Letztes bleibt noch die Vorrichtung für die Kippung der mittleren Kammer zu beschreiben. Wobei noch zu sagen ist, daß die eine Koordinatenachse bei der Drehung in der Vertikalebene bleiben soll, bzw. die Drehachse daher parallel zur anderen Koordinatenachse sein muß. Unsere Konzeption sieht nun die Lagerung der Drehachse am Rahmen mit Korrekturmöglichkeit vor und auf ihr eine verstellbare Befestigung des Kreuzschlittens. Weiters sind die Enden der Auflager quer zur Drehachse mit verschiebbaren Zungen versehen, um so eine Drehbarkeit zu ermöglichen. An einem Ende der Drehachse ist dann noch ein alter Teilkreis befestigt, der wie der Vertikalkreis eines Theodolits mittels einer Röhrenlibelle justiert wird und die Neigung der Kammer anzeigt.

Damit habe ich nun alle von uns zu erbringenden konstruktiven Vorschläge geschildert. Zu erwähnen bleibt noch, daß die ursprüngliche Ausführung des Gestelles, im Hinblick auf die Festigkeit, unseren Erwartungen nicht entsprach und wir rieten, einen Statiker der Hochschule zuzuziehen. Was dann auch geschah. Nun wird das Gestell in der Seitenwand des Raumes verankert und die Dimensionierung obliegt jetzt dem Statiker.

Wir haben noch vorsichtshalber den Fußboden des Raumes, in dem das Gerät stehen soll, auf Schwingungen untersucht. Und zwar benützten wir dazu ein Präzisionsnivelliergerät, das NI 3. Das Resultat war negativ, d.h. keinerlei Schwingungen traten bei Bewegung im Raum auf.

Die feinmechanischen Arbeiten werden alle am Institut für Hochenergiephysik selbst durchgeführt, das über eine ausgezeichnet eingerichtete Werkstätte und die

dazu nötigen Fachleute verfügt.

Der Justiervorgang, der nur das erste Mal von uns und dann von den Herren des Institutes für Hochenergiephysik ausgeführt wird, geht nun recht einfach vor sich. Die unterste Kammer bleibt fix, sie wird nur horizontalisiert. Die drei Zwangszentrierungsuntersätze werden mit Hilfe des ZNL und der Kreuzschlitten über den Paßmarken der untersten Kammer eingerichtet. Hierauf wird die oberste Kammer eingelegt, horizontalisiert und mittels zweier Feintriebe so lange verschoben, bis die eine Paßmarke genau in der Lotlinie des ZNL liegt. Dann wird das ZNL in den nächsten Untersatz gesteckt und die Kammer so lange verdreht bis die zweite Paßmarke in der Lotlinie liegt. Die Beobachtung im dritten Untersatz ist bereits eine Überbestimmung und dient zu Kontrollzwecken. Restfehler werden durch Wiederholung der Prozedur eliminiert. Auf diese Weise wird dann auch die mittlere Kammer, die Testkammer, justiert. Die Vertikalabstände zwischen den einzelnen Kammern, die man zur Bahnberechnung der Teilchen braucht, werden mittels Meßuhren bestimmt.

Zur Genauigkeitssteigerung und zur Eliminierung etwaiger Ziellinienfehler oder Exzentrizitäten ist es angezeigt, in jeweils um 90° versetzten Fernrohrstellungen zu beobachten und das ZNL in allen drei möglichen Lagen in den Dreifuß zu setzen. Weiters ist es vorteilhaft, sich gleich beim ersten Mal die einzelnen Fokussierungen am Fokussierbetrieb zu markieren. Bei der Beobachtung sieht man ja nur jeweils eine Paßmarke, die anderen sind ja wegfokussiert, die Zuordnung ist daher schwierig. Auf diese Weise braucht man dann eine Kennzeichnung der Paßmarken selbst nicht vorzunehmen.

Es gäbe natürlich noch andere Möglichkeiten der Justierung, wie die etwa von Senatsrat KLING vorgeschlagene - mit Hilfe eines Quecksilberspiegels. Dabei wird unter der Kammer eine mit Quecksilber gefüllte Wanne aufgestellt und anstatt des ZNL wir nur ein einfaches Fernrohr benötigt. Das Quecksilber liefert eine horizontale Spiegelfläche, mit deren Hilfe das Fernrohr durch Autokollimation streng in eine vertikale Lage gebracht wird. Der weitere Vorgang wäre dann wie schon vorher beschrieben. Nachteilig ist nur, daß das Quecksilber bei Zimmertemperatur im Laufe der Zeit giftige Dämpfe entwickelt und das Arbeiten in diesem geschlossenen Raum, daher nicht gerade gesundheitsförderlich wäre.

Oder die von Prof. BARVIR vorgeschlagene elegante Methode, die sich der räumlichen Transformation bedient. Dazu wäre ein Koordinatograph mit streng vertikalem Fernrohr notwendig, mit dessen Hilfe man die Daten der Paßmarken ausmessen würde. Nach Berechnung der Transformation könnten dann die Verschiebungs-, Verdrehungs- und Hebungs-komponenten an Hand von Skalen an den

Kammern eingestellt werden.

Im Hinblick auf die vorhandenen Mittel und Umstände, bin ich aber der Meinung, daß die Justierung der Kammern mit dem ZNL die rationellste Lösung des Problems bringt.

Abschließend möchte ich noch bemerken, daß es mir sehr erfreulich scheint, daß der Vermessungsingenieur in steigendem Maße mit Problemstellungen dieser oder ähnlicher Art konfrontiert wird. Heißt das doch, daß Branchenfremde in uns nicht nur den Geometer, den Landvermesser, sehen, sondern auch den Fachmann für spezifische Feinmessungen jeglicher Art.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 57 - 74

GEOMETRISCHE METHODEN DER SATELLITENGEODÄSIE

von

G. Gerstbach

(Vortrag gehalten am 26. Mai 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen,
überarbeitete Fassung)

Dipl.Ing. Gottfried Gerstbach, Hochschulassistent am Institut für Höhere Geodäsie,
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach einer kurzen Einführung in die Dynamik und die Elemente von Satellitenbahnen werden die gebräuchlichsten Beobachtungsarten behandelt. Im weiteren wird auf die Methoden der geometrischen Ortsbestimmung und ihre Genauigkeiten eingegangen; das Weltnetz der Satellittriangulation sowie eine Standlinienmethode werden genauer beschrieben. Abschließend werden auch dynamische Verfahren kurz gestreift.

EINLEITUNG

Die Satellitengeodäsie ist ein verhältnismäßig junges, aber bereits sehr umfangreiches Spezialgebiet, obwohl sie nur einen kleinen Teil der Wissenschaft von den Satelliten darstellt. Es sei zum Beispiel auf die Wetter- und Nachrichtensatelliten verwiesen, auf die Verwendung künstlicher Satelliten für Astronomie, Navigation, Erforschung der Atmosphäre, Erkundung und Kartographie der Erdoberfläche, ganz abgesehen von den Möglichkeiten ihrer militärischen Verwendung.

Die Satellitengeodäsie gliedert sich in drei Teile: bei den geometrischen Verfahren wird durch Richtungs- und Entfernungsmessung zu Satelliten die Lage von Punkten auf der Erdoberfläche bestimmt; die Flugkörper dienen dabei nur als Hilfsziele, und ihre Bahnen interessieren nicht weiter. Mit den dynamischen Methoden leitet man physikalische Größen der Erde, z.B. ihre Abplattung und das Schwerfeld aus der Bahnbewegung und deren Störungen ab. In der Satellitenphotogrammetrie sind die Erdtrabanten Standpunkte von photogrammetrischen Aufnahmen. Hier befindet sich die Entwicklung erst am Anfang, und größere Genauigkeiten als $1 : 10^4$ sind noch kaum erreichbar.

Im folgenden werden vor allem die geometrischen Methoden behandelt, doch sollen zuvor die Elemente von Satellitenbahnen und die verschiedenen Beobachtungsverfahren besprochen werden.

SATELLITENBAHN UND BAHNELEMENTE

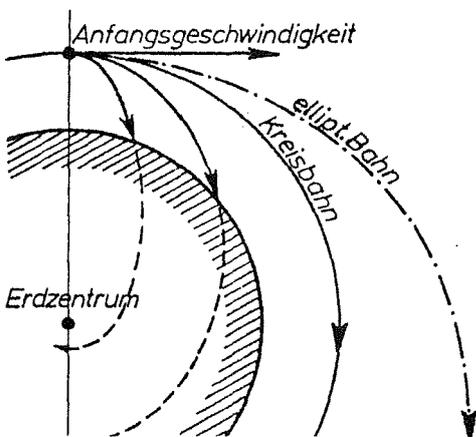


Abbildung 1: Start eines Satelliten mit verschiedener Geschwindigkeit

Wie geht ein Satellitenstart vor sich? Zunächst steigt die Rakete etwa 30 bis 50 km steil empor, beginnt dann in die gewünschte Bahn einzuschwenken und erreicht die volle Geschwindigkeit in horizontaler Richtung. Vereinfacht ausgedrückt, wird der Satellit in eine bestimmte Höhe gebracht und dort horizontal beschleunigt. Würden wir ihm eine zu kleine Geschwindigkeit geben, käme er in

einer elliptischen Bahn wieder zur Erde zurück. Je größer seine Geschwindigkeit, desto weniger ist seine Bahn gekrümmt und desto weiter fliegt er (Abb. 1). Wenn die Bahn schließlich gleich stark wie die Erdoberfläche gekrümmt ist, fällt der Körper "um die Erde herum", und man spricht von der Kreisbahngeschwindigkeit. In einer Höhe von 500 km beträgt sie 7,6 km/sec. Wird die Anfangsgeschwindigkeit noch mehr gesteigert, so erreicht der Satellit auf einer weit geschwungenen Ellipsenbahn über der anderen Seite der Erde eine wesentlich größere Höhe.

Wir wollen nun folgende Vereinfachungen treffen: die Erde sei kugelsymmetrisch aufgebaut, habe keine Lufthülle und die Anziehungskräfte von Sonne und Mond seien verschwindend klein. Sehen wir ferner vom Strahlungsdruck der Sonne, von gewissen elektrodynamischen Wechselwirkungen und den Gezeiten der festen Erde ab, so liegt die Bahn eines Satelliten im Raum fest, und es gelten die drei KEPLERschen Gesetze: 1. Die Satellitenbahn ist eine Ellipse und einer ihrer Brennpunkte fällt mit dem Erdzentrum zusammen. 2. Die Verbindungslinie Erde - Satellit überstreicht in gleichen Zeiten gleiche Flächen. 3. Die Quadrate der Umlaufzeiten verschiedener Bahnen verhalten sich wie die Kuben ihrer mittleren Entfernungen.

Eine solche "Keplerbahn" läßt sich durch sechs Bahnelemente vollständig beschreiben (Abb. 2):

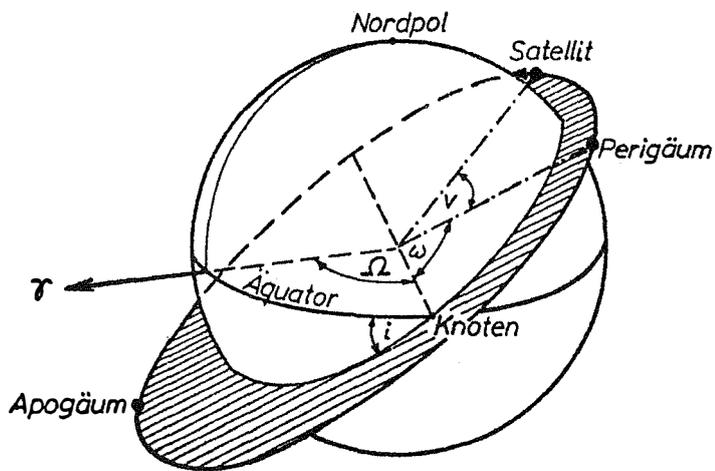


Abbildung 2: Elemente einer Satellitenbahn

i ... Bahnneigung gegen die Äquatorebene der Erde,

Ω ... Länge des aufsteigenden Knotens, gemessen vom astronomischen Frühlingspunkt τ oder vom Nullmeridian.

a ... Große Halbachse der Bahnellipse,

e ... ihre numerische Exzentrizität.

ω ... Argument des Perigäums (erdnächster Punkt), gemessen vom aufsteigenden Knoten in Bewegungsrichtung.

T_0 ... Zeitpunkt, zu dem der Satellit im Perigäum steht.

Ω und i bestimmen die Lage der Bahnebene, a und e definieren die Ellipse und ω ihre Orientierung innerhalb der Bahnebene. An Stelle von T_0 könnte auch ein anderer Zeitpunkt, etwa der einer Äquatorüberquerung, treten. Diese 6 Elemente lassen sich berechnen, wenn wir zum Beispiel 3 Richtungen (Azimut + Höhenwinkel) und die dazugehörigen Zeiten gemessen haben.

VORAUSSBERECHNUNG VON SATELLITENPOSITIONEN

Verschiedene Institutionen (SAO, ITCP) geben in regelmäßigen Abständen Bahnelemente bekannt, die zur Vorbereitung von Beobachtungen dienen. Mittels Tabellen oder Gradnetzen

(Abb. 3) stellt man zunächst ungefähr fest, wann der Beobachtungsort infolge der Erdrotation unter die Satellitenbahn zu liegen kommt und addiert dann zu T_0 die Umlaufzeit so oft, bis man in der Nähe der gewünschten Stunde ist. Zu dem so errechneten Zeitpunkt des Perigäumdurchgangs wird der Satellit selbst im allgemeinen noch nicht zu sehen sein, und man rechnet daher über das

2. KEPLERsche Gesetz

die Zeit aus, die er benötigt, um vom Perigäum über den Beobachtungsort zu gelangen. Die wahre Anomalie v (Abb. 2) liefert dann, zusammen mit Bahnachse a und Exzentrizität e , die Höhe des Satelliten über der Erde und mit Hilfe von i und $\omega + v$ können seine geographischen Koordinaten errechnet werden.

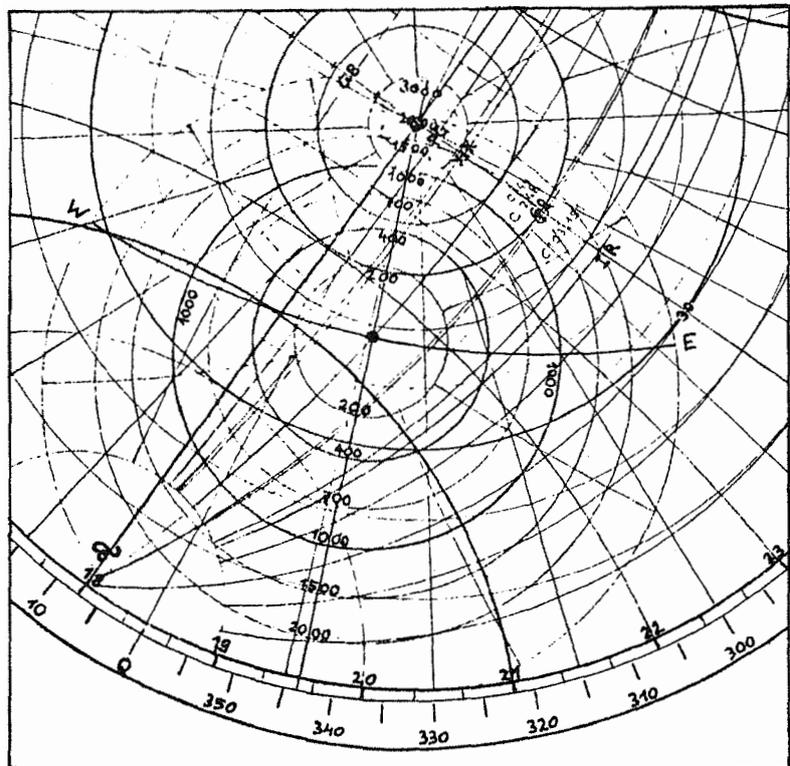


Abbildung 3: Stereographische Projektion zur Vorhersage der Sichtbarkeit. Das untere Blatt trägt das geographische Netz und Linien gleicher Entfernung von Wien, das drehbare Deckblatt verschiedene Satellitenbahnen und eine Zeitskala.

BEOBACHTUNGSVERFAHREN

Um die Richtung zu einem Satelliten festzustellen, gibt es folgende Möglichkeiten:

VISUELLE BEOBACHTUNGEN

Hier werden lichtstarke Fernrohre mit geteiltem Fadenkreuz (Abb. 4) benutzt, die

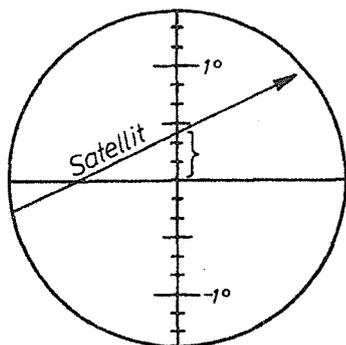


Abbildung 4: Fadenkreuz eines Satellitenfernrohrs

Messungen auf etwa 1' Genauigkeit auch dann zulassen, wenn der Satellit nicht genau durch den Fadenkreuzmittelpunkt läuft. Seit Ende der Fünfzigerjahre sind ferner automatisch registrierende "Kinetheodolite" in Gebrauch, bei denen das Fernrohr von zwei Beobachtern in Azimut und Höhe nachgeführt wird. Man kann Satelliten aber auch relativ zu den Sternen messen und die Positionen an Hand von Sternkarte und Katalog ermitteln.

PHOTOGRAPHISCHE MESSUNGEN

Der Satellit wird dabei immer zusammen mit dem Sternhimmel aufgenommen. Man unterscheidet folgende Arten der Montierung:

Azimutal: Die meist aus Fliegerkameras entwickelten "Ballistischen Meßkammern" sind theodolitähnlich montiert und bleiben während der Beobachtung fest. Bekannt ist die WILD BC-4 1 : 2,6/305 oder 1 : 3,4/450 mm, deren rotierender Verschuß die Satellitenspur in kurze Stücke zerhackt. Die einzelnen Positionen sind auf 2", die Zeiten auf 0,001 sec genau.

Parallaktisch: Eine Achse weist auf den Himmelsnordpol und die Kameras werden den Sternen nachgeführt. Hierher zählen Astrographen aller Größen, wie sie auf Sternwarten in Verwendung stehen, aber auch spezielle Entwicklungen.

Drei- und vierachsige Montierungen können den Satelliten nachgeführt werden. Bekanntestes Beispiel ist die 1956 gebaute "Baker-Nunn" mit Spiegeloptik 1:1/500mm. Etwa 20 auf der Erde verteilte Stationen erreichen auch bei lichtschwachen Satelliten Genauigkeiten um 1"8.

In Abb. 5 ist die Wirkung der drei Montierungsarten veranschaulicht.

Die Genauigkeit der photographischen Satellitenmessungen wird neben der Brennweite vor allem von der Luftturbulenz (Szintillation) begrenzt. Bei der Abbildung der langsam wandernden Sterne führt die Luftunruhe nur zu größerem Bilddurchmesser und fällt im Mittel heraus, wogegen ihr Einfluß im rasch bewegten Satelliten-

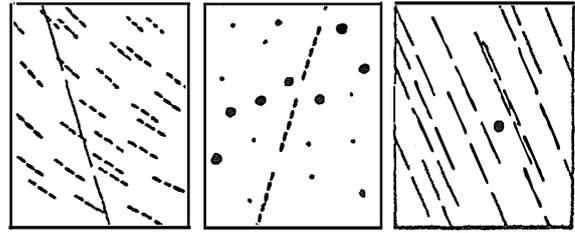


Abbildung 5: Satellitenaufnahmen mit fester, den Sternen und dem Satelliten nachgeführter Kamera

bild voll enthalten ist. Eine wesentliche Verbesserung läßt sich durch Messung zahlreicher Spurunterbrechungen bzw. Blitzlichtserien und anschließende rechnerische Glättung erreichen. Bei ballistischen Kamern ergeben sich so durchschnittliche Genauigkeiten von $0''3$. Die atmosphärische Refraktion fällt zum Großteil heraus, weil der Satellit ja unter den Sternen gemessen wird; nur ein kleiner parallaktischer Anteil bleibt übrig.

INTERFERENZMESSUNG

Hier werden Antennengruppen von 50 bis 150 m Ausdehnung benutzt und der Phasenunterschied einzelner vom Satelliten eintreffender Wellenzüge läßt auf die Einfallrichtung schließen. In Amerika arbeiten die "Minitrack"-Stationen nach diesem Prinzip und erbringen Genauigkeiten von $30''$, auch bei Tag und bei Bewölkung.

ENTFERNUNGSMESSUNG

Für die Entfernungsmessung zu Satelliten gibt es ebenfalls mehrere Möglichkeiten.

RADAR wird wenig verwendet, da es nur für große Flächen, zum Beispiel Ballonsatelliten, geeignet ist. Allerdings liefert es neben der Entfernung gleichzeitig auch die Richtung.

SECOR arbeitet ähnlich dem Tellurometer; die Station sendet eine phasenmodulierte Welle aus, die vom Satelliten durch einen Transponder zurückgesandt wird. Die auftretende Phasenverschiebung ist ein Maß für die Entfernung, und die Vieldeutigkeit der Anzeige läßt sich durch Verwendung von vier Frequenzen beseitigen. Durch rasch aufeinander folgende Messungen (bis zu 20 pro Sekunde) lassen sich Genauigkeiten von etwa 5 m erreichen, und das Verfahren ist automatisierbar, aber sehr auf-

wendig, was die Ausrüstung betrifft.

LASER werden als optisches Radar eingesetzt und gestatten die Messung der Laufzeit des Lichtes. Die Satelliten tragen reflektierende Tripelspiegel, und da die Laserstrahlen sehr scharf gebündelt sind, ist eine präzise Vorausberechnung der Satellitenpositionen erforderlich. Erste Versuche wurden 1965 durchgeführt, heute stehen bereits zahlreiche Systeme mit Öffnungen von 2 - 10' in Verwendung.

Die Ergebnisse sind rasch verfügbar (digitale Anzeige), atmosphärische Korrekturen machen nur ca. 2 1/2 m aus und Beobachtungen sind auch bei Tag und wenn sich der Satellit im Erdschatten befindet möglich. Gegenwärtig lassen sich Genauigkeiten von 0,5 bis 1 m erreichen, in Zukunft werden es wahrscheinlich einige Zentimeter sein.

Dopplermethode: Der Satellit sendet eine sehr konstant gehaltene Radiofrequenz aus, und ihre durch den Dopplereffekt verursachte Verschiebung wird auf der Erde gemessen. Diese ist ein Maß für die Radialgeschwindigkeit, und integriert man sie über 10 Sekunden bis 2 Minuten, können Entfernungsdifferenzen zweier Satellitenpositionen und auch der Zeitpunkt der größten Annäherung errechnet werden. Wesentlicher Vorteil ist dichtes Beobachtungsmaterial, das vor allem für die Bestimmung kurzperiodischer Bahnstörungen und von Details des Schwerefeldes wichtig ist. Die innere Genauigkeit beträgt ca. 5 m, doch führt unsichere Kenntnis der Refraktion in der Troposphäre und besonders der Ionosphäre oft zu beträchtlichen systematischen Fehlern. Neuerdings versucht man, sie durch gleichzeitige Messung in 2 Frequenzbereichen zu eliminieren.

GEOMETRISCHE SATELLITENGEODÄSIE

Bei den geometrischen Methoden dient der Satellit als Hochziel von Richtungs- und Entfernungsmessungen; seine Bahn ist dabei nur für die Vorausberechnung von Bedeutung. Befindet sich der Flugkörper hoch genug über der Erdoberfläche, lassen sich sehr große Dreiecke direkt messen und auch die Weltmeere überbrücken. Die größte Bedeutung dieser Triangulation mit Satelliten liegt darin, die geodätischen Netze verschiedener Kontinente in ein einheitliches Weltsystem zusammenzuschließen. Werden die Richtungen relativ zu den Sternen gemessen, ist eine räumliche Orien-

tierung im absoluten System der Sternkataloge möglich, ohne daß die Koordinaten - wie in der erdgebundenen Triangulierung - von der Lotrichtung oder der Projektion auf eine Bezugsfläche beeinflußt werden. Außerdem können Refraktionsanomalien die Ergebnisse kaum mehr systematisch verfälschen.

Durch Distanzmessung zu Satelliten lassen sich die bekannten Schwierigkeiten bei der Reduktion irdischer Basislinien vermeiden. Wird ein Netz nur durch Entfernungsmessungen aufgebaut, ist eine absolute Orientierung natürlich nicht möglich, doch läßt sich seine geometrische Form auch dann eindeutig bestimmen.

Bei allen geometrischen Methoden geht es um simultane Beobachtung des Satelliten von zwei oder mehreren Stationen. Um die Meßgenauigkeit auszunützen, muß durch hochpräzise Uhrenanlagen die Gleichzeitigkeit auf mindestens 1/1000 sec gewährleistet sein; auch mit "quasi-simultanen" Beobachtungen wird häufig gearbeitet, wo man die Zeitdifferenz im nachhinein rechnerisch berücksichtigt.

SIMULTANBEOBACHTUNG AUF ZWEI STATIONEN (STELLARTRIANGULATION NACH VÄISÄLÄ)

Der Satellit S_1 wird von den beiden Beobachtungsorten A und B vor dem Sternhimmel fotografiert (Abb.6). Die Vektoren a_1 und b_1 spannen dann eine Ebene auf, die den Verbindungsvektor g der beiden Stationen enthält. Wird noch ein zweiter Satellit S_2 oder derselbe nach einiger Zeit aufgenommen, kann durch Schnitt der beiden strichlierten Ebenen die Richtung des Vektors g berechnet werden. Seine Länge jedoch bleibt offen.

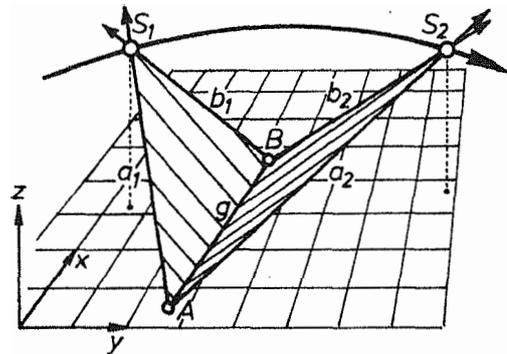


Abbildung 6: Bestimmung des Verbindungsvektors zweier Stationen

Erstmals wurde die Methode 1959 bei Ballonaufstiegen mit Blitzserien in 30 bis 40 km Höhe erprobt. Das Azimut zwischen Helsinki und Turku (150 km) konnte aus 26 Beobachtungen mit einer Genauigkeit von $\pm 1''22$ ermittelt werden.

Triangulationen mit Satelliten wurden in Nordamerika und Europa Anfang der

Sechzigerjahre begonnen. Das 1. weltumspannende Bezugssystem bildeten 1965 sechzehn Baker-Nunn-Stationen, die immerhin 1800 bis 6600 km voneinander

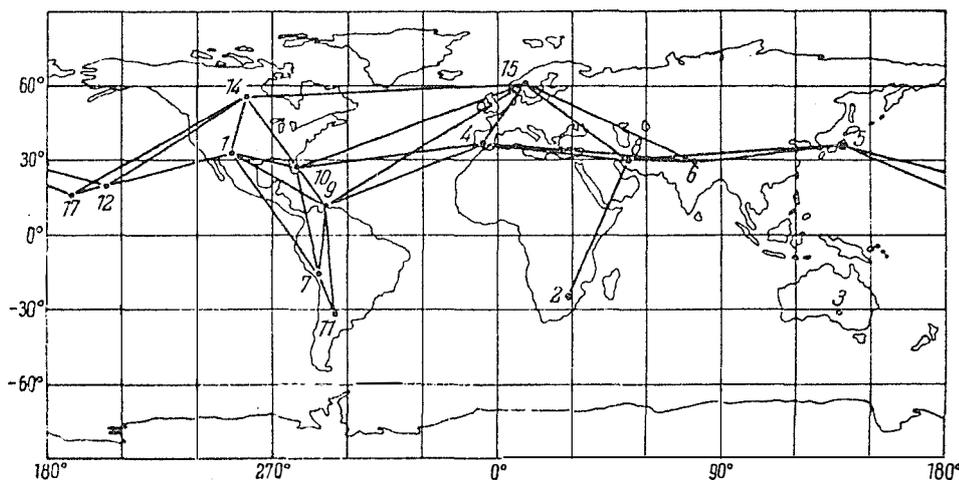


Abbildung 7: Beobachtete Verbindungen zwischen den Baker-Nunn-Stationen des Smithsonian Astrophysical Observatory

entfernt lagen und fünf Kontinente mit einer Genauigkeit von $0''4$ bis $1''5$ verbunden (Abb. 7). Die durchschnittliche Verschiebung gegenüber den örtlichen geodätischen Netzen betrug 120 m.

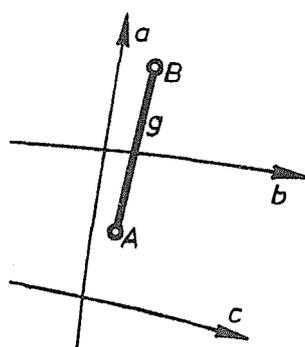


Abbildung 8: Auswahl der Bahnen

Am besten werden die Ergebnisse, wenn sich die Satelliten nahe der Mitte über den jeweiligen beiden Stationen befinden (Abb. 8, Fall b; zu vermeiden wäre also der Fall c). Je niedriger die Bahnen sind, desto genauer wird man die vertikale Komponente des Vektors g und desto unsicherer seine horizontale erhalten. Hingegen läßt sich die Azimutgenauigkeit auf Kosten des Höhenfehlers steigern, wenn man Satelliten aussucht, die sich etwa parallel zur Verbindungslinie der Stationen bewegen und beide möglichst direkt überfliegen (Abb. 8, Bahn a). Mit 10 bis

20 simultanen Aufnahmen kann man beim Azimut etwa $0''2$ erreichen.

SIMULTANBEOBACHTUNGEN AUF DREI ODER MEHR STATIONEN

Das Prinzip des doppelten Vorwärtsschnittes läßt sich anwenden, wenn zwei Punkte A und B auf der Erdoberfläche (Abb. 9) bereits mit ihren Koordinaten gegeben sind. Die Satellitenorte S_1 und S_2 können dann von ihnen vorwärts geschnitten werden, und falls im Neupunkt P gleichzeitig die Richtungen beobachtet wurden, läßt sich seine Lage ebenfalls durch Schnitt bestimmen.

Liegen gleichzeitige Beobachtungen von drei oder mehr Stationen vor, ohne daß

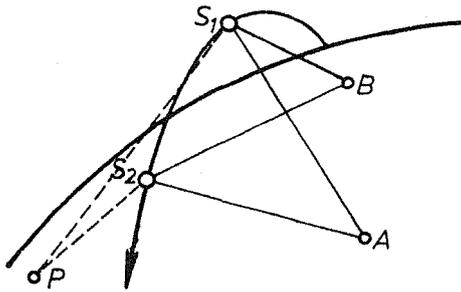


Abbildung 9: Ortsbestimmung mit doppeltem Vorwärtsschnitt

die Koordinaten zweier Ausgangspunkte genügend genau bekannt sind, könnte man natürlich die Messungen je zweier Stationen zusammenfassen, das vorhin besprochene Verfahren der Stellartriangulation anwenden und zuletzt die Ergebnisse ausgleichen. Dabei vernachlässigt man jedoch zwei Bedingungen: Erstens sind nicht alle Lösungen unabhängig, da die Ebenen teilweise die gleichen Beobachtungsvektoren enthalten, und zweitens müssen sich nach dem Ausgleich alle Strahlen im Satelliten treffen.

Um eine Genauigkeitseinbuße zu vermeiden, ist die Ausgleichung in einem Guß vorzuziehen. Man arbeitet dabei mit drei- oder mehrseitigen Pyramiden, in deren Spitze die Satelliten stehen und deren Kanten die Beobachtungsvektoren sind. Die Aufgabe ist dem Problem der gegenseitigen Orientierung in der Luftbildmessung ähnlich, und die Strahlenbüschel müssen solange verdreht und verschoben werden, bis sich die zugehörigen Vektoren in den Stationen schneiden. Die Fehlerfortpflanzung macht keine Schwierigkeiten, weil im Gegensatz zur Aerotriangulierung die Einzelstrahlen absolut orientiert sind.

Die beste Meßanordnung ist etwas anders als bei der Stellartriangulation: dort konnte die Satellitenhöhe – soweit wegen der Refraktion vertretbar – gering sein und die Winkel im Satelliten durften 0 bzw. 180° nahekommen. Hier aber sollen sie wegen günstiger Schnittbedingungen zwischen 40 und 140° liegen und die Höhen etwa den Stationsentfernungen entsprechen.

STRECKENMESSUNGEN ZU SATELLITEN

Entfernungsmessungen sind nicht nur zur Maßstabsbestimmung notwendig, sondern können auch zur weiteren Stützung der Netze und zur Punktbestimmung selbst herangezogen werden. Bei der Trilateration werden von drei bekannten Stationen simultan die Entfernungen zum Satelliten gemessen, woraus sich sein Ort als Schnittpunkt dreier Kugeln bestimmt. Sind auf diese Weise drei Satellitenpositionen ermittelt und von einer weiteren Station gleichzeitig beobachtet worden (Abb. 10), läßt sich der Ort der letzteren ebenfalls durch Schnitt dreier Kugeln errechnen. Die zu messenden

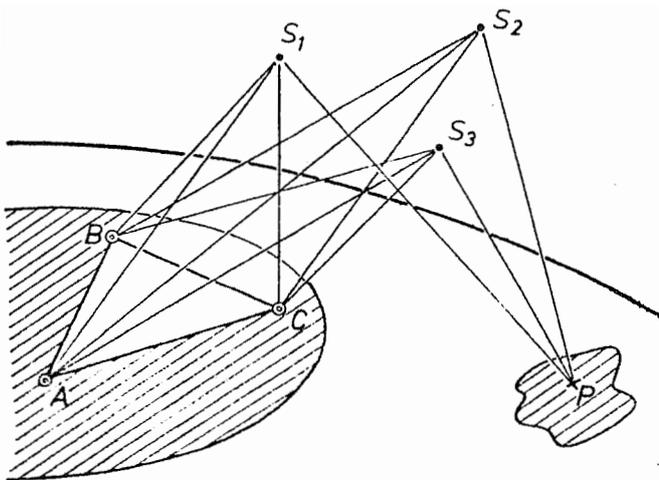


Abbildung 10: Trilateration mit Satelliten

Entfernungen sollen ungefähr den Distanzen der Festpunkte untereinander entsprechen.

Ist die Meereshöhe des Neupunktes und der Geoidabstand auf einige Meter bekannt, kann man eine Satellitenposition erübrigen und als dritten geometrischen Ort die entsprechende Kugel um den Erdmittelpunkt verwenden.

Die Trilateration wurde unter anderem im Pazifik erprobt, wo zahlreiche Inseln durch ein reines SECOR-Streckenetz mit Amerika und Japan geodätisch verbunden wurden; die durchschnittliche Genauigkeit betrug 3-4 m. Mit LASER werden wahrscheinlich noch bessere Ergebnisse zu erzielen sein.

WELTNETZ DER SATELLENTRIANGULATION

1965 wurde vom US Coast and Geodetic Survey ein weltumspannendes Netz, bestehend aus 46 Punkten mit 2500 bis 5000 km Distanz entworfen (Abb. 11). Man be-

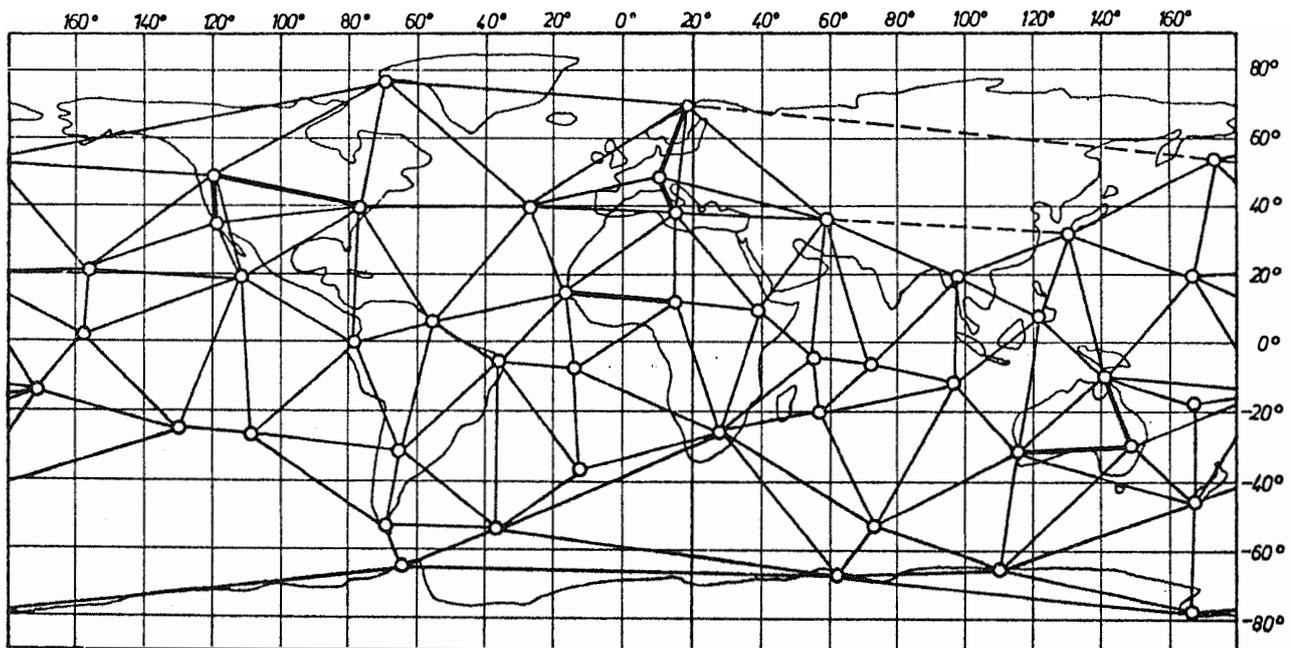


Abbildung 11: Weltnetz der Satellittriangulation

obachtete vor allem den eigens für diesen Zweck gestarteten, etwa 4000 km hohen Ballonsatelliten Pageos, anfänglich aber auch Echo I und II. Die Messungen wurden hauptsächlich mit der BC-4, Brennweite 450 mm, durchgeführt und im November 1970 beendet; 1449 Satellitenörter wurden von zwei Stationen gleichzeitig beobachtet, 238 von drei und 15 von vier.

Den Netzmaßstab liefern vier durch Geodimeterzüge bestimmte Basislinien in Europa, Afrika, USA und Australien. Die europäische Eichlinie (3600 km) beginnt in Tromsø (Nordnorwegen), verläuft über Schweden, Dänemark, die BRD und Österreich bis Catania (Sizilien) und besitzt eine Genauigkeit von etwa 1 : 2 Millionen. Die Reduktion der 3672 photographischen Platten ist seit längerer Zeit abgeschlossen, die Berechnung des Netzes selbst erst seit kurzem. Die Ausgleichung ergab mittlere Koordinatenfehler von $\pm 4,5$ m und führte zu einer Erdabplattung von $1 : 298,37 \pm 0,26$ sowie zu einem Äquatorradius von 6378 125 m. Der Vergleich mit einem anderen Netz (Doppler - Stationen) zeigte bei einigen identen Punkten durchschnittliche Koordinatenunterschiede von 5 Metern.

Das Weltnetz soll durch engmaschige kontinentale Netze verdichtet werden, von denen einige, wie das nordamerikanische (Abb. 12), südamerikanische sowie europäische (Abb. 13) schon vorläufig durchgerechnet sind. Obwohl in Europa die Verteilung der Stationen ungleichmäßig und die Ausrüstung heterogen ist, ergaben

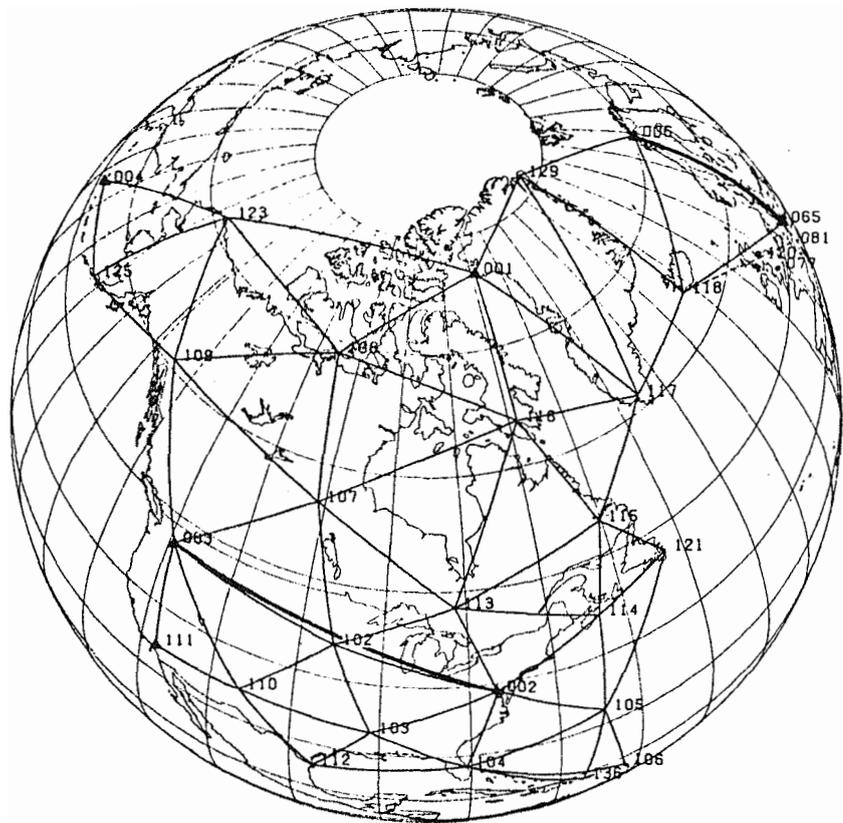


Abbildung 12: Nordamerikanisches Verdichtungsnetz

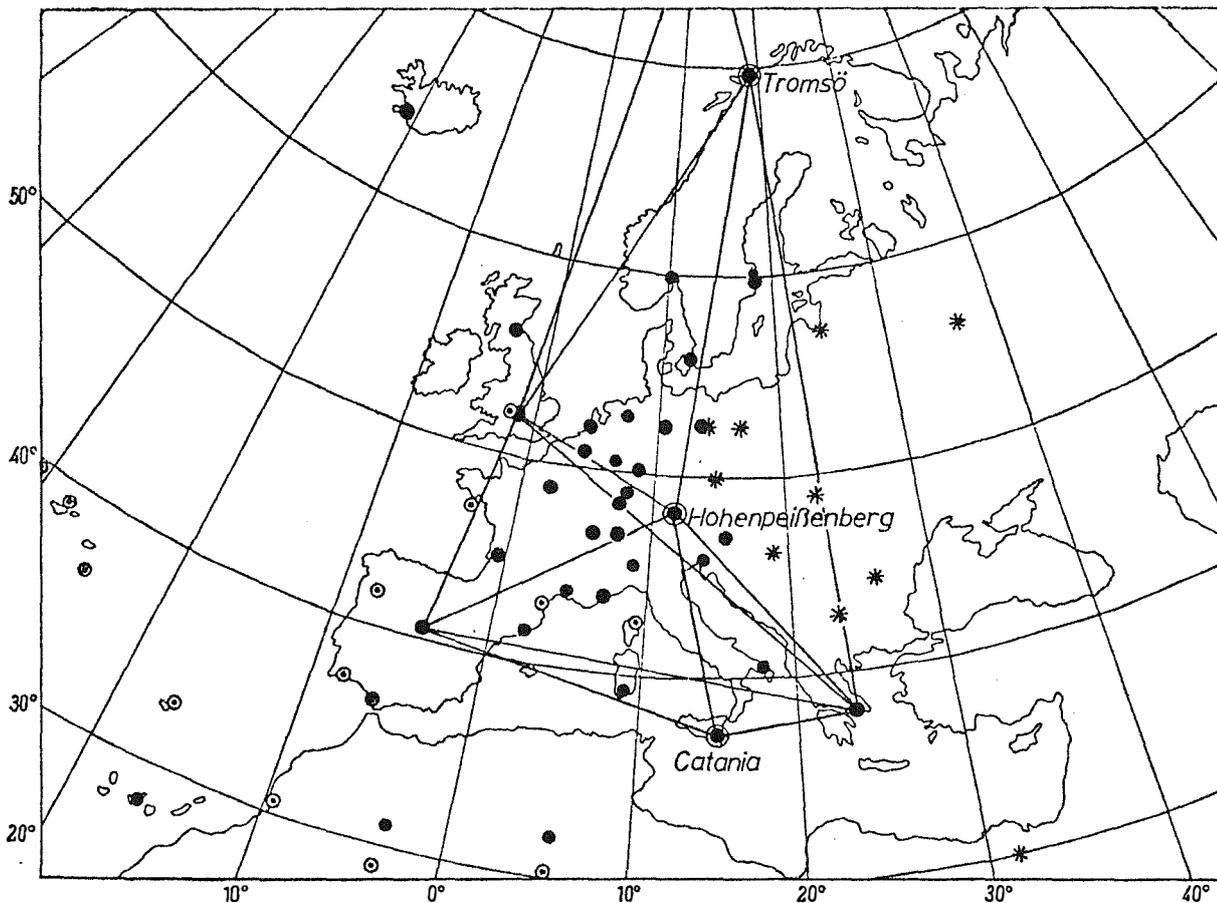


Abbildung 13: Verteilung der Stationen in Europa. Gut beobachtete lange Verbindungen des westeuropäischen Netzes sind eingezeichnet.

Vergleiche zwischen verschiedenen Lösungen doch Genauigkeiten besser als 10 m. Die Messung einer zweiten Basis, die von Malvern (England) über Brüssel, Karlsruhe und die Weltnetzstation Hohenpeißenberg bis Graz führt, ist beinahe abgeschlossen. Teilweise wurden auch LASER-Satellitendistanzen zur Maßstabkontrolle verwendet und nordafrikanische Stationen in das Netz einbezogen.

BESTIMMUNG DER ABSOLUTEN LOTABWEICHUNG IN WIEN - HIETZING

Bei dem im folgenden geschilderten Versuch wurden eigene Satellitenbeobachtungen des Referenten zur Ortsbestimmung nach einer Standlinienmethode benutzt. Die Messungen wurden visuell vor dem Sternhintergrund durchgeführt, sind durchschnittlich 40" genau und wurden zusammen mit Beobachtungen zahlreicher anderer Stationen vom Smithsonian Astrophysical Observatory (SAO) in einem Bahnrechnungsprogramm verarbeitet. Dabei werden die Bahnelemente und ihre Änderungen empirisch so bestimmt, daß die Bahn sich möglichst gut an die Beobachtungen anschmiegt. Für alle Messungen werden "Residuen" ausgedruckt, welche die Differenzen zwischen

den beobachteten und den aus Elementen zurückgerechneten Örtern darstellen (\overline{RB} in Abb. 14).

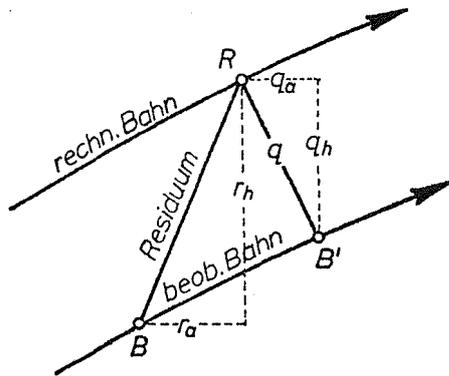


Abbildung 14: Beobachtete und gerechnete Bahn

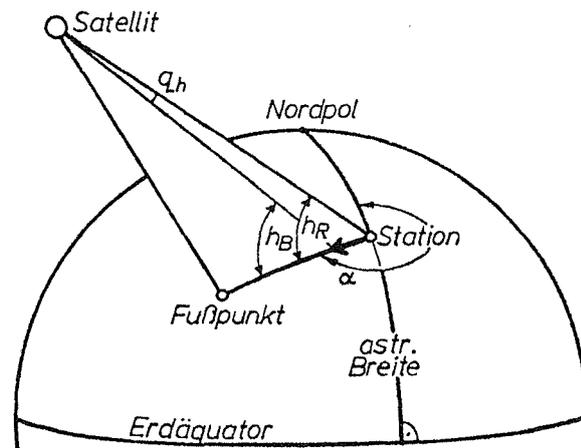


Abbildung 15: Stationsverschiebung

Aus der scheinbaren Satellitenbewegung wurde dann für jede Messung der "Querfehler" q errechnet und jene Änderung der Stationskoordinaten bestimmt, die q zum Verschwinden bringt (Wenn wie in Abb. 15 der beobachtete Höhenwinkel h_B größer als der berechnete h_R ist, muß der "wirkliche" Stationsort näher zum Satelliten gerückt werden). Aus 111 Einzelverschiebungen ergab sich als Mittel

$$\Delta\varphi = -1''70 \pm 0''17 \quad \text{und} \quad \Delta\lambda \cdot \cos\varphi = -5''50 \pm 1''52.$$

Zur Kontrolle wurden Vergleichswerte aus dem Europanez interpoliert (negative Lotabweichungen), die mit $-2''2$ und $-6''9$ gut zum obigen Resultat passen.

DYNAMISCHE VERFAHREN

Zuletzt soll noch kurz auf zwei Aspekte der dynamischen Satellitengeodäsie eingegangen werden, auf die Bestimmung der Erdabplattung und auf die Ortsbestimmung mit Hilfe der Bahnmethode.

Wäre die Erde kugelsymmetrisch aufgebaut, müßte sich jeder Satellit genau in einer Ellipse bewegen und seine Bahnebene im Raum feststehen. Beim Überfliegen des Erdäquators würde sich ein Trabant wie in Abb. 16 dargestellt von K_1 nach S bewegen. Denken wir uns nun den Äquatorwulst der Erde (Abb. 17) mit seiner zusätzlichen, nach Süden gerichteten Kraft hinzu, so erfährt der Satellit eine Beschleunigungskomponente senkrecht zu seiner Bahnebene. Nach und nach wird sie

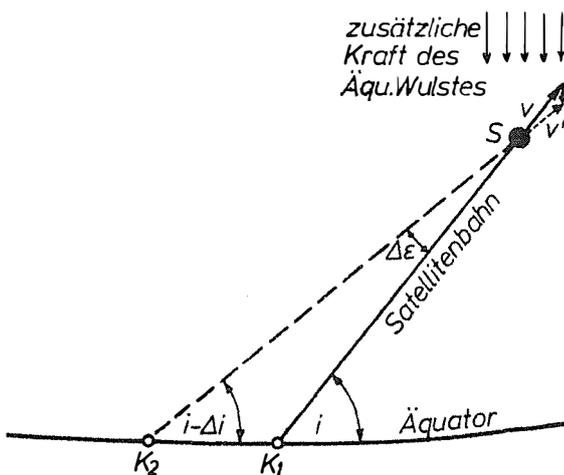


Abbildung 16: Wirkung der Erdabplattung auf eine Satellitenbahn

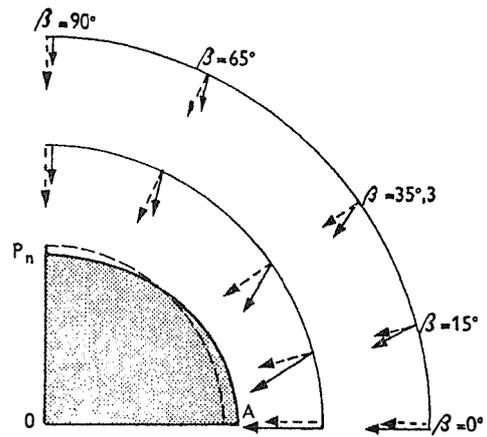


Abbildung 17: Gravitation für kugelförmige und abgeplattete Erde (stark übertrieben)

um Δi gekippt, die Bahnneigung i nimmt ab und der Knoten wandert nach K_2 zurück, da "der Satellit aus einer flacheren Richtung zu kommen scheint".

Im folgenden Quadranten der Bahn, wenn sich der Satellit also wieder dem Äquator nähert, nimmt i zu, K ist jedoch weiter rückläufig. Im ganzen gesehen bewirkt die Erdabplattung eine kurzperiodische Schwankung der Bahnneigung, der Knoten wandert aber immer in derselben Richtung, und zwar bis zu -10° pro Tag. Daraus läßt sich die Erdabplattung sehr genau mit $1 : 298,25$ errechnen.

Aus anderen Erscheinungen konnte man eine Nord-Süd-Asymmetrie der Erde be-

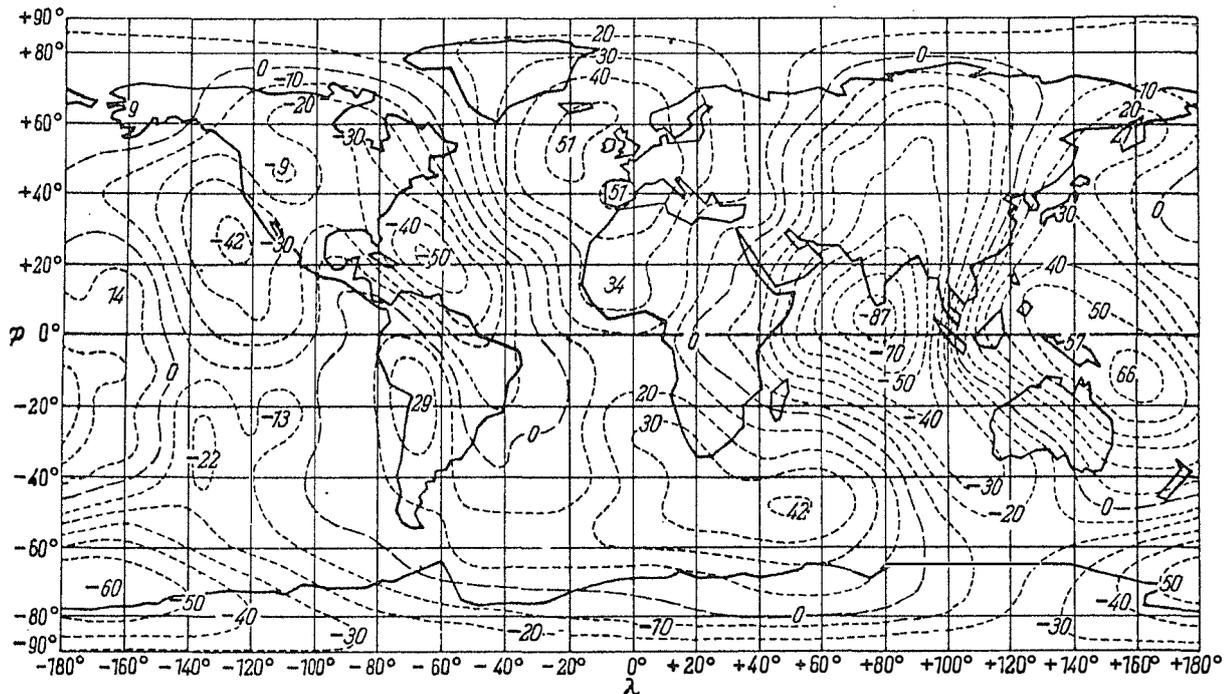


Abbildung 18: Geoid nach W. Köhlein (1967) in Metern

stimmen - die Südhalbkugel ist um 16 m stärker abgeplattet als die Nordhalbkugel. Von zahlreichen Autoren wurden auch Geoidundulationen (Abb. 18) und regionale Schwereanomalien abgeleitet.

BAHNMETHODODE

Auch zur Ortsbestimmung lassen sich dynamische Methoden verwenden. Aus den Bahnelementen kann man mit Hilfe von Gravitationskoeffizienten und unter Berücksichtigung sonstiger Störungen die Position von Satelliten errechnen und dadurch auch die Lage beobachtender Stationen. Dabei erhält man Koordinaten, die auf den Schwerpunkt der Erde bezogen sind, was einen großen Vorzug darstellt. Mit 50 Gravitationskoeffizienten lassen sich ungefähr 20 m erreichen, mit 200 etwa 10 m. In der Navigation hat diese Methode große Bedeutung erlangt, für die geodätische Ortsbestimmung allein ist der Aufwand allerdings zu groß, weshalb bei den dynamischen Verfahren seit einiger Zeit Stationskoordinaten und Schwerfeld der Erde gleichzeitig bestimmt werden. Hierbei können aber die Eigenheiten des gewählten mathematisch-physikalischen Modells die Lage der Meßstationen präjudizieren, eine Ergänzung durch die zuvor behandelten rein geometrischen Methoden ist deshalb immer anzustreben.

In den 15 Jahren ihres Bestehens hat die Satellitengeodäsie schon beachtliche Erfolge gezeitigt. Form und Größe der Erde wurden gemessen, in kurzer Zeit wird ein einheitlich koordiniertes räumliches Festpunktfeld zur Verfügung stehen und der genaue geodätische Zusammenschluß aller Kontinente Wirklichkeit werden. Die rasche Entwicklung der LASER-Technik gibt uns ein Mittel in die Hand, durch genaue Distanzmessungen Kontinentaldrift und Plattentektonik untersuchen zu können, und die direkte Messung von Höhen über den Ozeanen wird die Meeresgeodäsie befruchten. Die Dynamik der Satellitenbahnen erlaubt eine Beschreibung des äußeren Schwerfeldes der Erde und in Verbindung mit Nivellements, Gravimetrie und astronomischen Ortsbestimmungen kann die Detailstruktur des Geoids abgeleitet werden, was ja zu den Hauptaufgaben der Erdmessung zählt.

LITERATUR

- ARNOLD K.: Methoden der Satellitengeodäsie, Berlin 1970.
- BOHRMANN A.: Bahnen künstlicher Satelliten, Mannheim 1966.
- GERSTBACH G.: Ein Versuch zur Bestimmung der absoluten Lotabweichung aus visuellen Satellitenbeobachtungen, Wien 1971, Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen, Heft 5, S.139 - S.148.
- HAYES E.N.: Trackers of the Skies, Cambridge, Mass. 1968.
- HENRIKSEN S.W., MANCINI A., CHOVIK B.H. Hrsg.:
The Use of Artificial Satellites for Geodesy, Washington 1972.
- MITTEILUNGEN der geodätischen Institute der Technischen Hochschule Graz:
International Symposium "Satellite and Terrestrial Triangulation", Graz
1972, Folge 11.
- SCHMID H.H.: Satellitengeodäsie, ein Weg zum globalen geodätischen System,
Festschrift WILD, Heerbrugg 1971.
- Pageos-Weltnetz, Inv. Paper, Symposium "Nutzung künstlicher Satelliten
für Geodäsie und Geodynamik", Athen 1973.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 75 - 76

DIGITALISIERUNG VON PHOTOGRAMMETRISCH ERHALTENEN DATEN

von

G. Otepka

(Vortrag gehalten am 20. Oktober 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen,
veröffentlicht in der Österr. Zeitschrift für
Vermessungswesen, Heft 6, 1972, S. 116 - 130)

Dipl.Ing. Gottfried Otepka, Hochschulassistent am Institut für Photogrammetrie,
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Photogrammetrische Auswertungen erfolgen normalerweise in 3 Phasen:

- 1) Interpretation und Auswahl der im Meßbild dargebotenen Informationen
- 2) metrische Erfassung und Kennzeichnung der ausgewählten Informationen
- 3) Darstellung der erfaßten Informationen.

Die Arbeit beschäftigt sich mit den Phasen 2 und 3, für die schon heute (1971) Automaten sinnvoll bei der Produktion von photogrammetrischen Auswertungen eingesetzt werden.

In den Kapiteln 2 - 5 werden die Möglichkeiten photogrammetrischer und kartographischer Digitizer, ihre Registrier- und Ausgabeeinheiten, sowie ihr Einsatz bei konventioneller Linienauswertung bzw. bei der Digitalisierung von Orthophotos angegeben.

An Hand von Strichkarten in 3 verschiedenen Maßstäben wird über Schätzungen der zu digitalisierenden Datenmengen berichtet und der Bedarf an Speichermedien für die Digitalisierung eines ganzen Kartenwerkes abgeschätzt.

Während der erste Abschnitt die technischen Möglichkeiten und den Aufwand einer Digitalisierung behandelt, werden im zweiten Abschnitt der Arbeit Gründe für eine Digitalisierung und nachfolgende Anwendungsgebiete und Beispiele gezeigt und behandelt:

- 1) Automatisierung im kartographischen Prozeß
- 2) Digitalisierung einer großmaßstäblichen Linienauswertung
mit nachfolgender automatischer Kartierung
- 3) Entstehung von Datenbanken
- 4) Digitales Geländemodell.

Geowiss. Mitt. 1

1973, 77 - 78

KRITISCHES UND AKTUELLES ZUM TRIGONOMETRISCHEN
NIVELLEMENT

von

F. Brunner

(Vortrag gehalten am 17. November 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.Ing.Dr. Friedrich Brunner, Hochschulassistent am Institut für
Geophysik, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße
27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Bei großen Bauvorhaben im Gebirge tritt die Aufgabe, einen großen Höhenunterschied sehr genau zu bestimmen, oft an den Geodäten heran. Dabei sollte der errechnete Höhenunterschied keinen ellipsoidischen Höhencharakter (trigonometrische Höhenmessung), sondern die Eigenschaften der unreduzierten geometrischen Nivellementhöhen haben, um mit den bereits bestehenden geometrischen Nivellementhöhen vergleichbar zu bleiben. Daraus ergibt sich auch das Hauptthema dieses Vortrages, eine Höhenmeßmethode zu finden, die rasch und genau auszuführen ist, vor allem aber rohe Nivellementhöhen liefert.

Nach eingehenden Betrachtungen zum Wesen des Refraktionskoeffizienten bei der trigonometrischen Höhenmessung mit steilen Visuren wird ein Vergleich verschiedener Höhenbestimmungsmethoden für große Höhenunterschiede im Hinblick auf Genauigkeit, Arbeitsaufwand und Art der gewonnenen Höhenunterschiede angestellt. Bei diesem Vergleich zeigt sich, daß im allgemeinen nur das trigonometrische Nivellement mit schief (elektrooptisch) gemessenen Seiten und das geometrische Präzisionsnivellement im Stande sind, rohe unreduzierte Nivellementhöhen zu liefern. Das geometrische Nivellement ist aber im Gebirge äußerst schwierig auszuführen und bei großen Höhenunterschieden wirken sich die systematischen Fehler, die proportional zum gemessenen Höhenunterschied eingehen, auf die erreichbare Genauigkeit extrem ungünstig aus.

Mit dem trigonometrischen Nivellement (direkt gemessene schiefe Seite, gegenseitige Zenitdistanzbeobachtung) wurde dem geometrischen Nivellement eine Höhenmeßmethode gegenübergestellt, die ebenso wie das geometrische Präzisionsnivellement geometrische Nivellementhöhen liefert; im Gebirge aber, bei zumindest gleich hoher Genauigkeit, wesentlich wirtschaftlicher mit den modernen geodätischen Geräten auszuführen ist.

Dieser Zusammenfassung des Vortrages sei der folgende Literaturhinweis noch angeschlossen:

BRUNNER, F.K. (1973): Beiträge zum trigonometrischen Nivellement im Gebirge, Autorenreferat über die an der Technischen Hochschule Wien approbierte Dissertation gleichen Themas. Ö.Z.f.V., 61, 28-29.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 79 - 80

EISDICKENMESSUNGEN VON GLETSCHERN DER OSTALPEN

von

E. Brückl

(Vortrag gehalten am 15. Dezember 1971
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.Ing.Dr. Ewald Brückl, Hochschulassistent am Institut für
Geophysik, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße
27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Die möglichen Eismächtigkeiten von Gletschern und Eisschilden überstreichen einen Bereich von nahezu drei Größenordnungen. So weist der Schladminger Gletscher in der Dachsteingruppe in seinem oberen und unteren Bereich eine Eismächtigkeit von etwa 10 m auf, während in der Antarktis Eismächtigkeiten bis 4000 m gemessen wurden. Multipliziert man die Eismächtigkeit jedoch mit der Oberflächenneigung, so gelangt man zu einer Größe, die wesentlich weniger variiert und daher für die Interpolation der Eismächtigkeit zwischen den gemessenen Profilen sehr gut geeignet ist. Eine Messung der Eismächtigkeit ist also nur dann sinnvoll, wenn aus einer topographischen Karte auch die Oberflächenneigung bestimmt werden kann.

Bei den Messungen wurde bisher fast ausschließlich die seismische Methode angewandt. Interpretationsschwierigkeiten bildete dabei eine zwischen dem Gletschereis und dem festen Fels an manchen Orten festgestellte Zwischenschicht, deren Mächtigkeit etwa 100 m erreicht. Anfänglich wurde diese Zwischenschicht als gefrorene oder stark verfestigte Grundmoräne interpretiert. Die jüngsten Messungen schließen diese Interpretation jedoch mit großer Wahrscheinlichkeit aus. Die Zwischenschicht scheint vielmehr eine Zone von gewachsenem, aber stark aufgelockertem Fels zu sein.

Eine Betrachtung der Grundzüge der Gletschermechanik zeigt, daß das Produkt aus Eismächtigkeit und Oberflächenneigung der Schubspannung des Eises am Gletscherbett proportional ist. Da das Gletschereis als annähernd plastischer Körper ab einer bestimmten Grenzscherspannung eine ausgeprägte Neigung zum Fließen zeigt, erklärt sich daraus die geringe Variation des Produktes aus Oberflächenneigung und Eismächtigkeit. Als Faustformel für die Eismächtigkeit h mittelgroßer Gletscher der Ostalpen könnte man angeben:

$$h = 10 \text{ m} / \alpha$$

wobei α die Oberflächenneigung, gemessen im Bogenmaß, ist.

Geowiss. Mitt. 1

1973, 81 - 102

DAS TELLUROMETER MA 100

von

W. Perdich

(Vortrag gehalten am 19. Jänner 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Walter Perdich, Hochschulassistent am Institut für
Allgemeine Geodäsie der Technischen Hochschule Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Die Entwicklung des Tellurometers MA 100 ist das Ergebnis langjähriger Forschungsarbeiten zur Schaffung eines elektromagnetischen Meßsystems höchster Präzision. Erstmals wird hier der Versuch unternommen, die Entfernungsmessung mit Hilfe elektromagnetischer Wellen im Nahbereich bis 2000 Meter zur Streckenbestimmung mit Millimetergenauigkeit einzusetzen. Eingeschränkt werden diese Bemühungen nach wie vor durch die in der herkömmlichen Methode zur Bestimmung des in der Atmosphäre herrschenden Brechungskoeffizienten bestehende Unsicherheit.

Einer kurzen Betrachtung über die Entwicklung der elektromagnetischen Entfernungsmessung folgt die Erläuterung der Grundlagen dieser Materie. Die Darstellung der elektronischen Vorgänge bei der Messung des Phasenunterschiedes wurde aus (1) und (2) entnommen. Nach einer allgemeinen Beschreibung des Instruments wird versucht, den eigentlichen Meßvorgang mit seinen erforderlichen Manipulationen zu verdeutlichen. Unter Berücksichtigung des bei diesem Gerät verwendeten Wellenbereichs wird jene Genauigkeit untersucht, mit der die meteorologischen Daten ermittelt werden müssen, um zumindest theoretisch die gestellten Bedingungen zu erfüllen. Die vorhergehenden Betrachtungen werden durch einen Bericht über einen praktischen Einsatz des Tellurometers MA 100 ergänzt.

EINLEITUNG

Die Entfernungsmessung mit Hilfe elektromagnetischer Wellen nimmt heute im Vermessungswesen einen breiten Raum ein und ist aus der Reihe geodätischer Meßverfahren nicht mehr wegzudenken. Es erscheint deshalb angebracht, vor der Besprechung eines neuen Gerätes kurz auf die historische Entwicklung dieser Materie einzugehen.

Nachdem in der Mitte des vorigen Jahrhunderts FIZEAU durch Verwendung von mechanisch modulierten Lichtwellen die Grundlage zur genaueren Bestimmung der Lichtgeschwindigkeit erstellt hatte, setzten zahlreiche Versuche ein, diesen Wert mit den verschiedensten instrumentellen Ausrüstungen und auf sehr differenzierten physikalischen Grundlagen zu berechnen. Die Erkenntnis des deutschen Physikers Heinrich HERTZ, daß elektromagnetische Wellen wie Lichtwellen reflektiert und gebrochen werden und die daraus resultierende Erforschung des elektromagnetischen Wellenspektrums führte schließlich um das Jahr 1920 zu dem Gedanken, mit Hilfe der bekannten Fortpflanzungsgeschwindigkeit dieser Wellen Entfernungen zu bestimmen. Lange Zeit hindurch stand die Geodäsie den daraufhin einsetzenden Entwicklungen abwartend gegenüber, was vor allem daran lag, daß die erreichten Genauigkeiten in der Größenordnung von ± 100 m lagen und dadurch nicht den Anforderungen der Landesvermessung entsprachen. Vor und besonders während des zweiten Weltkrieges wurden Geräte und Verfahren geschaffen, die es auch dem Geodäten möglich erscheinen ließen, die Entfernungsmessung mit elektromagnetischen Wellen für seine Zwecke einzusetzen.

In dem breiten Spektralband der elektromagnetischen Strahlung schieben zunächst vor allem die Wellen im Bereich des sichtbaren Lichtes sowie im Bereich der Dezimeter- und Zentimeterwellen, im folgenden kurz Mikrowellen genannt, geeignet. Die Erfolge, die der schwedische Geodät und Physiker BERGSTRAND mit dem Prototyp eines elektroop-

tischen Entfernungsmessers verzeichnen konnte, führten im Jahre 1948 zur Herstellung des sogenannten GEODIMETERS durch die Firma AGA in Stockholm. Weiteren twicklungen und Verbesserungen dieses Instrumententyps, wie z. B. die Geodimeter M4 und M6, ermöglichten dem Vermessungsingenieur den Einsatz dieser Geräte für die verschiedenen Anwendungsbereiche geodätischer Präzisionsmessungen.

Auf dem Gebiet der Mikrowellen beginnt WADLEY 1954 im Auftrag der Südafrikanischen Gesellschaft für wissenschaftliche und industrielle Forschung mit den Entwicklungsarbeiten für ein Gerät, welches Entfernungen bis 80 km mit einer Genauigkeit von etwa einem dm messen soll. Dem ersten Modell, welches die Bezeichnung Tellurometer erhält und mit einer Trägerwelle von 10 cm Länge arbeitet, folgen weitere wesentlich verbesserte Modelle, von denen die letzten auf eine 3cm Trägerwelle umgestellt werden. Mit diesem Wellenbereich arbeiten auch die Geräte ELEKTROTAPPE, DISTAMETER und der DISTOMAT 50. Waren diese Instrumente vornehmlich für den Einsatz bei der Entfernungsmessung langer Strecken gedacht, so zielte die weitere Entwicklung darauf aus, Instrumente für den täglichen praktischen Feldgebrauch des Vermessungsingenieurs herzustellen. Das Ergebnis dieser Forschungsarbeiten waren schließlich der inzwischen im In- und Ausland bestens bewährte DISTOMAT 10 der Firma WILD-HEERBRUGG und die elektrooptischen Nahbereichsentfernungsmesser SM 11 sowie EOS und EOK - 2000 der Firma Zeiss-Oberkochen bzw. Zeiss-Jena. Dieselben Ziele setzte sich auch das National Institute für Telecommunications Research der bereits erwähnten Südafrikanischen Gesellschaft für wissenschaftliche und industrielle Forschung und vervollständigte die Reihe der Tellurometermodelle durch die Entwicklung eines elektrooptischen Kurzreichweitenmesssystems für hochpräzise Entfernungsbestimmungen, des Tellurometers MA 100.

GRUNDLAGEN DER ELEKTROMAGNETISCHEN ENTFERNUNGSMESSUNG

Die Grundlagen der Entfernungsmessung mit Hilfe elektromagnetischer Wellen veranschaulicht Abbildung 1.

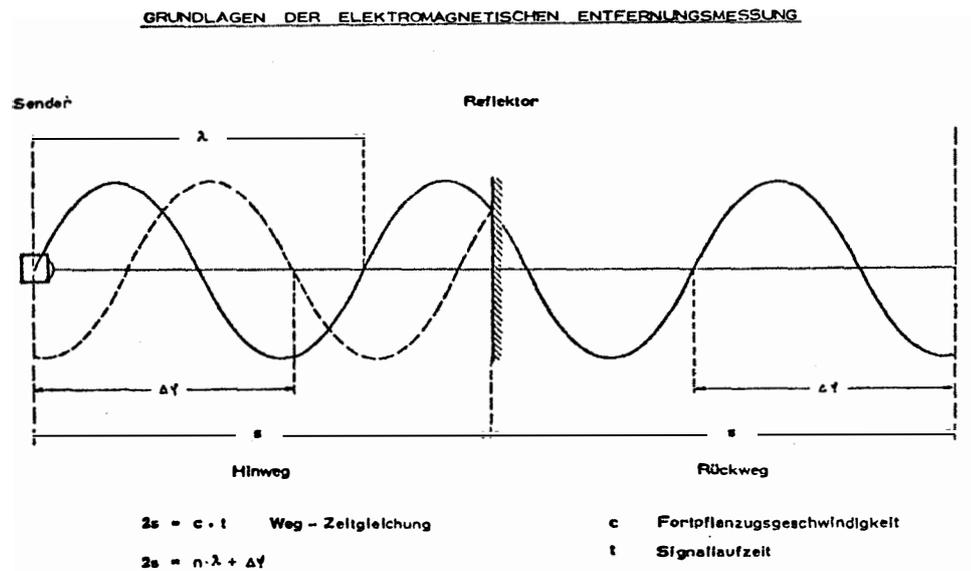


Abbildung 1

Sämtliche elektronische Distanzmeßverfahren gehen von der Weg-Zeitgleichung

$$s = c \cdot t$$

aus. Im Anfangspunkt der zu bestimmenden Strecke wird eine Welle mit einer bestimmten Frequenz von einem Sender ausgestrahlt und im Endpunkt mit Hilfe eines passiven oder aktiven Reflektors zurückgeworfen. Setzt man die Ausbreitungsgeschwindigkeit c der Welle in der Atmosphäre als bekannt voraus, so ergibt sich für die doppelte Entfernung die Gleichung

$$2s = c \cdot t$$

worin t die Signallaufzeit über die doppelte Wegstrecke bedeutet. Die Laufzeitbestimmung mit einer Genauigkeit von etwa 10 Picosekunden (10^{-11} sec) erfolgt indirekt, indem man den Phasenunterschied einer ausgehenden Hochfrequenzmodulation der Trägerstrahlung und der nach Durchlaufen der doppelten Entfernung empfangenen Strahlung mißt. Unter der Voraussetzung einer konstanten Modulationsfrequenz ist dann die Laufzeit direkt proportional dem gemessenen Phasenunterschied zuzüglich einer Anzahl n ganzer Wellenlängen. Für die doppelte Wegstrecke ergibt sich dann

$$2s = n \cdot \lambda + \Delta \varphi$$

Die Anzahl ganzer Wellenlängen erhält man, indem man die gesuchte Strecke der Reihe nach von verschiedenen Wellenlängen durchlaufen läßt, deren Modulationsfrequenzen sich von der ersten, sogenannten Bezugsfrequenz um 10 %, 1 % und 0,1 % unterscheiden. Um diesen Vorgang zu veranschaulichen, sei an dieser Stelle ein instruktives Beispiel von G. STRASSER (9) angeführt:

"Zur Messung einer Distanz stehen ein 10m langes Maßband mit cm-Teilung und ein 100m langes Band jedoch nur mit 10m-Teilung zur Verfügung. Ein Trupp mißt die Distanz durch Aneinanderlegen des 10m Bandes, ohne lange Zeit mit der Zählung der einzelnen Bandlagen zu verlieren und liest am Streckenende auf der letzten Bandlage die Meter und Zentimeter ab. Dieser Wert ist in der Elektronik mit dem Phasenwinkel oder der Phasenverschiebung zu vergleichen. Mittlerweile hat der Trupp mit dem 100m Band ebenfalls gemessen, dabei auch die Anzahl der Lagen gezählt und am Endpunkt der Strecke lediglich die vollen 10 m abgelesen. Durch Summation der beiden Ergebnisse erhält man die Strecke auf cm-Genauigkeit. Will man auf diese Weise noch längere Distanzen z. B. über 1000 Meter messen, müßten noch weitere längere Maßbänder mit entsprechend grober Maßeinteilung verwendet werden."

Dehnt man diesen Vergleich auf das Tellurometer MA 100 aus und fordern wir vom Ergebnis mm-Genauigkeit, so bedeutet das, daß wir noch ein Maßband, oder genauer gesagt noch einen Maßstab von 1m Länge, allerdings mit Millimeter-Teilung zur Verfügung haben müssen. Unter der Annahme, daß unter allen Bedingungen des Signalniveaus eine Phasenmessgenauigkeit von ca. $0,5 \times 10^{-3}$ erreicht werden kann und wenn für die Feinablesung eine Präzision von 1mm verlangt wird, so muß eine volle Drehung der Phase der Größe von 1cm entsprechen. Die Feinmodulation muß demnach eine Frequenz von etwa 150 MHz haben, da die doppelte Weglänge durchlaufen wird. Für die Wahl der Modulationsfrequenzen ist aufgrund der gewünschten Maßstäbe das in Abbildung 2 dargestellte Schema maßgebend.

Wahl der Modulationsfrequenzen:

Frequenz (MHz)	Maßstab (m)	Genauigkeit
150	1	mm
15	10	cm
1,5	100	dm
0,15	1000	m
0,015	10000	10 m

Abbildung 2

Aufgrund einer Empfehlung der XI. Generalversammlung der Internationalen Union für Geodäsie und Geophysik in Toronto wurde im Jahre 1957 für den Wert der Lichtgeschwindigkeit im Vakuum $c_0 = 299292,5 \text{ km/sec} \pm 4 \text{ km/sec}$ empfohlen. Obwohl dadurch eine Vereinheitlichung im internationalen Vermessungswesen erzielt werden konnte, hat die Erfahrung gezeigt, daß dieser Wert aller Voraussicht nach noch einer - wenn auch geringen - Verbesserung bedarf.

GENAUIGKEIT DER ELEKTROMAGNETISCHEN ENTFERNUNGSMESSUNG

$2s = c \cdot t$		c	Fortpflanzungsgeschwindigkeit in der Atmosphäre
$c = \frac{c_0}{\sqrt{\epsilon \cdot \mu}}$	MAXWELL	c_0	Fortpflanzungsgeschwindigkeit im Vakuum
$n = \sqrt{\epsilon \cdot \mu}$	für Licht- u. Mikrowellen	ϵ	Dielektrizitätskonstante der Luft
$2s = \frac{c_0 \cdot t}{n}$		μ	Permeabilitätskonstante der Luft
$ds = \left(\frac{dc_0}{c_0} + \frac{dt}{t} - \frac{dn}{n} \right) \cdot s$		n	Brechungskoeffizient
$\Delta s = - \Delta n \cdot s$		c_0	$= 299\,792,5 \pm 0,4 \text{ km/sec (IUGG 1957)}$

Abbildung 3

Einer Genauigkeitsbetrachtung der elektromagnetischen Entfernungsmessung ist der in Abbildung 3 zusammengestellte Formelapparat zugrunde zu legen. Daraus resultiert, daß sich ein Fehler in der Bestimmung des zum Zeitpunkt der Messung in der Atmosphäre herrschenden Brechungskoeffizienten voll auf die Streckenmeßgenauigkeit auswirkt. Diesem Umstand wird bei der Untersuchung über die Genauigkeit, mit der die meteorologischen Werte zu ermitteln sind, besondere Bedeutung zukommen.

PHASENMESSUNG

Eine Übersicht über die im Tellurometer MA 100 verwendeten Frequenzen ist in Abbildung 4 dargestellt. Bei derart hohen Frequenzen ist es außerordentlich schwierig, genaue Phasenmessungen durchzuführen, weshalb man mit Hilfe einer Überlagerungsfrequenz eine Probe des ausgehenden Signals und das empfangene Signal in zwei Vergleichsfrequenzen von 10 KHz umwandelt.

Verwendete Frequenzen (gerundet)

Schalterstellung	Rasterfrequenz (KHz)	Bezugsfrequenz (KHz)	Differenz $F_{Ref} - F_n$ (KHz)	Maßstab (m)
REF	74 928	74 918		
mm	74 928	(-) 74 938	149 855	1
mm x 10	59 942	59 932	14 986	10
mm x 100	73 429	73 419	1 499	100
m	74 778	74 768	150	1000
m x 10	74 912	74 902	15	10000

Abbildung 4

Beim MA 100 wie auch bei allen anderen Tellurometermodellen werden außerdem diese Frequenzen aus verschiedenen Gründen nicht direkt eingesetzt, sondern die entsprechenden Maßstäbe durch Differenzbildung von Phasenunterschieden erhalten. Dieser Vorgang hat den Vorteil, daß diese Differenzen frei von Nullpunktsfehlern und kleineren Phasendefekten sind. Die Feinablesung selbst, die die wichtigste bei der Bestimmung der Laufzeit ist, ist diesen Einflüssen zunächst noch unterworfen. Aus diesem Grunde wird eine als "Bezugsmodulation" bezeichnete negative Modulation eingeführt. Dies erreicht man durch Verschiebung des Überlagerungssignals von 10KHz unterhalb auf 10KHz oberhalb der Feinmodulation. Dadurch bewirkt man eine Richtungsumkehrung der sich aus der Laufstrecke ergebenden Phasenverschiebung und der Unterschied zwischen den beiden Modulationen ergibt die Frequenz von 150 MHz. Dieser Differenzablesung haften diejenigen Fehler, die sich aus gerätebedingten Verzögerungen der Vergleichsfrequenz ergeben, nicht mehr an, vorausgesetzt, daß diese Frequenz konstant gehalten werden kann.

Ferner kann auch die Phase einer der Vergleichsfrequenzsignale umgekehrt werden. Durch Mittelung der Differenzablesungen, die sich aus

dem Vorwärts- und Umkehrphasenzustand ergeben, lassen sich die geringen Phasenverunreinigungen beheben, die auf unerwünschte Kopplung der Niederfrequenzkanäle zurückzuführen sind.

Die Rasterfrequenzen werden durch einen Kristalloszillator erzeugt, dessen Quarzkristalle eine Frequenzgenauigkeit von etwa $1 \cdot 10^{-6}$ erreichen. Ein Heizofen, der durch einen Thermostat kontrolliert wird, bewirkt eine Konstanz der Arbeitstemperatur von $75^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}$.

Die Phasenmessung selbst erfolgt digital. Die entsprechenden Nulldurchgänge der Vergleichsfrequenzsignale dienen zur Festsetzung einer Zeitmessperiode, während der die von einem Zeitgeberoszillator ausgehenden Impulse elektronisch gezählt werden. Die Anzahl der gezählten Impulse ist ein Maß für den Phasenunterschied zwischen den beiden Signalen. Die über eine einzige Zählperiode erhaltene Zählung kann jedoch aufgrund des Rauschens im System beträchtliche Streuungen aufweisen. Einen genauen Mittelwert erhält man, wenn man ein Intervall von etwa 3 Sekunden abwartet. Dieser Phasenwert erscheint dann auf einer vierstelligen Nixie-Röhren-Anzeige.

Die Geräteelektronik führt allerdings eine weitere Phasenverschiebung unbekannter Größe ein. Um zu verhindern, daß kleine Änderungen dieser letzten Phasenverschiebung die Genauigkeit der Messung ungünstig beeinflussen, wird ein internes Bezugssystem verwendet. Nach Ausweis der externen Phase wird vor der Sendediode ein optischer Schalter betätigt, der die Strahlung zum Reflektor hin blockiert und dabei einen geringen Teil entlang einem festgelegten Weg, dem sogenannten Lichtleiter, zur Empfangsdiode schickt. Diese "intern" gemessene Phasendifferenz wird bei jeder Frequenzschaltung automatisch von der über den ganzen Weg gemessenen abgezogen. Da diese Elektronikphasenverschiebung beiden Phasenmessungen anhaftet, verschwindet sie durch Subtraktion und es bleibt die Phasendifferenz, die genau proportional zur Weglänge ist.

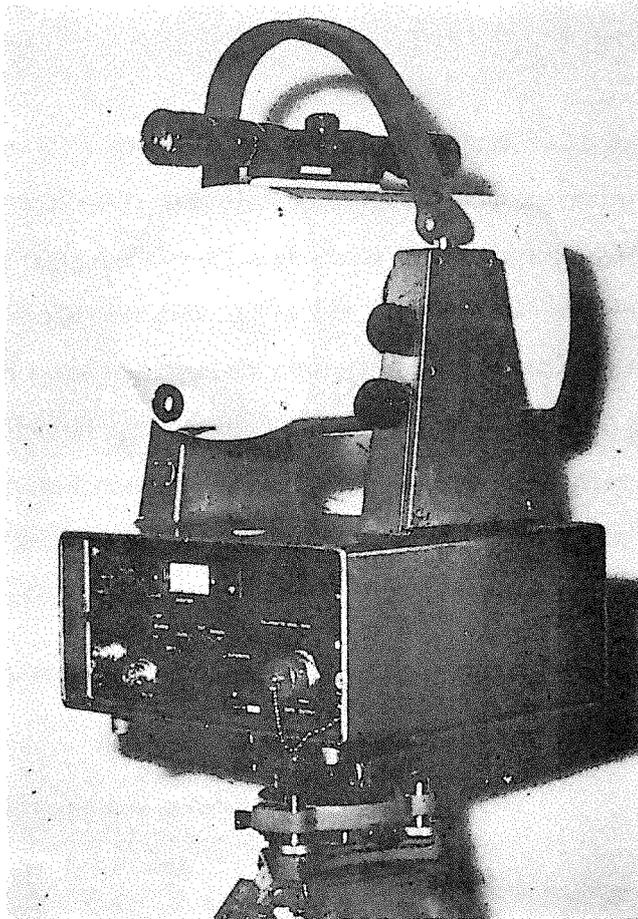


Abbildung 5

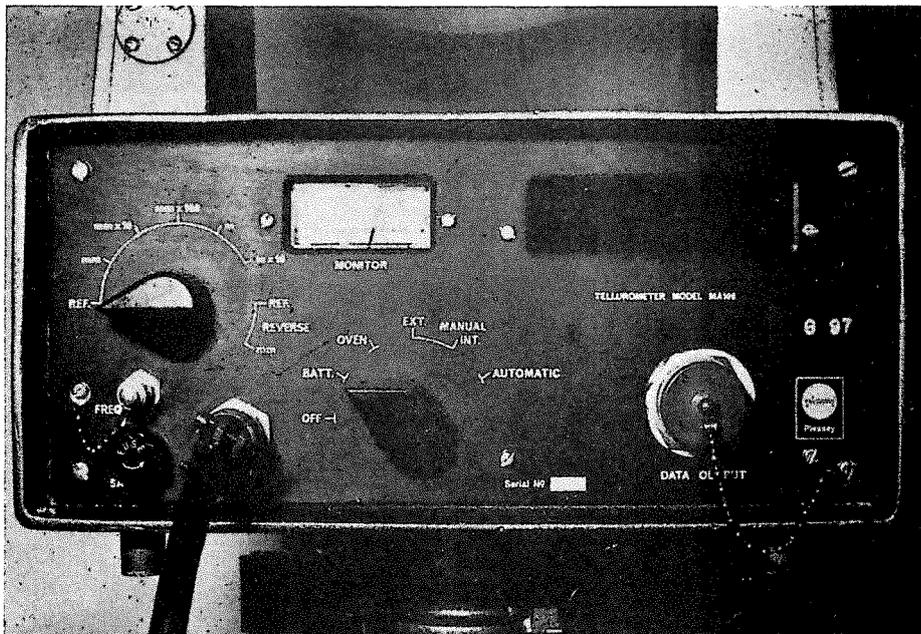


Abbildung 6

AUFBAU DES GERÄTES

Im Hauptgehäuse befinden sich die bereits besprochenen Sende- und Empfangseinrichtungen zusammen mit der Empfangselektronik. Dieses Gehäuse ist in einem Joch über dem Gerätekasten befestigt, der den Rest der Elektronik und die Anzeigen mit den Bedienungsschaltern enthält. Die Vertikalklemme mit dem dazugehörigen Feintrieb ist ein Bestandteil des Jochs, während die Schrauben für die Horizontalbewegung des Instruments sich unter dem Gerätekasten befinden. Auf dem Hauptgehäuse ist ein Zielfernrohr angebracht, welches bis auf 7-fache Vergrößerung eingestellt werden kann. (Abbildung 5)

Einen schematischen Querschnitt durch das Hauptgehäuse stellt Abbildung 7 dar.

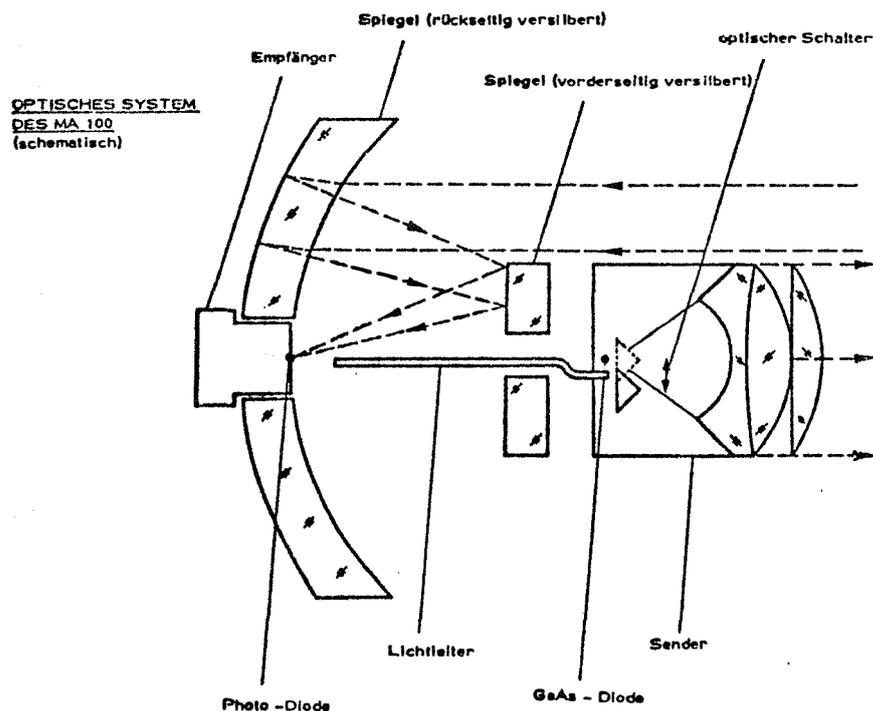


Abbildung 7

Im Brennpunkt eines verkanteten Linsen-Spiegelsystems befindet sich die Empfangsphotodiode. Nach der Reflexion am Endpunkt der Strecke

wird ein Teil der Strahlung im Empfänger aufgefangen und auf diese Diode fokussiert. Sie reagiert nun auf die Gruppenmodulation des empfangenen Signals, dessen Phase relativ zur Sendemodulation um einen der Weglänge proportionalen Betrag verschoben ist. Koaxial mit diesem Empfangssystem sind die Sendediode, ihr Modulator und die Sendelinse verbunden. Der optische Schalter gibt in der unteren Stellung den Weg zum Reflektor hin frei. Nach Messung der externen Phase bewegt er sich nach oben, blockiert dadurch den Weg zum Reflektor und schickt einen Teil der Strahlung über den Lichtleiter zur Empfangsphotodiode zur Messung der internen Phase.

Beim MA 100 dient als Strahlungsquelle eine Gallium-Arseniddiode, deren ausgesendete Strahlung mit einer Wellenlänge von $0,93 \mu$ in den inneren Infrarotbereich fällt. Dieser Typ von Strahlungsquelle eignet sich sehr gut, da die emittierte Strahlung in derselben Intensität bei hohen Frequenzen moduliert werden kann, indem man den Strom in der mit Vorwärtsspannung belasteten Diode direkt modulieren kann. Die Ausgangsstrahlung wird mittels eines Drei-Element-Linsensystems kollimiert, wodurch eine Strahlbreite von etwa $15'$ erreicht wird.

Das Gerät hat einen Durchschnittsstromverbrauch von $1,3 \text{ A}$, die es von einer 12V Batterie erhält. Dieser Verbrauch kann bis zu $2,5 \text{ A}$ ansteigen, was vor allem in der Anheizperiode der Fall sein wird.

MESSVORGANG

Sobald man am Beobachtungsort angekommen ist, muß das Gerät sofort an die Batterie angeschlossen werden, da die Anheizzeit, bis die Arbeitstemperatur der Quarzkristalle erreicht ist, etwa $10-15$ Minuten dauert. Nur dann kann eine Messung mit der vollen zu erwartenden Genauigkeit durchgeführt werden. Das Gerät kann mit geeigneten Adaptern sowohl auf WILD-Zentriervorrichtungen mit optischem Lot, wie auch auf KERN-Stative mit Kugelkopf aufgesetzt werden. Das Gewicht des

Gerätes von etwa 17 kg kann allerdings beim Aufsetzen, vor allem bei höheren Stativ- oder Pfeilerstellungen, einige Mühe verursachen. Danach muß natürlich Zentrierung und Horizontierung neuerlich überprüft werden. Anschließend wird das Gerät mit Hilfe des Teleskops und der Horizontal- und Vertikalklemmen auf den Reflektor ausgerichtet.

Das Schaltpult des Gerätes mit den einzelnen Bedienungs- und Anzeigeeinrichtungen ist in Abbildung 6 dargestellt. Auf der linken Seite befindet sich der Schalter für die Einstellung der Rasterfrequenzen mit den entsprechenden Maßstabsbezeichnungen, daneben der Monitorschalter mit der Angabe seiner einzelnen Funktionen. Darüber liegt das Anzeigefeld des Ampèremeters. Der Stecker mit der Aufschrift "DATA-OUTPUT" dient zur allfälligen Entnahme der Messwerte der Digitalanzeige und deren direkter Überführung in Form von Binärcode-Daten in einen Streifenlocher. Rechts oben schließlich die Digitalanzeige selbst. Für den eigentlichen Meßvorgang sind einige Manipulationen durchzuführen, welche im folgenden der Reihe nach beschrieben werden sollen.

1) Monitorschalter auf "BATTERY"

Hiebei kann die Stärke der Batterie überprüft werden. Der Zeiger des Ampèremeters sollte in diesem Fall auf 80 (± 10) stehen.

2) Monitorschalter auf "OVEN"

Eine Anzeige auf dem Ampèremeter ist hier von wenig Bedeutung, da dieser Schalterposition nur eine "Ein"- bzw. "Aus"-Funktion zukommt.

3) Monitorschalter auf "EXTERNAL"

Mit Hilfe des Ausschlages auf dem Monitor kann hier das Gerät aufgrund des maximalen Ausschlages noch genauer auf den Reflektor hin ausgerichtet werden. Bei einer Anzeige über 80 müßte überprüft werden, ob keine zu starke Reflexion stattfindet.

4) Monitorschalter auf "INTERNAL"

In dieser Position sollte ein Wert zwischen 50 und 70 abzulesen sein. Es wird die Phase des Signals auf der internen Bezugsstrek-

ke gemessen. Hat das Gerät seine Arbeitstemperatur erreicht, dürfen aufeinanderfolgende Phasenanzeigen nicht mehr als 1 mm differenzieren.

5) Frequenzschalter auf "REFERENCE"

6) Monitorschalter auf "AUTOMATIC"

Nach 3 Sekunden wird kurz die externe Phase angezeigt und nach weiteren 3 Sekunden die interne Phase. Dieser Wert braucht nicht notiert zu werden, kann aber als wertvolle Kontrolle dienen, da die später ausgewiesene Feinablesung fast doppelt so groß sein sollte.

7) Der Reihe nach dreht man den Frequenzschalter auf die einzelnen Maßstabsstellungen, wartet die externe und die interne Phasenmessung ab und notiert nach Stillstand der Anzeige den ausgewiesenen Phasenwert. Bei der mm-Anzeige protokolliert man sämtliche 4 Ziffern, bei allen anderen sind nur die ersten zwei von Bedeutung. Ist man bei "REFERENCE REVERSE" angelangt, wird eine Phasenumkehr ausgelöst und die jetztige mm-Ablesung wird mit der zuerst erhaltenen gemittelt. Die Dauer einer derartigen Messung beträgt ungefähr 3-4 Minuten. Neben dem automatischen Meßvorgang ist auch ein manueller möglich, der aber einen wesentlich höheren Arbeits- und Zeitaufwand erfordert, da die externen und internen Phasenanzeigen getrennt angesprochen und protokolliert werden müssen.

Die Anzahl der zu verwendenden Prismenreflektoren hängt im wesentlichen von der zu messenden Entfernung ab. Es gelten folgende Richtwerte:

Bis zu einer Entfernung von	600 m	1 Reflektor
	1000 m	3 Reflektoren
	1500 m	9 Reflektoren
	2000 m	12 Reflektoren

Bei Entfernungen unter 100 m kann es vorkommen, daß das zurückkehrende Signal zu stark ist. Man kann dem abhelfen, indem man den

Öffnungswinkel des Instrumentes oder des Reflektors durch Abdecken verkleinert oder überhaupt nur einen einfachen Rückstrahler wie z. B. Katzenauge oder "Scotchlite"-Material verwendet.

	IH	p	t	t'	MA 100		IH	p	t	t'	
B	0,395	745,8	13,2	10,3	Standpunkt	B	0,395	745,2	14,0	10,7	
E	0,245	746,2	16,2	12,1	Zielpunkt	C	0,325	745,0	18,2	12,5	
<i>Egger</i> 19.10.71 / 11 ⁴⁵ <i>heiter</i> <i>WILD 3</i>					Beobachter, Datum/Zeit, Wetter, Reflektor etc.	<i>Egger</i> 19.10.71 / 12 ¹⁰ <i>heiter</i> <i>AGA 3</i>					
0 9		0 9		m x 10		0 7		0 7		0 7	
9 2		9 2		m		7 2		7 2		7 2	
2 7		2 7		mm x 100		2 1		2 1		2 1	
6 6		6 6		mm x 10		1 1		1 1		1 1	
5 9 6 -		5 9 6 5		mm"vorw."		1 6 0 4		1 6 0 4		1 6 0 0	
5 9 6 6		5 9 6 9		mm"rückw."		1 6 0 2		1 6 0 2		1 6 0 1	
0 9 2 6 5 9 6 7		0 9 2 6 5 9 6 7		D		0 7 2 1 1 6 0 3		0 7 2 1 1 6 0 1		0 7 2 1 1 6 0 1	

Abbildung 8

Abbildung 8 zeigt die verkleinerte Darstellung eines Feldprotokolls für Seitenmessungen mit dem MA 100.

NULLPUNKTSKORREKTUR

Die gemessene schräge Entfernung muß zunächst wegen der Abweichung der geometrischen von den optischen bzw. elektronischen Zentren bei Reflektor und Gerät verbessert werden. Diese Nullpunktsbestimmung kann entweder an Hand von Strecken bekannter Länge erfolgen, oder dadurch, daß man eine Strecke mehrmals unterteilt und diese Teilgrößen in verschiedenen Kombinationen mißt. Gerade durch diesen letzten Messvorgang wird es möglich sein, diese Konstante, die in der Größenordnung von unter 1 dm liegt, mit einem mittleren Fehler von ca ± 1 mm zu bestimmen. Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß sich eine Nullpunktsbestimmung nur auf eine bestimmte Geräte-Reflektorkombination beziehen kann und bei Verwendung von mehreren Reflektoren für jeden gesondert zu erfolgen hat.

GENAUIGKEIT UND METEOROLOGISCHE EINFLÜSSE

Das Tellurometer MA 100 besitzt eine Auflösung von 0,1 mm und laut Werksangabe eine Genauigkeit von $\pm 1,5 \text{ mm} \pm 2 \cdot 10^{-6} \cdot D$.

Erwartet man eine Genauigkeit in dieser Größenordnung, so ist es selbstverständlich, daß zunächst Zentrierung und Horizontierung mit größtmöglicher Sorgfalt zu erfolgen haben. Während das erste Glied bei Entfernungen bis 2000 m $\pm 5 \text{ mm}$ erreichen kann, wird die zweite Größe vornehmlich vom Zustand der Atmosphäre und von der Genauigkeit, mit der der herrschende Brechungskoeffizient bestimmt werden kann, abhängig sein.

Wie bereits erwähnt, liegt einer Genauigkeitsbetrachtung der elektromagnetischen Streckenmessung der Ausdruck $ds = dn \cdot s$ zugrunde. Das heißt, ein Fehler in der Bestimmung des Brechungskoeffizienten wirkt sich in derselben Größe mit umgekehrten Vorzeichen in der Länge aus. Eine Zusammenstellung der Formeln zur Bestimmung des Brechungskoeffizienten zeigt Abbildung 9.

BESTIMMUNG DES BRECHUNGSKOEFFIZIENTEN

$(n_{Gr} - 1) \cdot 10^7 = 2876,04 + \frac{16,288}{\lambda^2} + \frac{0,136}{\lambda^4}$	<p>BARREL u. SEARS</p>
$(n - 1) = \frac{(n_{Gr} - 1) \cdot p}{(1 + \alpha t) \cdot 760} - \frac{e}{(1 + \alpha t) \cdot e}$	<p>n herrschender Brechungskoeffizient p Luftdruck in Torr t Temperatur in °C α Ausdehnungskoeffizient der Luft e Partialdruck des Wasserdampfes in Torr</p>
$e = E' - A \cdot p \cdot (t - t')$	<p>SPRUNG</p> <p>E' Sättigungsdampfdruck bei der Temp. des feuchten Thermometers A Psychrometerkonstante ($\approx 6,62 \cdot 10^{-4}$) t' Temperatur des feuchten Thermometers</p>
$E' = 4,50 \cdot 10^3 \left(\frac{7,5 t}{237,3 + t} \right)$	<p>MAGNUS - TETENS</p>

Abbildung 9

Der Brechungsindex ist unter anderem auch von der Wellenlänge abhängig und kann nach den Formeln von BARREL und SEARS für Lichtwellen berechnet werden. Während die erste Formel streng nur für eine Normalatmosphäre bei 0°C , 760 Torr und 0,03 % CO_2 -Gehalt der Luft gilt, erfolgt der Übergang auf die herrschende Atmosphäre nach dem darunter stehenden Ausdruck. Der Partialdruck des Wasserdampfes kann aus Psychrometermessungen mit Hilfe der Formel von SPRUNG ermittelt werden. Der Sättigungsdampfdruck schließlich wird im allgemeinen nach der Formel von MAGNUS-TETENS berechnet, kann aber auch aus Tafeln, z. B. jenen des Reichsamtes für Wetterdienst oder denen des VI. Bandes des Handbuches für Vermessungskunde entnommen werden.

Es interessiert nun die Frage, wie genau die einzelnen meteorologischen Meßwerte ermittelt werden müssen, um z. B. eine Genauigkeit des Brechungsindex von $1 \cdot 10^{-6}$ bzw. einen relativen Fehler der Entfernung von 1mm/km zu gewährleisten.

Für den speziellen Fall des MA 100 mit der Trägerwelle von $\lambda = 0,93 \mu$ erhält man durch Differentiation der oben angeführten Formeln nachstehende Mittelwerte für Δn . (Abbildung 10)

GENAUIGKEITSUNTERSUCHUNG

(Mittelwerte von Δn
für $0^{\circ}\text{C} \leq t \leq 20^{\circ}\text{C}$ und
 $760 \text{ mm} \geq p \geq 680 \text{ mm Hg}$)

$$\Delta n \sim -\Delta n' \cdot s$$

$\Delta t = \pm 1^{\circ}\text{C}$	$\Delta n \sim \mp 1,0 \cdot 10^{-6}$
$\Delta p = \pm 1 \text{ Torr}$	$\Delta n \sim \pm 0,4 \cdot 10^{-6}$
$\Delta e = \pm 1 \text{ Torr}$	$\Delta n \sim \mp 5,3 \cdot 10^{-8}$

für $\Delta n_{\text{max}} = \pm 1 \cdot 10^{-6}$

$\Delta t \sim \mp 1^{\circ}\text{C}$
$\Delta p \sim \pm 2 \text{ Torr}$
$\Delta e \sim \mp 20 \text{ Torr}$
$\Delta t' \sim \pm 5^{\circ}\text{C}$

Abbildung 10

Wir sehen also, daß der Einfluß eines Fehlers bei der Messung der Temperatur etwa 2,5 mal so groß ist, wie bei der Druckmessung. Ein Fehler in der Bestimmung des Wasserdampfdruckes wirkt sich hier, im Gegensatz zu Geräten, welche Mikrowellen verwenden, fast vernachlässigbar gering aus. Obwohl in der Gebrauchsanweisung zum MA 100 die Messung der Feuchttemperatur direkt verlangt wird, scheint die Ermittlung der relativen Luftfeuchtigkeit mittels Haarhygrometer ebenso zielführend zu sein, da bei der Bestimmung des Dampfdruckes mittels Hygrometer der Fehler in e , trotz der zu erwartenden Unsicherheit gegenüber Psychrometermessungen, kaum 5 Torr übersteigen dürfte. Außerdem ergibt sich aus der Hygrometerformel bei einer angenommenen relativen Luftfeuchtigkeit von 50 % und einer angenommenen Unsicherheit von ebenfalls 50 % bei einer Mitteltemperatur von 15°C ein Fehler im Brechungskoeffizienten mit nur $0,4 \cdot 10^{-6}$, was in diesem Fall die Verwendung von Hygrometern ebenso nicht ausschließt.

TESTMESSUNG

Im Herbst 1971 wurde vom Institut für Allgemeine Geodäsie in Zusammenarbeit mit der Vermessungsabteilung der Österreichischen Donaukraftwerke AG eine Kontrollmessung im lokalen Triangulierungsnetz des Kraftwerkes ASCHACH durchgeführt. (Abbildung 11)

Alle 9 Netzpunkte waren durch Messungspfeiler vermarktet, was sicherlich zur Steigerung der Genauigkeit geführt hat. Die 18 Netzseiten mit einer Durchschnittslänge von etwa 1 km wurden fast durchgehend beidseitig beobachtet und die Feinablesungen bei jeder Messung mehrfach durchgeführt, um kleinere Geräteungenauigkeiten auszuschalten. Die Ermittlung der meteorologischen Daten erfolgte in den Endpunkten jeder Strecke mit Hilfe von Aspirationspsychrometern und Aneroidbarometern. Es wurden außerdem Prismenreflektoren der Firma WILD sowie AGA-Geodimeterspiegel verwendet, deren Nullpunktskonstanten vorher durch umfangreiche Messungen bei den Hauptübungen bestimmt

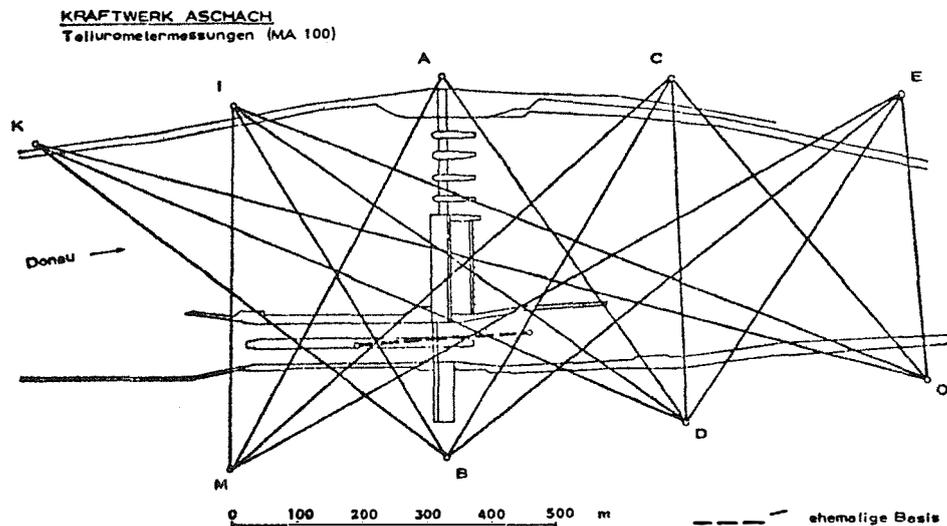


Abbildung 11

worden sind. Die Batterie zeigte nach etwa viereinhalb Stunden Meßzeit erste Schwächeerscheinungen, was bei dem relativ hohen Stromverbrauch zwar nicht verwunderlich ist, aber bei umfangreichen Messungen die Mitnahme von zwei voll aufgeladenen Batterien empfiehlt.

Abbildung 12 zeigt eine Gegenüberstellung der Meßergebnisse mit den aus lokalen Koordinaten gerechneten Seiten einerseits und den Ergebnissen einer Geodimetermessung mit dem AGA 6 aus dem Jahre 1965 andererseits.

Unter der Annahme, daß die Messungen der ehemaligen Basis mit Hilfe von Basislatten erfolgte und man dabei einen mittleren Fehler der Basis von etwa ± 2 mm voraussetzt, so könnte man den oben angeführten Streckenvergleich zwischen den Seiten aus Koordinaten und den Messungen mit dem MA 100 in seinen einzelnen Differenzen als homogen

ZUSAMMENSTELLUNG DER ERGEBNISSE

Bez. d. Seite	aus lok. Koord.	mit AGA 6 (1965)	mit MA 100 (1971)	Vergleich MA 100	
				Koord. (mm)	Geod. (mm)
A - B	617,042	-	617,026	+14	-
A - D	684,865	-	684,847	+18	-
A - M	714,362	-	714,361	+ 1	-
B - C	721,110	-	721,098	+12	-
B - E	926,439	926,429	926,426	+13	+ 3
B - I	658,060	-	658,053	+ 5	-
B - K	831,449	831,434	831,442	+ 7	- 8
C - D	560,467	-	560,453	+14	-
C - M	951,113	951,102	951,107	+ 6	- 5
C - O	629,991	-	629,983	+ 8	-
D - E	616,228	-	616,216	+12	-
D - I	886,799	-	886,791	+ 8	-
D - K	1143,675	1143,659	1143,659	+16	0
E - O	451,380	451,381	451,370	+10	+11
E - M	1217,569	1217,553	1217,551	+16	+ 3
I - M	580,068	580,054	580,073	- 5	-19
I - O	1184,799	1184,788	1184,798	+ 1	-10
O - K	1475,837	1475,814	1475,826	+11	-12

Abbildung 12

und plausibel bezeichnen. Man sieht, daß das Mittel dieser Differenzen ungefähr beim 6-fachen des angenommenen mittleren Basisfehlers liegt, während auch die Netzvergrößerung etwa dem 6-fachen der Basis entspricht. Von den 18 Differenzen haben 17 dasselbe Vorzeichen, was ebenfalls auf eine Maßstabsdifferenz schließen läßt. Die wenigen Seiten, die mit dem Geodimeter gemessen wurden, lassen wohl keinen konkreten Vergleich zu, es läßt sich aber bereits hier feststellen, daß sich bei einer Geodimetermessung nicht jene Homogenität wie beim MA 100 ergibt, was auch sicherlich nicht erwartet werden darf.

Der Vermessungsabteilung der Österreichischen Donaukraftwerke AG danke ich herzlich für die Zurverfügungstellung der Unterlagen über die Triangulierungsarbeiten.

LITERATURVERZEICHNIS

- (1) MA 100 - OPERATOR'S MANUAL
- (2) HÖLSCHER H. D.: Ein elektrooptisches Kurzreichweiten-meßsystem für hochpräzise Entfernungsbestimmungen, National Institute for Telecommunications Research
- (3) DEICHL K.: Methoden zur Bestimmung des mittleren Brechungsindex für die elektromagnetische Entfernungsmessung, DGK Reihe C, Heft Nr. 139, München 1969
- (4) JORDAN - EGGERT - KNEISSL : Handbuch der Vermessungskunde, Band VI, Stuttgart 1966
- (5) KAROLUS A.: Die physikalischen Grundlagen der elektrooptischen Entfernungsmessung, Bayr. Akademie der Wissenschaften / mathematisch - naturwissenschaftliche Klasse, Heft 92, München 1958
- (6) MECKENSTOCK H. J.: Untersuchung über die Fehlereinflüsse und Reduktionen bei der elektrischen Entfernungsmessung für geodätische Zwecke, Veröffentlichung des Geodätischen Instituts der Technischen Hochschule Aachen, Nr. 6, Aachen 1963
- (7) MITTER J.: Über die Bestimmbarkeit der Ausbreitungsgeschwindigkeit der Trägerwellen bei elektronischen Entfernungsmessungen, AVN 1962, Heft 5
- (8) MITTER J.: Das meteorologische Problem der elektrischen Entfernungsmessung, Acta Technica Hung., Nr. 47, Budapest 1964
- (9) STRASSER G.: Der Infrarot-Distanzmesser Wild Distomat DI 10, AVN 1969, Heft 2

Geowiss. Mitt. 1

1973, 103 - 124

NETZPLANTECHNIK

von

H. Egger

(Vortrag gehalten am 15. März 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Herbert Egger, Hochschulassistent am Institut für
Allgemeine Geodäsie der Technischen Hochschule in Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Einleitend wird die geschichtliche Entwicklung der Netzplantechnik beschrieben. Anschließend folgt eine Betrachtung der derzeit gebräuchlichen Methoden: Methode des Kritischen Weges, Metrapotentialmethode und Program Evaluation and Review Technique. Neben den mathematischen Grundlagen und den Analogien zur Ausgleichsrechnung werden die verschiedenen Arten von Pufferzeiten und ihre Berechnung erklärt.

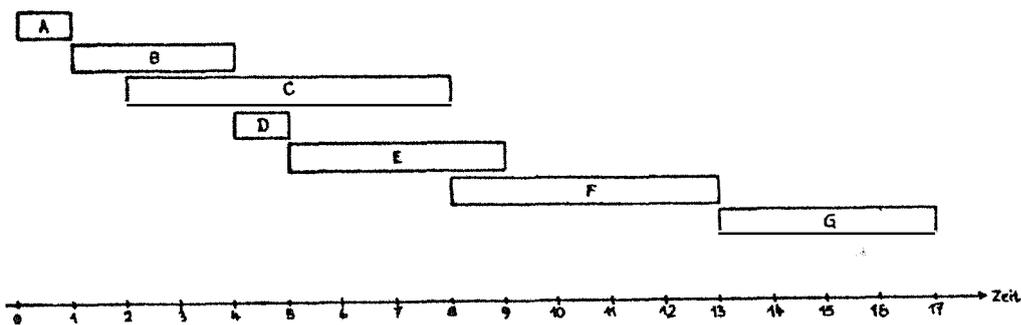
Zwei durchgerechnete Beispiele sowie eine kritische Betrachtung der Verwendung von Netzplänen in der Geodäsie erläutern die Problemstellung der Netzplantechnik näher.

Was versteht man unter Netzplantechnik? Man sieht in ihr ein Hilfsmittel für die Problemanalyse, die Planung, Koordinierung und Ablaufüberwachung teilweise komplizierter zeit- und kapazitätsabhängiger Projekte. Dabei finden Erkenntnisse der Mathematik, wie die Graphentheorie und die Wahrscheinlichkeitslehre reichlich Anwendung. In vielen Fällen, abhängig von der Projektgröße und den zur Verfügung stehenden Rechenhilfsmitteln, macht man sich auch die elektronische Datenverarbeitung zunutze.

Die Netzplantechnik hat sich in verhältnismäßig wenigen Jahren in etlichen Anwendungsbereichen, unter anderem in der Bauwirtschaft und im Maschinenbauwesen bei der Entwicklung und Ausführung bestens bewährt und erobert ständig neue Gebiete.

In der Arbeitsorganisation gehen die Versuche der günstigsten Planung auf die von TAYLOR und GANTT zu Anfang des 20. Jahrhunderts durchgeführten Arbeiten zurück. Der Ablauf einer Arbeit wird auch heute noch oft in sogenannten GANTT-Diagrammen dargestellt, die bei uns unter den Bezeichnungen Balkendiagramme oder Balkengraphiken bekannt sind. Solche Darstellungen eines Arbeitsablaufes sind mehr oder weniger stark vereinfachte Modelle eines real verlaufenden Prozesses über einer Zeitachse, also ein Zeitplan gleich einem graphischen Fahrplan der Eisenbahn. Wie ein GANTT-Diagramm für die Herstellung eines Lage- und Höhenplanes aussieht, habe ich an einem kleinen Beispiel dargestellt. In der Abbildung betrachten wir die Arbeitsabschnitte Begehung (A), Polygonzugsmessung (B), Detailaufnahme (C), die Berechnungen (D und E) hierzu, das Kartieren (F) und Matrizieren (G).

Ein unserem Fachbereich Fremder wird mit den Arbeitsgängen ohne Angabe der zwischen diesen bestehenden Abhängigkeiten keine Graphiken erstellen können. Dem Geodäten wird es sicher keinerlei Schwierigkeit bereiten.



Als Zeiteinheit habe ich einen Tag gewählt. Die Größe des Projektes und die einzelnen Arbeitsgänge sind wie bei allen Beispielen, die ich noch zeigen werde, a priori gegeben und nicht Gegenstand einer Diskussion durch den Netzplanverfasser. Dieses GANTT-Diagramm ist durch seine geometrischen Darstellungen sehr anschaulich und hat sich daher auch in der Praxis des Technikers umfassend durchgesetzt, obwohl es beträchtliche Mängel aufweist. So kann man recht gut die notwendigen Tageskapazitäten ablesen, das Balkengraphikum ermöglicht aber keinen Überblick über die Struktur des gesamten Vorhabens, d.h. es läßt die Abhängigkeiten der einzelnen Arbeitsgänge voneinander im Gesamtvorhaben nicht erkennen, da der Ablauf und die Zeitplanung unmittelbar verbunden sind. Dieser Nachteil der Balkendiagramme führt im Planungsprozeß für größere Projekte zur Häufung von Schwierigkeiten, fehlen doch auch die Hinweise auf besonders zeitgefährdete Vorgänge.

In der Mitte der Fünfzigerjahre war ein stark wachsendes Interesse an Problemen der Planung und Optimierung von Arbeitsvorgängen zu beobachten. In Großbritannien untersuchte die Operations-Research-Abteilung der "Central Electricity Generating Board" das Problem im Zusammenhang mit der Überholung von Kraftwerken. 1957 hatte man dann eine Methode gefunden, die im wesentlichen in der Bestimmung der "längsten nichtreduzierbaren Folge von Ereignissen" bestand. Die versuchsweise Anwendung dieser Methode im Jahre 1958 bei der Über-

holung eines Hochleistungskraftwerkes reduzierte die erforderliche Arbeitszeit auf 42 % der sonst für die gleiche Arbeit durchschnittlich benötigten Zeit. Die umständliche Bezeichnung "längste nicht-reduzierbare Folge von Ereignissen" wurde bald durch den Begriff "Hauptfolge" ersetzt und es wurde z. B. unter anderem herausgearbeitet, daß Verzögerungen in der Hauptfolge die Gesamtprojektdauer verlängern müssen.

Fast gleichzeitig, nämlich 1958, wurde durch das "US Navy Special Projects Office" ein Team zur Entwicklung eines Hilfsmittels zur Planung und Kontrolle einer großen Arbeit berufen. Das Ergebnis dieser Untersuchung wurde bekannt als "PROGRAM EVALUATION AND RESEARCH TASK", was zur Code-Bezeichnung PERT führte. Dr. Clark, ein Mathematiker des Teams, veröffentlichte im Februar 1958 seine ersten Vorstellungen von einem "Pfeildiagramm", das er zweifellos von seinen Kenntnissen in der Graphentheorie ableitete. Nach Verfeinerungen des Systems und Änderung des Namens in "PROGRAM EVALUATION AND REVIEW TECHNIQUE" wurde PERT auf das Programm zur Entwicklung ballistischer Raketen bei der Marine angewandt, wobei man zwei Jahre bei der Polaris-Raketen-Entwicklung einsparen konnte.

Gleichfalls im Jahre 1958 probierte die "Du Pont Nemours Company" eine Technik zur Planung und Steuerung eines sehr großen Projektes aus, die sie "CRITICAL PATH METHOD" - Methode des Kritischen Weges, abgekürzt CPM - nannte. Nach einem einjährigen Einsatz des CPM-Verfahrens hatte die Gesellschaft eine Einsparung von 1 Mio. Dollar. Seit dem Jahre 1958 wurden an vielen Stellen ungezählte Versuche der Verfeinerung der Grundmethoden durchgeführt, so daß es heute unzählige Verfahren auf dem Sektor der Netzplantechnik gibt. Teilweise waren diese Spezifizierungen aufgrund der Verschiedenartigkeit der Projekte notwendig. Andererseits ist es dadurch zu synonymen Begriffsbezeichnungen gekommen, die ein Kommunikationsmittel, wie es die Netzplantechnik sein soll, nicht aufweisen darf. Es wäre zu begrüßen, wenn man

sich auf internationaler Ebene zu der Entwicklung eines Verfahrens einigen könnte. Wie ernst man die Einführung der Netzplantechnik generell vorhat, ersieht man daraus, daß in der BRD unter der Din Nr. 69900 bindende Vorschriften über Einzelbegriffe und Definitionen veröffentlicht wurden.

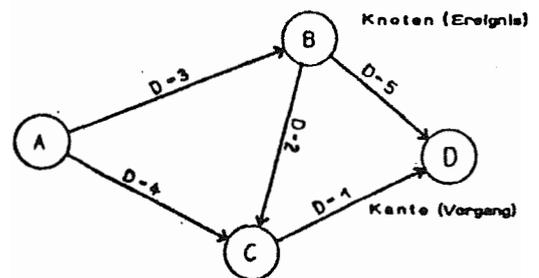
Das Schwergewicht der Entwicklung liegt nun schon seit einiger Zeit bei der Brauchbarmachung der elektronischen Datenverarbeitung für die Berechnung der oft recht komplizierten Netzwerke. Seit kurzem gibt es auch Programme, die eine graphische Darstellung auf Plottern erzeugen. Bei kleineren Netzen, und in der Geodäsie sind hauptsächlich solche, kann man durchaus befriedigende Ergebnisse mit annehmbarem Arbeitsaufwand auch dann erzielen, wenn man diese Netze händisch durchrechnet. Am Rande sei bemerkt, daß es auch für die Mittlere Datentechnik, wie z. B. für Philips Bürocomputerserie P 352, schon Netzplanprogramme gibt. Damit hat man die Möglichkeit geschaffen, für kleinere Netze Zeitanalysen durchführen zu können. Der Vorteil bei der maschinellen Verarbeitung liegt in der Fehlerfreiheit und in der Möglichkeit, strukturelle Fehler sofort zu finden.

Nach den geschichtlichen Betrachtungen nun einige Worte zu den Grundlagen der Netzplantechnik. Mathematisch gesehen ist der Netzplan ein gerichteter Graph mit Knoten und Kanten als Elemente. Je nach Anordnung dieser Elemente unterscheidet man zwischen knoten- und kantenorientierten Netzen. Während im Vorgangsknotennetzplan die Vorgänge durch Knoten dargestellt sind, werden sie im kantenorientierten Netz durch die Pfeile dargestellt. Die Verbindung zwischen den einzelnen Vorgängen bilden die Ereignisse, die das Eintreten eines bestimmten Zustandes im Ablauf des Projektes definieren. Sie geben die Zeitpunkte an, in denen mit der Abgeschlossenheit verschiedener Vorgänge bzw. mit dem Beginn neuer Tätigkeiten gerechnet werden kann. Neue Vorgänge können daher nur dann beginnen, wenn alle Tätigkeiten, die zu einem Ereignis führen, beendet sind.

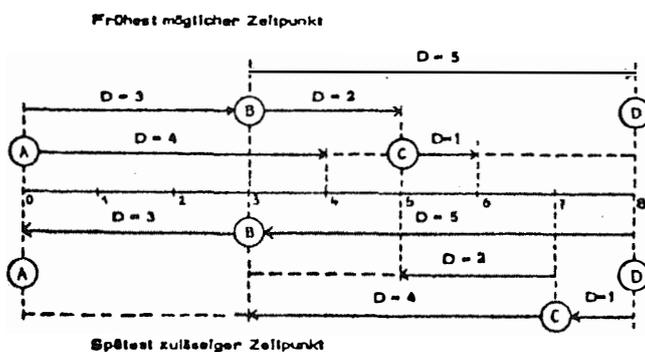
Die Anordnungsbeziehungen zwischen den einzelnen Vorgängen, welche eng mit den Ereignissen naturgemäß verbunden sind, können je nach Orientierung durch Verknüpfung mit Pfeilen oder Ereignisknoten dargestellt werden. Wurden in einem Netzplan diese Anordnungsbeziehungen einmal festgelegt, so ist der sogenannte strukturelle Netzplan fertig.

Zum Zwecke der Zeitanalyse gibt man nun den einzelnen Vorgängen bestimmte Zeitspannen bei – es handelt sich hierbei noch um keine Termine oder Zeitpunkte, sondern um die Dauer eines Vorganges vom Anfang bis zu seinem Ende. Erst wenn man diese Werte z. B. aus einer Vorgangsliste entnommen hat, kann man die Termine, das sind die frühest möglichen und die spätest zulässigen Zeitpunkte für den Ablauf der einzelnen Tätigkeiten, errechnen. Versieht man das Beispiel mit Zeitschätzwerten und nimmt man eine Zeitanalyse vor, so kann man auf einer Zeit-

leiter die Universalmindestlösung, d.h. die frühest möglichen Anfangstermine bzw. die Universalhöchstleistung, das sind die spätest zulässigen Tätigkeitsbeginne berechnen und darstellen. Das Ergebnis ist ein zeitproportionaler Netzplan.



Wie man aus diesem Beispiel ersieht, lassen sich einzelne Vorgänge, in diesem Fall sind es die, die zwischen dem Ereignis 1 und 3 bzw. 3 und 4 liegen, um bestimmte Zeiteinheiten beliebig verschieben, ohne daß sich am Endtermin eine Änderung ergibt. Vorgänge, die sich nicht



verschieben lassen, bezeichnet man als kritische Vorgänge. Verfolgt man alle kritischen Vorgänge in einem solchen Graphen, dann ergibt sich damit der kritische Weg. Jede Ver-

zögerung oder Verschiebung auf diesem Weg würde die Gesamtdauer des Projektes verändern. An Hand dieses kleinen Beispiels können Sie auch erkennen, welche Ergebnisse die Netzplanberechnung liefert: Es sind dies die frühest möglichen und die spätest zulässigen Ereignistermine, die Spielräume - allgemeine als Pufferzeiten bezeichnet - und die Tätigkeiten entlang des kritischen Weges.

Primitive mathematische Operationen der Graphentheorie gestatten es, einen geeigneten Algorithmus zur Rangbestimmung, zur Zyklussuche bzw. zur Potentialbestimmung eines Graphen - ein Netzplan mit seinen Vorgängen und Ereignissen stellt einen endlichen Graphen dar - durchzuführen. Daß die Durchführung solcher Berechnungen vor allem mit der elektronischen Datenverarbeitung kein Problem darstellt, liegt auf der Hand.

Vor allem das Aufsuchen der Zyklen ist bei der Netzplankonstruktion von grundlegender Bedeutung, da sonst bei der Zeitanalyse unsinnige Werte resultieren bzw. eine Erstellung von Terminen überhaupt nicht möglich ist.

Die gleichzeitige Entwicklung der Netzplantechnik an verschiedenen Orten bedingt selbstverständlich auch Unterschiede in der Methodik. Grundsätzlich kennt man derzeit drei verschiedene Netzplanmethoden:

Die Methode des kritischen Weges, auch Critical Path Method - CPM abgekürzt, die Metrapotentialmethode oder MPM und die Programm Evaluation und Review Technique, abgekürzt PERT. In den letzten 15 Jahren wurden viele variierte Methoden entwickelt, die auf einer der drei Grundtechniken basieren.

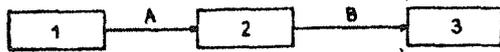
Wodurch unterscheiden sich die drei Hauptmethoden?

Die einfachste und am leichtesten durchschaubare ist die CPM, die Methode des kritischen Weges. Das Verfahren ist kantenorientiert, d. h. die Tätigkeiten werden durch Kanten, die Ereignisse durch Knoten dar-

gestellt. Es gibt ein Anfangsereignis und ein Endereignis pro Vorgang, um seine Begrenzung zu definieren.



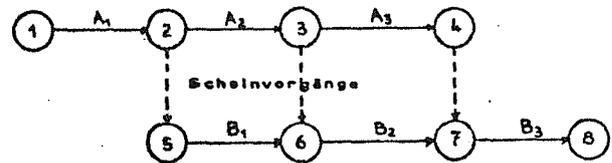
Die Anordnungsbeziehungen im CPM Netzplan setzen voraus, daß bestimmte Tätigkeiten abgeschlossen sein müssen, bevor andere Tätigkeiten beginnen können. Der Vorgang B kann daher nur dann beginnen,



wenn die Tätigkeit A beendet ist. In gleicher Weise erfaßt man die Beziehungen zwischen mehreren Tätig-

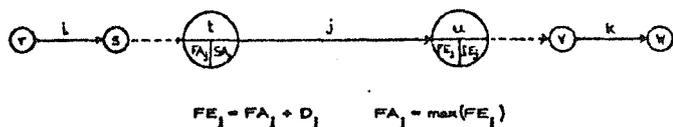
keiten. Es können aber auch Anordnungsbeziehungen zwischen Tätigkeiten auftreten, die man auf die in der Abbildung gezeigte Weise nicht richtig bzw. nur unvollständig darstellen kann. Man ist in diesen Fällen gezwungen, Tätigkeiten in den Netzplan einzuführen, für die es keinen entsprechenden Arbeitsgang im Projekt gibt: die sogenannten Scheintätigkeiten. Dies sind künstliche

Tätigkeiten, die keine Zeit verbrauchen und die Zeichnung eines CPM-Netzplanes sehr unübersichtlich machen. Der Bedarf an Scheintätigkeiten steigt z. B. bei der Unterteilung eines Arbeits-



ganges in mehrere Schritte unerhört stark an. Aber nur mit einem solchen Trick kann man in einem CPM-Netzplan gleitende Arbeitsabläufe festlegen.

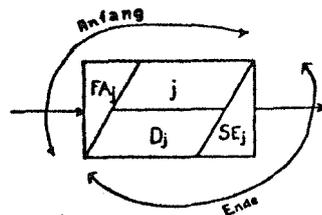
Die Angabe der Vorgangsdauer sowie der frühesten und spätesten Ereignistermine kann auf die verschiedensten Arten erfolgen. Mir erscheint die dargestellte Kombination am vernünftigsten:



Die Darstellung der Ereignisse erfolgt durch Kreise, in denen drei Felder für die Dauer von Ereignisnummer, Frühester und Spätester Zeitpunkt vorgesehen sind. Die Bezeichnung des Vorganges erfolgt entlang der Oberkante des Pfeiles, während seine Dauer am Ende des Pfeiles abgelesen werden kann. Durch Aufsummierung der Vorgangsdauern nach beiden Richtungen erhält man bei Beachtung der Rechenvorschriften $FA_j = \max (FE_i)$, für $i \in V_j$ und $FE_j = FA_j + D_j$, den frühest möglichen Endtermin des Vorganges j.

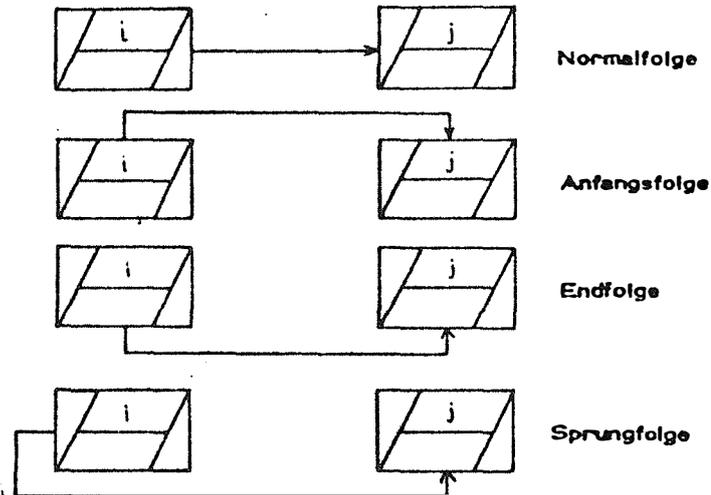
Für ein Projekt "Planherstellung" wurden Vorgangsliste und graphische Darstellungen eines CPM-Netzplanes beigeschlossen. Aus der Vorgangsliste kann man die laufende Nummer eines Vorganges, seine Bezeichnung und Dauer sowie die Ereignisnummern entnehmen, die seinen Anfang und sein Ende repräsentieren. Sind bei einem Ereignis frühester und spätester Termin gleich, so handelt es sich um ein kritisches Ereignis. Verbindet man solche Ereignisse zeitrichtig, so erhält man den kritischen Weg, die Gesamtheit aller kritischen Vorgänge.

Bei der Metrapotentialmethode werden die Vorgänge durch Knoten und die Anordnungsbeziehungen durch Kanten dargestellt. Die Symbolarten in der MPM sind ebenfalls vielfältig. Die mir am besten scheinende habe ich dargestellt und auch in den weiteren Skizzen verwendet. Der größte Vorteil der MPM gegenüber den anderen Verfahren liegt in der Erweiterung der Anordnungsbeziehungen auf vier Typen. Während der CPM-Netzplan nur die Normalfolge kennt -



die Verbindung vom Ende des Vorganges i zum Beginn des Vorganges j - erlauben Anfangsfolge, Endfolge und Sprungfolge wesentlich mehr Kombinationsmöglichkeiten beim MPM-Plan. Zur leichteren Kennzeichnung der Anordnungsbeziehungen definiert man hierzu die Kanten des Knoten als den Anfang bzw. das Ende des Vorganges, d. h. alle Pfeile, die zu einer der definierten Kanten gehen, beziehen sich auf den Zeitwert

dieser Kante. Die Anfangsfolge gibt die Zeitrelation der Anfänge zweier benachbarter Vorgänge an. Die Endfolge definiert die Zeitspanne zwischen den Enden zweier benachbarter Vorgänge. Die Sprungfolge macht eine Aussage über die Zeitdifferenz zwischen dem Anfang eines Vorganges zum Ende des folgenden. Diese Anordnungsbeziehungen können für man-



che Kunstgriffe, so für die Verschachtelung von abhängigen Vorgängen, beim Aufstellen eines Planes sehr dienlich sein. Z. B. kann man Vorgänge schon beginnen lassen, ehe ihre Vorgänger beendet sind. Nach Fertigstellung der Beobachtung eines Polygonzuges oder der Beobachtung für eine Punkteinschaltung können sofort die Berechnungen angeschlossen werden, um die in der Zwischenzeit schon ausgeführten Detailaufnahmen synchron berechnen zu können. War die Berechnung beim CPM-Netzplan verhältnismäßig einfach, erfordert der MPM Plan größere Mühe wegen Berücksichtigung der Überlappungen. Dadurch ist die Fehleranfälligkeit bei der Berechnung ohne elektrische Hilfsmittel auch größer. Für die Vorgänge des Projektes "Planherstellung" wurden ebenfalls die Vorgangsliste bzw. der graphische Netzplan nach der MPM aufgestellt.

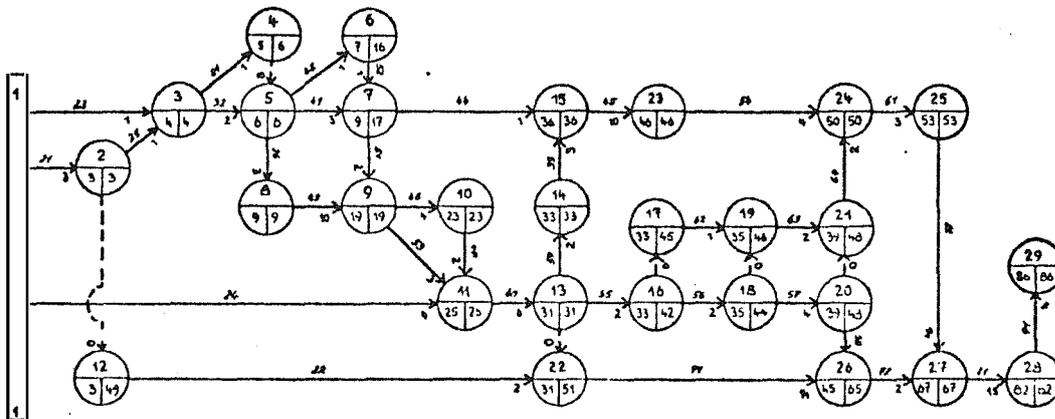
Nun einige Worte zu den Spielräumen, die man auch Pufferzeiten bezeichnet. Nach Berechnung der frühesten und spätesten Termine für die Ereignisse kann die Größe der Pufferzeiten bestimmt werden. Die Ge-

PROJEKT: PLANHERSTELLUNG (CPM)

Vorgangsliste:

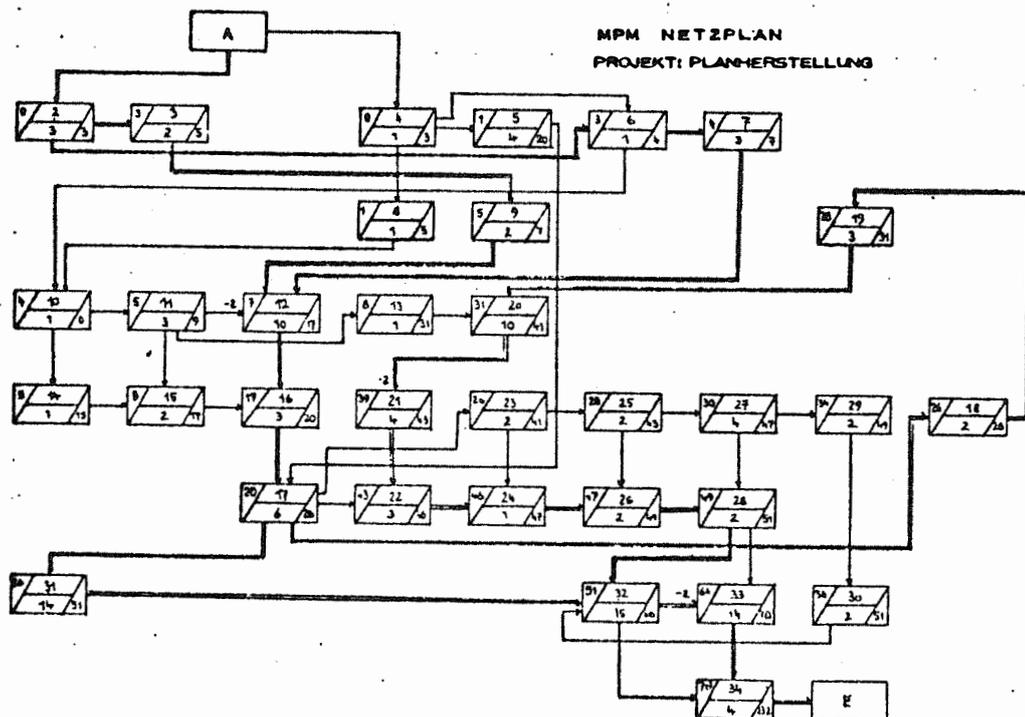
Nr.	Tätigkeit	Dauer	V	N
<u>Unterlagen herstellen</u>				
1	Katasterstand	3	1	3
2	Grundbuch	2	12	22
3	Festpunkte	1	1	3
4	Einbauten	4	1	11
5	Begehen	1	2	3
6	Skizzen herstellen	3	5	8
<u>Vermarken</u>				
7	Polygonpunkte	1	3	4
8	Grenzpunkte	2	3	5
9	Profile	3	14	15
<u>Messung</u>				
10	Polygonzüge	3	8	7
11	Kleintriangullierung	1	5	6
12	Detailpunkte	10	8	9
13	Liniennivellement	1	7	15
14	Flächennivellement	10	15	23
15	Sperrmaße	4	9	10
16	Profilmaße	2	10	11
<u>Berechnung</u>				
17	Polygonzüge	2	7	9
18	Kleintriangullierung	1	6	7
19	Detailpunkte	3	9	11
20	Nivellement	4	23	24
21	Straßenachse	2	13	16
22	Baulinienpunkte	2	16	18
23	Grenzpunkte	4	18	20
24	Flächen	2	20	26
25	Profilanlage	2	13	14
<u>Kartierung</u>				
26	Legende	6	11	13
27	Höhe	3	24	25
28	Straßenachse	1	17	19
29	Baulinienpunkte	2	19	21
30	Grenzpunkte	2	21	24
<u>Schlussarbeiten</u>				
31	Gst. Nr. Reservierung	14	22	26
32	Flächenzusammenstellen	2	26	27
33	Teilungsplan matrizzieren	15	27	28
34	Techn. Plan matrizzieren	14	25	27
35	Abchließende Prüfung	4	28	29

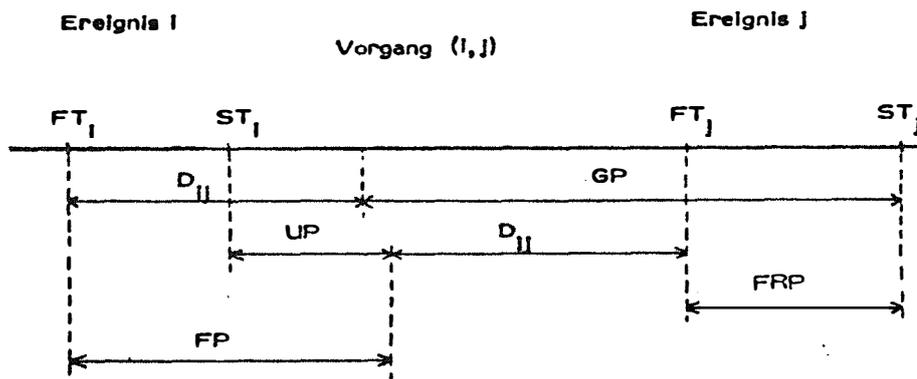
CPM - NETZPLAN
PLANHERSTELLUNG



PROJEKT: PLANHERSTELLUNG (MPM)
Vorgangliste:

Nr.	Tätigkeit	Dauer	Vorgänger	Nachfolger
<u>Unterlagen herstellen</u>				
2	Katasterstand	3	A	3, 6
3	Grundbuch	2	2	9
4	Festpunkte	1	A	5, 6, 8
5	Einbauten	4	4	17
6	Feldbegehung	1	2, 4	7, 10
7	Feldskizzen zeichnen	3	6	12
<u>Vermarken</u>				
8	Polygonpunkte	1	4	10
9	Grenzpunkte	2	3	12
10	Profile	3	10	20
<u>Messung</u>				
10	Kleintriangulierung	1	6, 8	11, 14
11	Polygonzüge	3	10	12, 13, 15
12	Detailpunkte	10	7, 9, 11	16
13	Liniennivellement	1	11	20
20	Flächennivellement	10	13, 19	21
<u>Berechnung</u>				
14	Kleintriangulierung	1	10	15
15	Polygonzüge	2	11, 14	16
16	Detailpunkte	3	12, 15	17
21	Nivellement	4	20	22
23	Straßenachse	2	27	24, 25
25	Baulinienpunkte	2	23	26, 27
27	Grenzpunkte	4	25	28, 29
29	Flächen	2	27	30
18	Profile	3	17	19
<u>Kartierung</u>				
17	Lege	6	5, 16	18, 22, 23, 31
22	Höhe	3	17, 21	24
24	Straßenachse	1	22, 23	26
26	Baulinienpunkte	2	24, 25	28
28	Grenzpunkte	2	26, 27	32, 33
<u>Tellungsaußweis</u>				
31	Gat. Nr. Reservierung	14	17	32
30	Flächenzusammenstellung	2	29	32
<u>Matrizierung</u>				
32	Tellungsplan	15	28, 31	33, 34
33	Technischer Plan	14	28, 32	34
34	Abschließende Prüfung	4	32, 33	E





Die Gesamtpufferzeit einer Tätigkeit ist die Zeitspanne, um die eine Tätigkeit von ihrem frühest möglichen Beginnzeitpunkt aus maximal verschoben bzw. ausgedehnt werden kann, ohne daß der Endtermin des Projektes beeinträchtigt wird. Er errechnet sich daher folgendermaßen: Spätest zulässiger Termin des Endereignisses minus frühester Termin des Anfangsereignisses minus Dauer der Tätigkeit.

Dieser Ausdruck kann so zerlegt werden, daß man noch drei weitere Arten von Pufferzeiten definieren kann:

Die FREI VERFÜGBARE oder FREIE PUFFERZEIT (FP), die FREIE RÜCKWÄRTS oder BEDINGTE PUFFERZEIT (FRP) und die UNABHÄNGIGE PUFFERZEIT (UP). Die Berechnungen erfolgen nach folgenden Formeln

$$FP_{ij} = FT_j - FT_i - D_{ij}, \quad FRP_{ij} = ST_j - FT_j$$

$$UP_{ij} = \max(0, FT_j - D_{ij} - ST_i)$$

daher muß gelten, daß $FP + FRP = GP$ und $GP \geq FP \geq UP$ ist.

Die Bedeutung der Pufferzeiten ist folgende: Die Gesamte Pufferzeit gibt an, um welchen Betrag ein Vorgang maximal verschoben werden kann, ohne den Schlußtermin des Projektes zu beeinflussen. Sollte die Gesamte Pufferzeit eines Vorganges voll ausgenützt werden, so kommen dadurch alle seine Nachfolger auf einem kritischen Weg zu liegen.

Die Freie Pufferzeit gibt die Größe an, um die ein Vorgang verschoben werden kann, ohne daß sich an den frühesten Beginnzeiten der Nachfolger etwas ändert.

Die Bedingte Pufferzeit gibt die Zeitspanne an, um die ein Ereignis bzw. Vorgang gegenüber seiner spätesten Lage verschoben werden kann, ohne die späteste Lage anderer Ereignisse bzw. Vorgänge zu beeinflussen.

Die Unabhängige Pufferzeit ist die Zeitspanne, um die sich ein Vorgang unabhängig von seinen Vorgängern und Nachfolgern verschieben oder ausdehnen läßt, ohne daß sich an den Ereignissen etwas ändert. Dieser Fall kann, wie man leicht sieht, nur dann auftreten, wenn $D_{ij} < FT_j - ST_j$ gilt, d.h. die beiden genannten Zeitpunkte waren unabhängig von D_{ij} festzulegen.

Die dritte große Gruppe der Netzpläne wird durch die PERT-Methode, die PROGRAM EVALUATION AND REVIEW TECHNIQUE (Programmbeurteilungs- und Prüfungstechnik) gebildet. Die Darstellung erfolgt wie beim CPM, d.h. die Tätigkeiten werden durch Kanten und die Ereignisse durch Knoten dargestellt. Beim PERT-Verfahren liegt das Schwergewicht jedoch auf der Beschreibung der Ereignisse. Gleich dem CPM muß beim PERT Netzplan jedoch oft die Einführung von Scheinvorgängen vorgenommen werden.

Für die Tätigkeitsdauer wird beim PERT-Verfahren ein stochastisches Modell zugrunde gelegt. Es werden hierfür pro Tätigkeit drei Schätzwerte für die Dauer angegeben: Der Optimistische Wert OD, der aussagt, daß die Tätigkeit praktisch in nicht kürzerer Zeit ausgeführt werden kann. Diese Zeit kann bei idealem Arbeitsablauf aber erreicht werden. Als zweites wird der Wahrscheinlichste Wert oder auch Häufigste Dauer HD angegeben. Dieser gibt über die Zeitdauer Auskunft, die am häufigsten auftreten wird, wenn der Vorgang unter gleichen Umständen wiederholt würde. Man gibt sie so an, als wenn nur ein Zeitschätzwert anzugeben wäre, d.h. diese Zeit wird bei CPM und MPM Netzplänen als

einzigster Richtwert angegeben. Als dritte Zeitdauer wird die Pessimistische PD angegeben. Sie darf auf keinen Fall überschritten werden und soll unter hundert Fällen nur einmal auftreten. Neben diesen drei Zeitspannen werden bei PERT üblicherweise für die Endereignisse und auch für die Zwischenereignisse Termine wie bei den anderen Verfahren festgesetzt. Als Wahrscheinlichkeitsverteilung für die Mittlere Dauer MD wird bei PERT eine Betaverteilung verwendet, die durch vier Parameter bestimmt ist, nämlich durch den Optimistischen Wert OD, den Pessimistischen Wert PD und den wahrscheinlichsten Wert HD und die willkürlich festgesetzte Varianz

$$\sigma^2 = \left(\frac{PD - OD}{6} \right)^2$$

Für die festgelegte Verteilung ist der Erwartungswert für die Vorgangsdauer gleich $1/6 (OD + 4HD + PD)$. In der Literatur wird mehrmals darauf hingewiesen, daß diese festgelegte Varianz, die eigentlich nichts anderes darstellt als unseren mittleren Fehler der Ausgleichsrechnung, günstiger durch eine Gammaverteilung festzulegen wäre. Gerade bei Netzplänen mit Tätigkeiten, für welche aufgrund von unkalkulierbaren Zuständen wie Witterung oder ähnliches, die Wahrscheinlichkeit der Genauigkeitsbestimmung einer Zeitangabe sehr gering ist, bietet das PERT Verfahren aufgrund seiner Verschiedenartigkeit der Zeitangaben keine größere Genauigkeit in den Ergebnissen.

Die Bestimmung der Varianzen der einzelnen Ereignistermine erfolgt durch Aufsummierung der Quadrate der Varianzen der Vorgangsdauern. An dieser Stelle findet sich das Fehlerfortpflanzungsgesetz für lineare Funktionen wieder. Bei der Berechnung der Varianzen für den frühestmöglichen und spätest zulässigen Ereignistermin nimmt man mit einiger Begründung an, daß die Zeiten der einzelnen Vorgänge stochastisch unabhängig sind. Aus dem zentralen Grenzwertsatz der Wahrscheinlichkeitsrechnung wird gefolgert, daß die Summe der Zeiten der einzelnen

Vorgänge längs des kritischen Weges, also insbesondere die Gesamtdauer des Projektes mit hinreichender Näherung für ein großes N normalverteilt ist. Die berechneten Pufferzeiten sind ebenfalls Erwartungswerte, gleich den Ereignisterminen. Der für ein Ereignis berechnete Puffer kann daher größer oder kleiner sein; die Errechnung der Pufferzeiten für die Ereignisse sind ebenfalls Zentralwert einer Normalverteilung. Soviel über die drei Methoden zur Aufstellung eines Netzplanes.

Nachdem man einen Netzplan in Struktur und Zeitangaben voll dargestellt und berechnet hat, erfolgt die Auswertung aufgrund kapazitiver und terminorientierter Gesichtspunkte. Bei Betrachtung der verschiedenen langen Pufferzeiten und des kritischen Weges bieten sich von selbst Vorgänge für Änderungen an. Von der Praxis werden in zweierlei Hinsicht Erweiterungen der Grundmodelle der Netzplantechnik gefordert. Einmal verlangt man, daß mit der Ablauf-Zeit-Planung auch eine Planung des Ressourceneinsatzes erfolgt. Wird dabei von den Kosten abgesehen, da die Kostenplanung in der Netzplantechnik gesondert betrachtet werden muß, so gibt es zur Zeit noch keine Methoden, die für ein solches Mehrsortenproblem zur Optimallösung führen. Wohl gibt es einige Methoden zur Ermittlung suboptimaler Lösungen, deren Diskussion aber diesen Rahmen sprengen würde.

Durch Abzug von Gerät oder Personal aus nichtkritischen Vorgängen und Einsatz derselben in arbeitsintensiveren und damit kritischen Arbeitsabläufen, lassen sich Verkürzungen im kritischen Weg und damit unter Umständen in der Gesamtdauer des Projektes erreichen. Bei solchen taktischen Schachzügen darf man aber nicht übersehen, daß dabei vielleicht kritische Phasen an anderen Stellen des Netzplanes entstehen können.

Eine zweite Möglichkeit der Veränderung des Zeitplanes ergibt eine Kapazitätsvermehrung, die eine dementsprechende Verkürzung der Gesamtprojektdauer nach sich zieht aber auch kostensteigernd wirkt.

Diese Änderung geschieht, indem die Einzelkosten auf eine Weise variiert werden, bis die Gesamtkosten des Projektes einen bestimmten vorher festgelegten Betrag nicht überschreiten, oder die bestmögliche Relation zwischen Kosten und Projektdauer durch eine Optimierung erreicht wird. In den letzten Sätzen habe ich versucht, die der Aufstellung eines Netzplanes nachfolgenden Probleme ganz kurz zu fassen. In der Terminologie der Operationsforschung werden diese Arbeiten als Kapazitäts- und Kostenanalyse bzw. Optimierung bezeichnet.

Habe ich bislang hauptsächlich nur die Theorie der Netzplantechnik zu vermitteln versucht, so steht nun die Frage im Raum, ob und inwieweit die Verwendung dieser Planungsmethoden für das Vermessungswesen überhaupt notwendig bzw. brauchbar ist.

Neue Hilfsmittel und Methoden des Ingenieurwesens und die damit notwendig gewordene Rationalisierung in allen und zwischen allen Fachbereichen benötigen naturgemäß auch ein modernes Kommunikationsmittel. Die Verantwortlichen eines Projektes sollen alle die gleichen Grundlagen für ihre Zeit- und Kapazitätsplanung zur Verfügung gestellt bekommen und damit auch etwas anfangen können. Es scheint daher auch für unser Fachgebiet der Zeitpunkt schon längst gekommen zu sein, dem Bauingenieur etwas über die Schulter zu schauen. Nachdem durch die Zusammenarbeit auf dem Ingenieurvermessungsbereich diese Möglichkeit leicht gegeben ist und bei großen Bauprojekten die Netzplantechnik nicht mehr wegzudenken ist, wird dieses Vorhaben nicht schwer sein. Verstärkt wird meine Ansicht durch die Tatsache, daß gerade in den letzten Monaten durch unsere Fachzeitschriften der Begriff der Rationalisierung und Optimierung geistert.

Die Netzplantechnik soll keine Fachrichtung sein, sondern von jedem Projektmitarbeiter beherrscht werden. Dann kann er konkrete Zeitangaben liefern und auch die für ihn wichtigen Informationen dem Netzplan entnehmen. Dieser Punkt erfordert aber eine gründliche Vorbereitung der Beteiligten.

Im Laufe der bisherigen Erklärungen fielen mehrmals die Worte Projekt in der Verbindung mit einem undefinierbaren Umfang. Die anfallenden Arbeiten in den Bereichen der Ingenieurgeodäsie werden meist kleiner und damit leicht überschaubarer Natur sein. Es wird sich daher nie auszahlen, für solche Miniprojekte eigene Netzpläne aufzustellen. Fast jeder Vermessungsingenieur hat sich für einzelne typische Arbeiten Ablauflisten zusammengestellt und diese seinen Mitarbeitern als roten Faden übergeben. Damit ist eine weitere Planung unnütz.

Über eine andere Aufgabe der Netzplantechnik habe ich aber bisher keine Aussage gemacht: Durch Zusammenfassen einzelner Netzpläne zu einem Übersichtsplan können alle laufenden Arbeiten, die von einer Dienststelle oder einem Vermessungsbüro in einem bestimmten Zeitraum zu bewältigen sind, mit einem Blick überschaut werden. Dieses Hilfsmittel dient vor allem zur besseren Kapazitätsplanung. So kann es z. B. bei geeigneter Aufstellung eines kapazitätsorientierten Netzplanes und bei laufender Überwachung der Tätigkeiten nie zu Leerläufen oder Überlastung von Zeichnern kommen. Außerdem ist sich bei Vorhandensein einer Arbeitsaufstellung dieser Form jeder Mitarbeiter über seine jeweilige Arbeit und die Zeiteinteilung dazu im klaren. Ein nicht zu unterschätzender Faktor bei einem reibungslosen Arbeitsablauf.

Das Aufstellen von Netzplänen für große vermessungstechnische Projekte, wie eine komplette Landesaufnahme, die Herstellung von Landkarten, Flurbereinigungsverfahren und ähnliches wird sich sicherlich lohnen; die Arbeit wird besser ablaufen, sie wird reibungsloser und wirtschaftlicher, wenn man vorgängig den Arbeitsablauf sauber durchdenkt und festhält. Man wird dabei bestrebt sein, die bestmögliche technische Lösung, das günstigste Arbeitsverfahren und die dazugehörigen Arbeitskräfte, Geräte, Instrumente und andere Hilfsmittel zu bestimmen. Für den Einsatz der Netzplantechnik in der Geodäsie gibt es schon einige Anwendungsbeispiele:

Eines davon, auf dem Sachbereich der Flurbereinigung, wurde vom Lehrstuhl für Kulturtechnik der ETH Zürich 1970 entworfen. Es wurde dabei ein struktureller Modell-Netzplan für die Grundstückzusammenlegung nach CPM aufgestellt. Dieser Netzplan sollte nur die Zusammenhänge und Abhängigkeiten der einzelnen Tätigkeiten darstellen, also vorwiegend zur Strukturanalyse der Grundstückzusammenlegung dienen. Die Autoren dieses Netzplanes erklären wörtlich: "Seine Verwendung als Zeitplan ist problematischer, da viele schwer erfaßbare Einflüsse, wie Verhandlungen, Einspracheerledigungen, behördliche Genehmigungsverfahren usw. keine exakte Zeitplanung im voraus erlauben."

Obwohl diese Gründe für die Einschränkung der Zeitanalyse nicht völlig von der Hand zu weisen sind, bin ich dennoch der Überzeugung, daß man mit der wesentlich geeigneteren MPM zumindest für Teilzeiten des gesamten Projektes Richtzeiten für die Ereignisse erhält. Nach jedem größeren Abschnitt kann man mit den geänderten Werten den Netzplan leicht auf einer elektronischen Datenverarbeitungsanlage durchrechnen lassen und erhält damit nicht nur eine gute Kontrolle, sondern auch einen Überblick über den weiteren Verlauf des Projektes. Die MPM gibt durch ihre verschiedenartigen Anordnungsbeziehungen auch hier die Möglichkeit, überlappende Tätigkeiten einfach darzustellen und insbesondere einzuhalten feste Termine für bestimmte Tätigkeiten, die oft durch das Gesetz sowie durch Verfahrensvorschriften festgelegt sind, berücksichtigen zu können.

Ein weiteres Beispiel stellt ein Forschungsauftrag, der von der TU Braunschweig im Jahre 1971 bearbeitet wurde, dar. Das Institut für Vermessungskunde führte aufgrund eines vorher aufgestellten Netzplanes, der sowohl strukturell als auch zeitmäßig durchdacht war, auf Island Messungen an einem Testnetz für Deformationsbestimmungen aus. Gefordert war eine suboptimale Lösung kombinierter Winkel- und Streckenmessungen mit den verschiedensten Instrumenten. Obwohl für die Aufstellung der einzelnen Vorgangsdauern nur geschätzte Werte zu-

grunde lagen, zeigte die praktische Ausführung nur relativ kleine Abweichungen davon. Bei der Zeitanalyse wurden grundsätzlich auch die Nebenzeiten, wie Verladen der Instrumente, Wegzeiten, Aufstellung und Signalisierung beachtet. Man konnte bei diesem Anwendungsversuch ganz eindeutig feststellen, daß der Einsatz der Netzplantechnik zu einem kontrollierten und zeitlich stark verkürzten Ablauf führt - die Einsparung betrug ca. 25 % des Außendienstes zu einer vor 15 Jahren ähnlich durchgeführten Vermessung. Als sehr zweckmäßig hat sich herausgestellt, daß der Netzplan in tageweise Abschnitte zerlegt wurde, um den jeweiligen Wetterbedingungen durch Ausführung von Strecken- oder Winkelmessungen bessere Anpassung bieten zu können.

Bei dieser Gelegenheit noch einige Worte über die psychologischen Auswirkungen, die ein bindender Netzplan auf die Mitarbeiter an einem Projekt zeigt. Die ersten negativen Reaktionen treten meist schon beim Aufstellen der Vorgangslisten mit den Zeitangaben für die einzelnen Vorgänge auf. Oft werden viel zu lange Zeitspannen angegeben, um später keine Schwierigkeiten beim zeitgerechten Fertigwerden zu haben. Sobald das Projekt angelaufen ist, fühlen sich die Beschäftigten andauernd in ihrer Arbeit durch das Damoklesschwert Netzplan gedrängt. Dieser Zustand hat zwei Folgen: Die eine ist die termingerechte Fertigstellung der Arbeit, die zweite eine generelle Ablehnung der totalen Planung. So positiv und gewinnbringend die erste Auswirkung ist, umso mehr Fingerspitzengefühl erfordert die Beseitigung der Vorurteile gegen eine genaue Planung eines Projektes oder des Arbeitsablaufes für einen bestimmten Zeitraum. Nur eine umfassende Aufklärung über die Ziele und Vorteile der Netzplanung kann hier Abhilfe schaffen.

Ich bin der Überzeugung, daß auch bisher mit den herkömmlichen Methoden fast immer gut geplant wurde, man aber in dem einen oder anderen Fall auch die neue Art zu planen einsetzen kann; die für jeden Mitarbeiter zugänglichen und auch verständlichen Ergebnisse werden sicherlich den Teamgeist heben. Ein Mittel, sich den modernen Arbeitsmethoden besser anpassen zu können, ist daher zweifellos die Netzplantechnik.

LITERATURVERZEICHNIS

- (1) BRANDENBERGER J., RUOSCH E.: Projektorganisation mit Netzplantechnik im Hoch- und Tiefbau
Verlag Stocker-Schmid, Dietikon-Zürich 1968
- (2) WILLE/GEWALD/WEBER: Netzplantechnik, Band I: Zeitplanung
Verlag R. Oldenbourg, München-Wien 1966
- (3) LOCKYER K.G.: Einführung in die Netzplantechnik
Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld 1968
- (4) GÖTZKE H.: Netzplantechnik, Theorie und Praxis
VEB Fachbuchverlag Leipzig 1969
- (5) SCHRADER B.: Beiträge zur Entwicklung der Elektronischen Datenverarbeitung in der Geodäsie
DGK Reihe C: Dissertationen Heft Nr. 160,
München 1971
- (6) WOLFF L.: Netzplantechnik (CPM) in Beispielen, Aufgaben, Lösungen; Einführung in die Praxis
Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld 1967
- (7) AUTORENKOLLEKTIV: Handbuch der Netzplantechnik
Verlag: Die Wirtschaft, Berlin 1970

Geowiss. Mitt. 1
1973, 125 - 126

DIE VERMESSUNGSTECHNISCHEN ARBEITEN
FÜR DAS NEUE HALLENSTADION

von

G. Schuster

Vortrag gehalten am 19. April 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen

Dipl.-Ing. Günter Schuster
Hochschulassistent am Institut für Landesvermessung
Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 25 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Auf dem Gelände des ehemaligen Radstadions in Wien entsteht zur Zeit eines der modernsten Hallenstadion Europas, eine Mehrzweckhalle mit einer Kapazität von ca 9 300 Sitzplätzen. Tragendes Element dieser Rundsichthalle (äußerer Durchmesser 120 m) sind die ca 25 m hohen, die Form eines gespannten Bogens aufweisenden 36 Fertigteilstützen, die durch zug- und bogenförmige Druckriegel verbunden werden. Die Einrichtung jeder der zunächst frei aufragenden Stützen innerhalb der geforderten Toleranzen war nun vornehmlichste Aufgabe der doch über den Bereich der täglichen Routinearbeit eines Vermessungsingenieurs hinausreichenden vermessungstechnischen Tätigkeit.

Zur Aufgabe standen:

- 1) Absteckung der Blockfundamente
- 2) Angabe der Lage für die im Becherboden einzubetonierenden Zentrierlager
- 3) Feststellung der Istwerte in Lage und Höhe. Die Erfassung der Exzentrizitäten in tangentialer Richtung war bei der Einrichtung der Stützen zur Beseitigung der achsialen Verdrehung erforderlich, das Auftreten von über der Toleranzgrenze liegenden Höhendifferenzen hätte entsprechende Maßnahmen vor Aufstellung der Stützen erforderlich gemacht.
- 4) Einrichtung der auf einem vorgegebenen Radius lagernden Stützen in radialer, tangentialer und achsialer Richtung.
- 5) Feststellung der tatsächlichen Lage der einzelnen Stützenköpfe in Bezug auf Mittelpunkt und Nachbarstütze.

Dem Umstand der erst späten Kontaktaufnahme mit den Vermessungsfachleuten ist es zuzuschreiben, daß die notwendigen Voraussetzungen fehlten, um die vom Planverfasser geforderten Genauigkeiten einzuhalten. Im Wesentlichen durften die für den Zusammenbau angegebenen Toleranzen nur zu einem geringen Teil durch die Vermessung ausgeschöpft werden. Der Einsatz von Distomat DI 10, Sekundentheodolit T 2 und des Zenit-Nadir-Lotes ZNL der Firma Wild ermöglichten nicht nur ein reibungsloses Einfügen der vermessungstechnischen Arbeiten in den vorgegebenen Arbeitsfluß, auch die erbrachten Ergebnisse lagen unter den im Zentimeterbereich festgestellten Eigenbewegungen der 22 m frei aufragenden Stützen.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 127 - 128

PLOTTEREINSATZ IN DER VERMESSUNGSKANZLEI

von

W. Frantz

Vortrag gehalten am 17. Mai 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen

Dipl. Ing. Walter Frantz

Hochschulassistent am Institut für Landesvermessung

Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 25 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Automatische Zeichenanlagen – kurz Plotter genannt – stehen seit mehreren Jahren in den verschiedensten Industrie- und Wirtschaftszweigen im Einsatz. Die Steigerung von Zeichengenauigkeit und -qualität bei gleichzeitiger Erhöhung der Zeichengeschwindigkeit machen den Plotter nun auch für den Einsatz in den Sparten des Vermessungswesens interessant, wo es gilt, die Automationskette "Messen-Rechnen-Zeichnen" zumindest was die Auswertung betrifft zu erweitern.

Nach einer grundsätzlichen Übersicht über die einzelnen Plattertypen wird etwas näher auf die Funktionsprinzipien der vorhandenen Gerätegruppen eingegangen, wobei versucht wird, die Vor- und Nachteile der verschiedenen Geräte für den Einsatz im Vermessungswesen herauszustreichen.

Weiters wird auf die Plottersteuerung eingegangen, wobei einander die beiden übergeordneten Möglichkeiten der Steuerung über einen Großrechner oder der Steuerung über eine MDV-Anlage gegenübergestellt werden.

Bekanntlich ist jedes computergesteuerte System nur so leistungsfähig wie die für seinen Betrieb vorhandene Software. An Hand einiger Beispiele wird aufgezeigt, welche Anforderungen an eine brauchbare geodätische Zeichensoftware gestellt werden müssen, um den Einsatz des Plotters rentabel gestalten zu können.

Nach einem Überblick über die derzeit vorhandenen Fabrikate auf dem Plottermarkt werden abschließend die Möglichkeiten des Plattereinsatzes im Vermessungswesen zur Diskussion gestellt, wobei der Schwerpunkt auf Rechner-Plottersysteme gelegt wird, die im Ausland schon mit Erfolg im Betrieb stehen und deren Einsatz auch für eine Vermessungskanzlei österreichischer Verhältnisse rentabel erscheint.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 129 - 130

ASTRONOMISCHE ORTSBESTIMMUNG

von

K. Bretterbauer

(Vortrag gehalten am 22. November 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.Ing. Dr. Kurt Bretterbauer, ordentlicher Professor, Vorstand des Institutes
für Höhere Geodäsie, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach einem kurzen historischen Überblick werden Wesen und Aufgaben der astronomischen Ortsbestimmung erläutert. Sodann wird versucht, die Instrumente und Verfahren der astronomischen Ortsbestimmung nach Genauigkeitskriterien in vier Klassen einzuteilen: Navigations-, Ingenieur-, Präzisions- und wissenschaftliche Methoden. Für alle vier Klassen werden der Zweck, die erreichbare Genauigkeit, die Beobachtungs- und Hilfsinstrumente und deren Kosten sowie der Zeit- und Personalaufwand angegeben.

Für den Einsatz auf Feldstationen wird der Methode der gleichen Höhen zur simultanen Bestimmung von Zeit und Breite der Vorzug vor den Standardmethoden der geodätischen Astronomie gegeben. Ihre Durchführung mit Hilfe des automatischen Nivellierinstrumentes ZEISS NI - 2 mit Prismenvorsatz wird eingehend erläutert. Computerprogramme für die Aufstellung des Sternprogrammes und die Ausgleichung der Beobachtungen werden vorgestellt und Vorschläge zur Automatisierung der Beobachtungen gemacht.

Zum Schluß wird über erste Ergebnisse von Versuchsmessungen zur Übertragung geodätischer Richtungen auf Stationen ohne Anschlußvisur berichtet. Die Methode stützt sich auf die simultane Beobachtung eines astronomischen Hilfszieles auf der Station ohne Anschluß und einer Referenzstation. Die Gleichzeitigkeit der Beobachtungen wird durch Sprechfunkverbindung erreicht. Die Methode erscheint ausbaufähig, zumal der erste Versuch, unter eher ungünstigen Verhältnissen, eine Differenz der übertragenen zu der aus Koordinaten gerechneten Richtung von nur 6" ergab.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 131 - 132

TYPENVERGLEICH DER MESSGENAUIGKEIT

von

K. Peters

Vortrag gehalten am 13. Dez. 1972
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen

Dr. Kornelius Peters

Hochschulassistent am Institut für Landesvermessung

Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße 25 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Nach den Genauigkeitsbegriffen der Meßtechnik, den Basiseinheiten des SI-Systems wird die Problematik meßtechnischer Unsicherheit an Hand der inneren Genauigkeit der Bestimmung physikalischer Konstanten und der Geschichte der inneren Genauigkeit der Lichtgeschwindigkeitsmessung beschrieben. Diese stieg in 300 Jahren um 6 Zehnerpotenzen von 10^{-1} auf 10^{-7} .

Die zum Kontrast angeführten sozioökonomischen Messungen zeigen Fehlerquellen, welche denen der bekannten geodätischen Messungen zumindest formal gleichkommen.

Betrachtet man verschiedenartige Sparten der Meßtechnik, kann man unabhängig vom Objekt feststellen, daß neben ausgesprochen teuren und aufwendigen Präzisionsmessungen zwischen 10^{-12} (Atomuhr) und 10^{-6} eine Häufungsstelle von ca 10^{-3} bis 10^{-5} auftritt, ob es sich nun um Polygonzüge, Eisenbahnfahrpläne, elektrische Daten oder Bierfaßeichungen handelt. Scharf davon heben sich einerseits die auch für Umweltschutz wichtigen Teile der Schall- und Lichtmessungen sowie andererseits auch die sozioökonomischen und verkehrstechnischen Messungen mit Umgangsgenauigkeiten von 10 % ab. Die Spannweite der gemessenen Größen schwankt von 62 Zehnerpotenzen (Masse des Elektrons - massereichste Gestirne) bis zu einigen Hunderten (sozioökonomische Messungen).

Der Vortrag wird in erweiterter Fassung im Heft 4 des Jahrgangs 1973 der ÖZfV erscheinen.

Geowiss. Mitt. 1

1973, 133 - 149

DER EINSATZ DES MITTELKLASSECOMPUTERS
ALS TERMINAL ZUR DATENBANK DES
BUNDESAMTES FÜR EICH- U. VERMESSUNGSWESEN

von

H. Plach

(Vortrag gehalten am 17. Jänner 1973
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studierrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Hans Plach, Hochschulassistent am Institut für Allgemeine
Geodäsie der Technischen Hochschule Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Dem Weitblick der Verantwortlichen des staatlichen österreichischen Vermessungswesens ist es zu danken, daß es heute bereits möglich ist, an die Schaffung einer Liegenschaftskataster- und Koordinatendatenbank zu denken. Die Ersterfassung der 12 Millionen Grundstücke auf Lochkarten begann im Jahre 1956 und konnte 1968 abgeschlossen werden. Im Rahmen des "Modellversuchs Wien" werden die ersten Terminals voraussichtlich anfangs 1975 Zugriff zu dieser Datenbank haben.

Die damit verbundenen Konsequenzen für den zukünftigen Benutzer dieses Informationssystems werden eingehend geschildert und die allgemeinen technologischen Zusammenhänge sowie die Arbeitsweise der Terminals mit den an sie im geodätischen Einsatz gestellten Anforderungen besprochen.

Für den Anwendungsbereich des Geodäten scheint unter diesen Gesichtspunkten eine gute Anlage der mittleren Datenverarbeitung mit entsprechenden Peripheriegeräten am besten geeignet zu sein. Damit ergibt sich die Möglichkeit, alle im eigenen Bereich anfallenden Aufgaben zu lösen, aber auch eine große Rationalisierung auf dem Zeichensektor (Plotter im on-line-Betrieb) oder Meßsektor (automatisch registrierende Tachymeter) durchzuführen. Der Ausbau des MDV-Computers zu einem intelligenten Terminal wird schließlich eine optimale Zusammenarbeit mit der in Zukunft existenten Liegenschaftskatasterbank gewährleisten. Welche Vorteile durch den Terminalbetrieb einer derartigen Maschinenkonfiguration beiden Gruppen des Vermessungsdienstes geboten werden können, ist heute noch nicht zu überblicken.

Anschließend an den Vortrag konnte mit Hilfe einer zu einem intelligenten Terminal ausgebauten Philips P 350 und einer IBM 370/50 (Datenbank für 3 Katastralgemeinden) ein einfaches Arbeitsmodell vorgeführt werden.

EINLEITUNG

Die Entwicklung auf dem Gebiet der Rechentechnik in der Geodäsie war in den letzten 20 Jahren geradezu stürmisch. Weltweite Pionierarbeit leistete dabei Österreich mit seinem staatlichen Vermessungsdienst, dem Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen.

Bereits 1955 kam es gemeinsam mit dem mathematischen Labor der Technischen Hochschule Wien zum ersten Computereinsatz auf dem Gebiete des Vermessungswesens im großen Stile.

Die Ersterfassung der 12 Millionen Grundstücke des österreichischen Liegenschaftskatasters auf maschinell lesbaren Datenträgern (Lochkarten) begann 1956 und wurde 1968 abgeschlossen. Heute sind diese Daten auf 40 Magnetbändern gespeichert und stellen die entscheidende Grundlage für den Aufbau der Liegenschaftskatasterbank dar. Um diese Arbeit richtig würdigen zu können, muß man bedenken, daß es auf der ganzen Welt kein Land gibt, das auf diesem Gebiete eine ähnlich umfassende Leistung vorweisen könnte.

Der private Vermessungsdienst konnte dieser Entwicklung wegen der fehlenden Computer der kleinen und mittleren Kapazität nicht folgen. Die speziell für Kommassierungsaufgaben entwickelte Maschine von Zuse, die Z11, war wegen ihrer technologischen Konzeption nur wenige Jahre am Markt. Erst ab dem Jahre 1965, mit dem Erscheinen des Olivetti Tischcomputers P101, konnte dieser Rückstand aufgeholt werden. Innerhalb weniger Jahre setzte sich diese Maschine, nicht zuletzt durch die von uns entwickelte geodätische Software, fast 100%ig durch. Die Leistungsgrenzen dieser Kleincomputer machten sich jedoch bald bemerkbar, was ungefähr ab 1970 zum Einsatz der sogenannten Mittelklasse-Computer (MDV) führte. (Philips P 350)

ABGRENZUNGEN UND FORDERUNGEN AN DIE ANLAGEN DER MDV

An dieser Stelle sei die Abgrenzung dieser tastenorientierten (Direkte Datenverarbeitung) MDV-Anlagen nach unten definiert. (Prof. L. J. Heichrich) (1)

Als Mindestanforderung müssen sie besitzen:

- 1) Eine Einrichtung zur Speicherung von Arbeits- und Programmdateien und zur Steuerung des Programmablaufes.
- 2) Eine elektronische Recheneinrichtung für alle vier Grundrechenarten.
- 3) Ein Druckwerk, das Daten in horizontaler und vertikaler Gliederung drucken kann.
- 4) Eine programmgesteuerte Endlosformulareinrichtung.
- 5) Die Möglichkeit der Impulsaufnahme für den Anschluß von Geräten zur automatischen Lesung von Programmträgern (bzw. Datenträgern).
- 6) Die Möglichkeit der Impulsabgabe für den Anschluß von Geräten zur automatischen Erstellung von Datenträgern.

Diese Definition der MDV-Anlagen wurde sichtlich nach den Erfordernissen im kommerziellen Einsatz erstellt. Für den Einsatz im technischen Bereich, speziell in der Geodäsie, ist es notwendig, einen weiteren Katalog von Forderungen anzufügen.

- 1) Eine Mindestspeicherkapazität von ungefähr 10 K Stellen bzw. 40.000 bit.
- 2) Einen Magnetkernspeicher mit möglichst kurzer Zugriffszeit
- 3) Völlig freie Programmierbarkeit - auch in der Maschinensprache
- 4) Eine möglichst einfache, problemorientierte Programmiersprache, welche die o. a. Mindestspeicherkapazität nicht belastet.
- 5) Ein schnelles und formatgerechtes Druckwerk.
- 6) Die Anschlußmöglichkeit beliebiger Peripheriegeräte (wie Magnetbandkassette, Plotter usw.)

- 7) Nachträglicher Ausbau zu einem intelligenten Terminal und
- 8) eine voll integrierte Programm-Bibliothek für den geplanten Einsatzbereich muß vorhanden sein.

Auf diesen erweiterten Forderungskatalog möchte ich näher eingehen. Die unter Punkt 1) angegebene Mindestspeicherkapazität von 10 K Stellen (oder rund 10.000 Ziffern) ist ein persönlicher Erfahrungswert, der sich auf meine eigene, langjährige Programmierstätigkeit und auf die Höhe der durchschnittlich verspeicherten Koordinatenmenge bezieht. (Philips P 350). Die heute oft angebotene Alternative der Verspeicherung von Koordinaten auf Magnetbandkassette kann wegen der zu großen Zugriffszeit nur für die externe und längerfristige Verspeicherung von Punkten verwendet werden.

Jedes in weiterer Folge anzuschließende Peripheriegerät benötigt zur Datensicherung und Verarbeitung zusätzlichen Speicherraum, der ebenfalls einkalkuliert werden muß.

Überdies ist es nach meiner Erfahrung notwendig, daß zur Datenverspeicherung ein sogenannter Magnetkernspeicher vorhanden ist. Gute Programmsysteme setzen einen raschen Zugriff zu einer größeren Menge von gleichzeitig verspeicherten Punkten voraus, die durch keinerlei ungewollte Ereignisse gelöscht werden dürfen. In einem Teil der sogenannten modernen Computer werden zur Verspeicherung von Daten integrierte Schaltkreise verwendet, die bei jeder zu großen Stromschwankung oder beim gänzlichen Ausfall des Stromes ihre Information verlieren. Bedeutet der Verlust des Speicherinhaltes nur das nochmalige Laden des Programms und die nachfolgende Berechnung eines einzigen oder weniger Punkte, so ist diese Speichertechnologie, schon wegen ihrer Billigkeit, allen anderen vorzuziehen. Gehen aber die Koordinaten vieler Punkte, vielleicht die Rechenarbeit mehrerer Stunden, verloren, sieht die Sache ganz anders aus. Viele "uneigennützig" Verkäufer bieten als Ausweg die sofortige Verspeicherung aller Koordinaten nach deren Berechnung auf Magnetbandkassette an, was rechentechnisch und zeitmäßig

kaum mehr zu verantworten ist. Eine derartige Maschinen- und Programmkonfiguration wäre der uns allen bekannten P101 mit ihrem langsamen Laufzeitspeicher kaum wesentlich überlegen.

Wichtig ist auch die Frage nach der Wortgröße. In der Geodäsie und im Straßenbau, wo Entfernungen mit Millimetergenauigkeit bis zu einer Größe von 10 bis 20 Kilometer berechnet werden, sind 16-stellige Worte (64 bit) geradezu eine selbstverständliche Forderung.

Die Punkte 3) und 4) der obigen Forderungen stehen ebenfalls in engem Zusammenhang. Einerseits ist es unbedingt notwendig von einer MDV-Anlage im technischen Einsatzbereich eine Art problemorientierter Sprache zu verlangen, andererseits ist es gerade für den Einsatz in der Geodäsie ein Unding darunter vielleicht "Fortran" zu verstehen. Jede höhere problemorientierte Programmiersprache benötigt zu ihrer Übersetzung in die Maschinensprache einen Compiler, der von unserer geforderten, bescheidenen, weil andernfalls teuren, Speicherkapazität mindestens 50% belegen würde. Selbstverständlich könnten damit die notwendigen Anwenderprogramme einfacher und schneller erstellt werden. Die Forderung nach freier Programmierbarkeit zum Zwecke der Erweiterung und Modernisierung der vorhandenen Programmbibliothek könnte leichter geschehen. Die echten Vorteile jedoch würde nur der Programmierer in Anspruch nehmen, und jeder einzelne Maschinenbesitzer müßte sie teuer bezahlen. Nur bei der Verarbeitung laufend verschiedener Programme ist dieses System von Vorteil; kaum jedoch in der Geodäsie. Einschlägige Erfahrungen zeigen, daß in Maschinensprache geschriebene Programme um mehr als 30% kürzer sind als solche mit "Fortran" erstellte.

Durch die Diskrepanz zwischen Rechenzeit und Ausgabe-(Druck-)zeit ist eine weitere Forderung nicht unwesentlich. Es ist sinnlos, für Computer der direkten Datenverarbeitung noch schnellere Rechner zu fordern, wenn die Verarbeitungsgeschwindigkeit ausschließlich von der Eingabegeschwindigkeit abhängt. Sie soll jedoch nicht von der Druckgeschwindigkeit, wie es bei der Ausgabe über elektrische Schreibmaschi-

nen (10 bis 12 Stellen pro Sekunde) geschieht, beeinflußt werden. Bei solchen Systemkonfigurationen beträgt z. B. die Rechenzeit für einen Polarpunkt ungefähr 0,5 Sekunden, seine Niederschrift dauert jedoch fast zehn Mal so lange. Die Zeitersparnis durch einen schnelleren Drucker bedeutet nicht nur kürzere Einschaltzeiten der Maschine, sondern auch einen entscheidend geringeren finanziellen Aufwand für die Bedienungskraft. Summiert man diesen Zeitverlust über die durchschnittliche Verwendungsdauer eines derartigen Computers (5 bis 10 Jahre), so rechtfertigt sich damit vielleicht noch kein eigener Zeilendrucker, wohl aber ein Druckwerk mit ungefähr 40 bis 60 Zeichen pro Sekunde. Für einige ausgabeintensivere Programme, wie z. B. die Massenberechnung und die Gradientenberechnung im Straßenbau, sind doppelte Formularführungen (2xA4 o. ä.) unbedingt notwendig. Überhaupt darf, wegen des Wunsches nach abgabereifen Ausdrucken, die Forderung nach einem möglichst komfortablen Druckwerk nicht übersehen werden.

Die Anschlußmöglichkeit beliebiger Peripheriegeräte wird immer mehr zu einem entscheidenden Kriterium bei der Auswahl eines MDV-Computers. Durch den technologischen Fortschritt auf dem Gebiete des Meßgerätebaus werden in Zukunft immer mehr selbstregistrierende Entfernung- und Winkelmeßinstrumente Verwendung finden. (Reg. Elta, Geodimeter u. s. w.). Um einen sicheren und optimalen Datenfluß zu erreichen, müssen diese Datenträger ohne Schwierigkeit verarbeitet werden können. Die Entwicklungstendenz auf diesem Gebiete wird sich in Zukunft vom Lochstreifen zur Magnetbandkassette verlagern. In diesem Zusammenhang ist natürlich die Kompatibilität dieses Externspeichers besonders wichtig. Der Großteil aller europäischer Computerfirmen hat sich im Dokument ECMA 34 auf eine gemeinsame Norm geeinigt. Viele der heute auf dem Markt angebotenen Kleincomputer amerikanischer Herkunft verwenden andere Betriebssysteme. Ebenfalls auf einen für den Geodäten sehr wesentlichen Rationalisierungsgebiet, dem automatischen Zeichnen, werden die o. a. Peripheriegeräte im off-line-Betrieb besondere Bedeutung erlangen. Noch wichtiger wird die on-line-Verbindung zwischen Com-

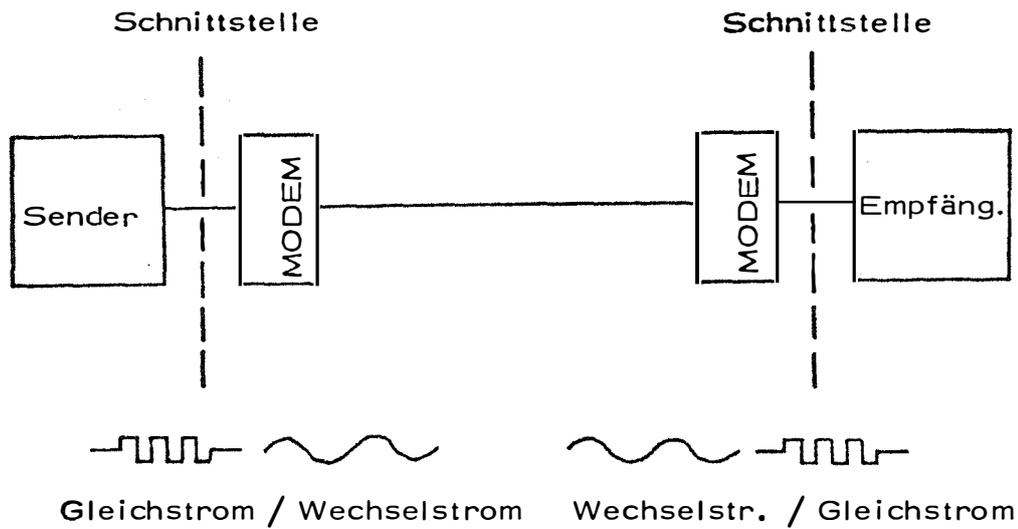
puter und Zeichenmaschine werden. Von den heute angebotenen MDV-Anlagen sind jedoch nur wenige dafür geeignet.

Mit der Schaffung einer österreichischen Liegenschaftskataster- und Koordinatenbank wird für viele MDV-Benützer der nachträgliche Ausbau ihres Computers zu einem intelligenten Terminal besonders wichtig sein. Wie Sie den Worten unseres Kollegen Zimmermann vor einer Woche entnehmen konnten, wird am Aufbau dieser Datenbank bereits gearbeitet, und in wenigen Jahren werden die ersten Terminals angeschlossen sein. Für uns Geodäten ist es jetzt höchste Zeit, daß wir uns mit der Arbeitsweise und den Problemen eines Terminals auseinandersetzen.

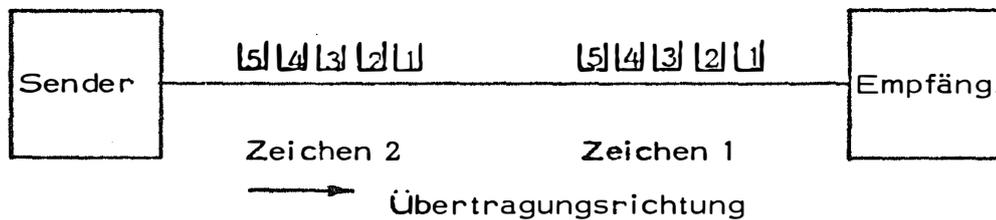
ARBEITSWEISE EINES TERMINALS

Ein Terminal ist eine dezentrale Datenein- und ausgabestation einer EDV-Anlage, in der einfachsten Form ein Fernschreiber. Er ist in der Lage, gesammelte Daten mit Hilfe einer alphanumerischen Tastatur an den Computer weiterzuleiten oder deren Ergebnisse zu empfangen und in Klarschrift bzw. auf Datenträger auszugeben.

Die Verbindung zwischen den einzelnen Terminals und der Großanlage (bzw. Datenbank), die Übertragungsleitung, kann eine Telegraphie-(Fernschreib-) oder eine Telefonleitung sein. Telegraphieleitungen erlauben eine Übertragungsgeschwindigkeit von 50 Baud (1 Baud = 1bit/sec.), Telefonleitungen eine solche von 1200 - 4800 Baud. Wenn nicht eine geeignetere Standleitung zur Verfügung steht, beträgt in Österreich bei normalen Wahlleitungen die gesicherte Übertragungsgeschwindigkeit 1200 Baud. An beiden Enden der Übertragungsleitung sind zur Umformung der Datenimpulse Modems (Modulator bzw. Demodulator) vorgeschaltet.



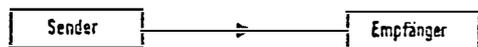
Die Übertragung erfolgt bit-seriell, d. h., die einzelnen bits eines Zeichens werden nacheinander übertragen. Ihre Verschlüsselung ist frei wählbar, geschieht jedoch normalerweise im ISO-7bit oder 8bit-Code. (Internationale Standardorganisation).



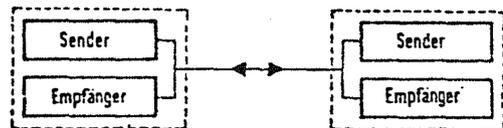
Bezüglich der Übertragungsrichtung gibt es verschiedene Leitungsarten.

Die Simplexleitung erlaubt nur das Senden in einer Richtung, die Halbduplexleitung ein wechselseitiges Senden und Empfangen und die Duplexleitung erlaubt das gleichzeitige Senden in beiden Richtungen.

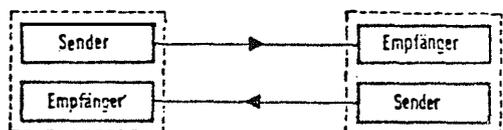
Simplex (Einwegbetrieb)



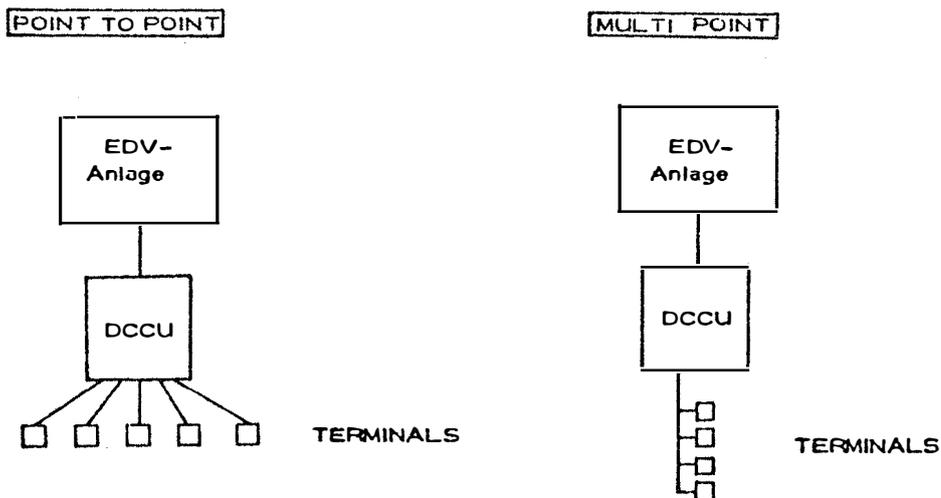
Halb- oder Semiduplex (Wechselbetrieb)



Voll duplex (Gegenbetrieb)

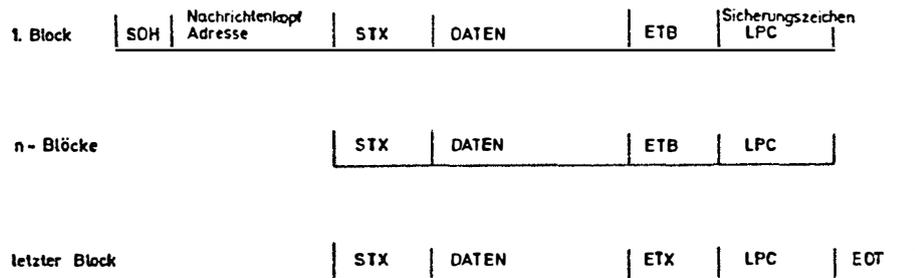


Da die elektronische Datenverarbeitungsanlage nicht in der Lage ist, die einzelnen Zeichen bit-seriell direkt zu senden bzw. zu empfangen, muß zwischen dem Rechner und der Übertragungsleitung eine Datenübertragungssteuereinheit (Line Adapter , DCCU) dazwischen geschaltet werden. Seine Aufgabe besteht im Zusammenfassen und Weiterleiten der Daten, in ihrer Kontrolle durch das Errechnen und Überprüfen der "Parity Checks", im Setzen bzw. Auswerten von Steuerzeichen, im "Scanning", der regelmäßigen Abfrage der Leitung nach anstehenden Nachrichten, im "Polling", der Adressierung der einzelnen Terminals, wenn mittels einer Leitung mehrere Terminals (Point to point oder Multipoint) versorgt werden und in weiteren Leitungskontrollen.



Besondere Sorgfalt ist auf die Sicherheit der Übertragung zu legen, da sich Störungen auf die Übertragungsleitung nicht vermeiden lassen. Aus diesem Grunde fügt man außer dem Prüfbit je Zeichen noch ein Sicherheitszeichen (Parity Check) je Nachricht hinzu. Dieses Prüfzeichen ergänzt die Anzahl aller bits mit einer bestimmten Wertigkeit auf eine gerade oder ungerade Anzahl. Der Empfänger errechnet nach demselben Algorithmus das Prüfzeichen und vergleicht die beiden. Mit Hilfe des Prüfbits je Zeichen und des Prüfzeichens je Nachricht lassen sich erfahrungsgemäß mit fast hundertprozentiger Sicherheit alle auftretenden Fehler entdecken.

Stellt der Empfänger einen Fehler in der Übertragung fest, so veranlaßt er den Sender zum erneuten Übertragen der Nachricht bzw. des Datenblocks. Ein Beispiel zeigt die Verwendung von zusätzlichen Steuerzeichen innerhalb einer Nachricht im ISO 7-bit-Code (7 Datenbits und 1 Prüfbits), welche die Übertragungssicherheit ebenfalls erhöhen.



Dabei bedeuten die Abkürzungen der Steuerzeichen:

- SOH - Start of header (Beginn des Nachrichtenkopfes)
- STX - Start of text (Beginn des Textes)
- ETB - End of transmission block (Endes des Übertragungsblocks)
- ETX - End of text (Endes des Textes)
- EOT - End of transmission (Ende der Übertragung)
- LPC - Longitudinal Parity Check

Aus den angekommenen Datenzeichen bildet auch der Empfänger ein Sicherheitszeichen (LPC) und vergleicht es mit dem empfangenen Zeichen. Bei Gleichheit (fehlerfreier Empfang) sendet die DCCU zum Sender das Steuerzeichen

ACK - Acknowledgement
(pos. Rückmeldung)

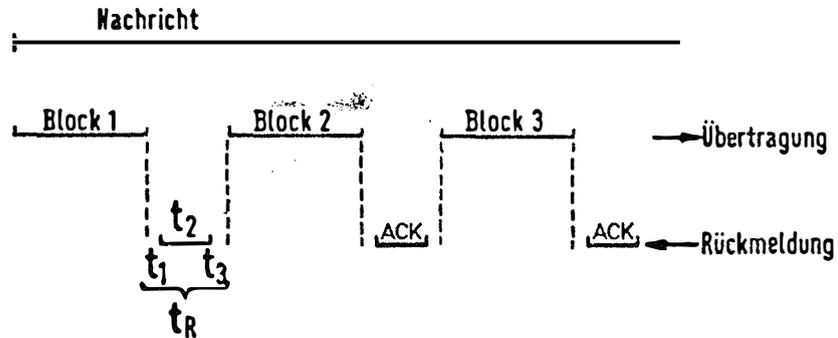
und bei Ungleichheit das

Steuerzeichen

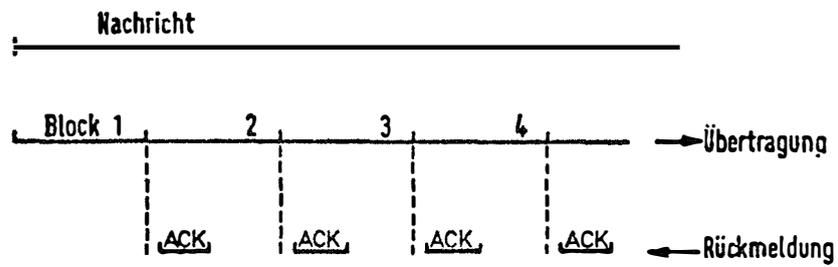
NAK - Negative Acknowledgement
(neg. Rückmeldung)

Empfängt der Sender das Zeichen NAK, dann wiederholt er den letzten Übertragungsblock. Wenn nach n-Wiederholungen einer Übertragung nicht das Steuerzeichen ACK erscheint, wird die Übertragung abgebrochen und vom intelligenten Terminal eine entsprechende Fehlermeldung erzeugt.

Rückmeldung in einer Halbduplexleitung



Rückmeldung in einer Vollduplexleitung



Die Fehlerbehebung geschieht also bei Halbduplexbetrieb im wechselweisen Senden und Quittieren. Im Simplexbetrieb ist die Fehlerbehebung nur durch Mehrfachübertragung möglich, im Vollduplexbetrieb erfolgt gleichzeitiges Senden und Quittieren der gesamten Daten.

Man unterscheidet zwei Arten von Terminals.

Das unintelligente Terminal (z. B. Fernschreiber), welches in der Regel nur Datenzeichen senden oder auf empfangene Datenzeichen reagieren kann, und das intelligente Terminal, das eine eigene Verarbeitungslogik besitzt. Sein flexibler Pufferspeicher erlaubt die Zwischenverspeicherung einer Nachricht noch bevor sie gesendet wird. Er ermöglicht auch bei Übertragungsfehler das mehrmalige Senden bzw. Empfangen einer Nachricht und garantiert die optimalste Ausnutzung der vollen Übertragungsgeschwindigkeit.

Die Verarbeitungslogik des intelligenten Terminals erlaubt eine individuelle Verarbeitung der von der EDV-Anlage übersandten Nachricht. Das spezielle Anwenderprogramm im intelligenten Terminal bestimmt, was mit der empfangenen Nachricht zu geschehen hat.

ANFORDERUNGEN AN EIN TERMINAL FÜR DEN GEODÄTISCHEN EINSATZ

- 1) Intelligentes Terminal (z. B. ein MDV-Computer)
- 2) Freie Programmierbarkeit (auch des Betriebssystems)
- 3) Tele-Processing Software muß vorhanden sein
- 4) Schnelle Ein- und Ausgabegeräte (z. B. Magnetbandkassette)
- 5) Leistungsfähiger Line Adapter (volle Ausnutzung der Leistungskapazität)

Die heute in der geodätischen Rechenpraxis im Einsatz stehenden Tischcomputer sind trotz ihrer teilweisen Terminalfähigkeit nur in den seltensten Fällen anschließbar. Für jede dieser Anlagen müßte im EDV-Zentrum ein spezieller Line Adapter installiert werden, was abgesehen von der sehr großen Übertragungszeit und den hohen Betriebskosten kaum möglich ist. Die Verwendung eines unintelligenten Terminals scheitert ebenfalls aus diesen Gründen. Schließlich erhebt sich noch die Frage, ob dann eine dafür konzipierte Software in der EDV-Anlage zur Verfügung stehen wird.

Wie aus allen bisher Gesagten zu ersehen ist, werden nur elektronische Rechner vom MDV-Computer (z. B. Philips P 350) aufwärts in der Lage sein, alle heute und zukünftig an sie gestellten Aufgaben zu leisten. Ein geeigneter und ausbaufähiger MDV-Computer löst heute fast alle im eigenen Bereich anfallenden geodätischen Rechenoperationen, erlaubt morgen einen großen Rationalisierungsschritt auf dem Zeichensektor (Plotter im on-line-Betrieb) oder Meßsektor (automatisch registrierende Tachymeter) und in weiterer Zukunft den optimalen Zugriff zur Datenbank.

Eine sehr wichtige Tatsache wird leider fast immer zu wenig berücksichtigt. Der Aufbau einer derartigen Hardware-Konfiguration verlangt keine sofortige und damit fast unmögliche Investition. Die einzelnen Ausbaustufen verteilen sich nach Dringlichkeit und finanzieller Möglich-

keit auf mehrere Jahre. Auch die Angst vor der zu schnellen Veralterung des eigenen Computers ist nach Berücksichtigung der angeführten Forderungen für lange Zeit unbegründet. Die notwendigen, passenden Zusatzgeräte sowie die entsprechenden Services müssen von der Erzeugerfirma auch noch nach Jahren garantiert werden, was sicherlich nicht immer der Fall sein wird.

WIE KÖNNTE DIE ARBEITSWEISE IM TERMINALBETRIEB AUSSEHEN?

Vor der eigentlichen Feldaufnahme läßt sich der Sachbearbeiter über das Terminal die Grundstücksdaten der betreffenden Parzellen ausdrucken. Anschließend verlangt er die Niederschrift aller Koordinaten, die im vorgegebenen Gebiet vorhanden sind sowie die Festpunktskoordinaten eines entsprechend erweiterten Bereiches. Beinhaltet die vorhandene Systemkonfiguration bereits einen Plotter, läßt er sich diese Daten kartieren bzw. zeichnen. Mit diesen Unterlagen kann er die erforderliche Feldarbeit normalerweise bereits planen und durchführen.

Vor der eigentlichen Berechnung könnten die dazu notwendigen Ausgangskordinaten in den eigenen Computer wieder eingegeben oder neuerlich aus der Datenbank abgerufen werden. (Kontrolle).

Nach Durchführung der kompletten Rechenarbeiten und nach Fertigstellung des Teilungsausweises werden die neuen Koordinaten bzw. Grundstücksdaten mittels des Terminals in die Datenbank übertragen. Selbstverständlich können diese neuen Daten nicht direkt in den Großspeicher, sondern in einen speziellen Pufferspeicher gelangen, wo sie so lange gespeichert bleiben, bis der staatliche Vermessungsdienst (VA) und das Grundbuch die endgültige Übertragung in den Hauptspeicher veranlassen.

Dieser Datenfluß bedingt jedoch die Zusammenarbeit zwischen dem staatlichen Vermessungswesen und der Justizverwaltung (Grundbuch).

Man wird sich endlich entschließen müssen, nur mehr ein einziges Liegenschaftskatasterverzeichnis (Liegenschaftskatasterbank), das natürlich beiden Bereichen genügen muß, evident zu halten. Der zu erwartende volkswirtschaftliche Gewinn wäre sehr groß! *)

Die juridischen Einwände bezüglich der Datenabsicherung gegen Unbefugte sind technologisch gesehen unbegründet. Kein heute geführtes Grundbuch kann gegen Veränderungen so gut geschützt werden wie eine Datenbank. Außerdem ist es letztlich die Urkundensammlung, die im Streitfalle entscheidet und die Sicherheit dieser Sammlung soll wie bisher gewahrt bleiben.

SCHLUSSFOLGERUNGEN

Wenn, wie geplant, in zehn Jahren die komplette Liegenschaftskatasterbank ihren vollen Rationalisierungseffekt erzielen soll, müssen bis dahin alle Vermessungs- und Grundbuchsämter sowie ein großer Teil aller Zivilingenieurbüros und Notariatskanzleien mit Terminals ausgestattet sein. Die dafür erforderlichen Investitionen im staatlichen und privaten Sektor bedeuten heute noch eines der schwierigsten Probleme. Der echt zu erwartende volkswirtschaftliche Gewinn ist in allen seinen Konsequenzen überhaupt noch nicht abzusehen und würde eine besondere staatliche Unterstützung sicherlich rechtfertigen.

Aus der großen Menge der zu erwartenden Vorteile seien nur einige andeutungsweise erwähnt.

Der Liegenschaftskataster könnte vereinfacht und seine Evidenzhaltung wesentlich beschleunigt werden. Die angestrebte Zentralisierung, d. h., Verringerung der Anzahl der Vermessungs- und Grundbuchsämter, ist damit ohne größere Schwierigkeiten möglich.

*) Zur Realisierung dieses Vorhabens wurde beim Bundeskanzleramt eine "Projektgruppe Grundstücksdatenbank" bereits eingerichtet.

Der heute so aufwendige Parteienverkehr könnte weiterhin dezentral jedoch schneller und effektiver abgewickelt werden.

Für die einzelnen Ingenieurbüros bedeutet die Liegenschaftskatasterbank die sofortige Zugriffsmöglichkeit zu allen evidenten Katasterdaten und Punktkoordinaten. Wie schon erwähnt, beträgt die Übertragungsgeschwindigkeit 1200 Baud. Das bedeutet bei einer durchschnittlichen Fehlerrate (Mehrfachübertragung) die Übertragung aller Daten eines Grundstücks einschließlich des Besitzers und Anschrift in rund einer Sekunde. Und das vollständig und fehlerlos. Hier sei vor allem an die Reservierung von Grundstücksnummern, an die Fortführungshinweise, an die Zuteilung der Koordinatennummern oder überhaupt an die vorläufige Verspeicherung aller noch nicht durchgeführten Teilungspläne gedacht. Um alle Vorteile für beide Seiten möglichst optimal auszunutzen, bedarf es echter und konstruktiver Zusammenarbeit zwischen den öffentlichen und privaten Vermessungsstellen.

Kann dieses große Vorhaben der Schaffung einer österreichischen Liegenschaftskatasterbank mit allen seinen Konsequenzen in wenigen Jahren verwirklicht werden, wird es dem Ansehen des österreichischen Vermessungswesens im In- und Ausland zur großen Ehre gereichen.

LITERATURVERZEICHNIS

- (1) HEINRICH, L. J.: Mittlere Datentechnik
Verlagsgesellschaft Rudolf Müller, Köln-Braunsfeld, 1972
- (2) MARSAL, D.: Kleincomputer
Carl Hansen Verlag, München, 1972
- (3) MÜLLER/HAAS: Elektronische Datenverarbeitung im Bau- und
Vermessungswesen
1. und 2. Teil
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1971

Geowiss. Mitt. 1
1973, 151 - 170

NATÜRLICHE MASSENBEWEGUNGEN AUS DER SICHT DES
GEODÄTEN

von

F. Brunner

(Vortrag gehalten am 7. Februar 1973
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.Ing.Dr. Friedrich Brunner, Hochschulassistent am Institut für
Geophysik, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße
27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Den Geodäten betreffen die natürlichen Massenbewegungen hauptsächlich durch die drei folgenden Gründe:

1. Die Verfassung von Lage- und Höhenplänen von Bewegungsgebieten erfordert vom Geodäten ein gutes Verständnis für die natürlichen Massenbewegungen.
2. Durch die natürlichen Massenbewegungen verlieren vielfach die Fixpunkte der Geodäten ihren Charakter des Fixseins und verändern dadurch im Laufe der Zeit ständig ihre Koordinaten.
3. Der Geodät wird herangezogen, wenn es darum geht, Hangbewegungen zu messen.

Ohne das rechte Verständnis für die Naturereignisse, inklusive der auslösenden Ursachen, wird der Geodät allerdings nicht den Platz einnehmen können, der seiner verantwortungsvollen Aufgabe zukommt. Im ersten Teil des Vortrages wird daher der Versuch unternommen, eine phänomenologische Übersicht über die wichtigsten natürlichen Massenbewegungen zu geben. Besondere Beachtung bei dieser Zusammenstellung wurde der Geschwindigkeit der Bewegungsabläufe zugemessen, um die Möglichkeit einer geodätischen Vermessung der Bewegungswerte von vornherein im Auge zu behalten.

Anknüpfend an diese phänomenologische Zusammenstellung werden die wichtigsten geodätischen Gesichtspunkte herausgearbeitet und besprochen. Als Beispiel einer Bewegungsmessung wird die Vermessung des Talzuschubes "Lesacher Riegel" in Osttirol vorgestellt. Die Nullmessung der Bewegungsmeßpunkte wurde im Sommer 1972 vom Institut für Geophysik ausgeführt. Die, bei dieser Vermessung aufgetretenen, stark negativen Refraktionskoeffizienten der hangparallelen, gegenseitigen Zenitdistanzbeobachtungen werden als interessantes geodätisches Teilresultat dieser Arbeiten hervorgehoben.

EINLEITUNG

Was versteht man eigentlich unter der Bezeichnung "Natürliche Massenbewegungen"? Ganz allgemein würde man darunter alle, durch Kräfte verschiedenster Art bewegten Massen wie Wasser, Erde, Fels und Eis verstehen. Doch wurden einige dieser Bewegungsgruppen durch die rasche Entwicklung der Geomorphologie als der übergeordneten Wissenschaft, der diese Themen zugeordnet sind, so ausgebaut und spezialisiert, daß man die Gletscher- oder Eismassenbewegungen und auch die reinen Bewegungen des Wassers abtrennen mußte. Auch die Massenbewegungen auf der Erdoberfläche, die durch tektonische Kräfte in horizontaler und vertikaler Richtung erfolgen - ganz zu schweigen von den Bewegungen, die ganze Kontinente erfassen - werden im allgemeinen nicht zu den natürlichen Massenbewegungen gezählt. Es verbleibt daher, die natürlichen Massenbewegungen in Fels und Lockergesteinen zu besprechen. Dazu zählen in einer ersten Nennung die Felsstürze, die Erdrutsche, das Bodenkriechen und das Bodenfließen. Um die Definition weiterzuführen, werden unter den natürlichen Massenbewegungen die Verlagerungen von Fels- und Lockergesteinsmassen in einer von der Vertikalen abweichenden Richtung verstanden, d.h. es soll neben einer vertikalen auch unbedingt noch eine horizontale Bewegungskomponente vorhanden sein. Die Bewegungen mit ausschließlich vertikaler Bewegungskomponente nennt man Setzungen, und diese bilden ein ganz spezielles, separates Sonderkapitel. Ein Gebiet, das zwar von den Geodäten besonders intensiv durch Senkungs- und Setzungsmessungen betreut wird, hier aber im folgenden nicht näher behandelt werden soll.

Auf jede Erdmasse an der Erdoberfläche wirkt ständig die Schwerkraft mit vorgegebener Richtung und Größe als allgegenwärtige und allgemeinste Triebfeder aller Massenbewegungen. Hinzu kommt als wichtigstes Agens das Wasser, das mit verschiedenen Druckhöhen als Poren- oder Bergwasser angreift, als Lösungsmittel und immer auch als Transportmittel arbeitet und bei fast allen Massenbewegungen als auslösendes Moment erkannt werden muß.

Das Ergebnis jeder Erdmassenbewegung ist eine brechende oder bildsame Verformung des Geländes. Daher stehen die Massenbewegungen immer in enger Beziehung zur geomorphologischen Entwicklung einer

Gegend. Dort wo Wasserläufe oder Gletscher die Hänge übersteilt haben, versuchen diese, durch Massenverlagerungen ihre Form wieder der Standfestigkeit der Gesteine anzupassen. Diese Anpassungsvorgänge erstrecken sich über die gesamte Größenskala von kleinen, kaum beachteten Erdbewegungen bis zu vielen Millionen Kubikmetern bewegten Materials als Katastrophen mit vielen Toten. Natürlich waren es gerade diese gewaltigen, über die ganze Welt verbreiteten Schäden, die zur Erfassung der Ursachen dieser Massenbewegungen angeregt haben.

ERSCHEINUNGSFORMEN DER NATÜRLICHEN MASSENBEWEGUNGEN

Wendet man sich, ohne einer strengen Einteilung zu folgen, nun den einzelnen Erscheinungsformen der Massenbewegungen zu, so läßt eine sorgfältige Inspektion eines Hanges immer Anzeichen von oberflächennahem Kriechen des Bodens erkennen. Im Zusammenhang mit Hangbewegungen versteht man unter Kriechen, dem einfachen Sprachgebrauch folgend, eine langsame Bewegung. Oberflächliches Kriechen umfaßt die ungefähr 3 m dicke oberflächennächste Bodenschicht und hat in jahreszeitlichen Temperatur- und Feuchteschwankungen seine Ursachen. Das Zusammenwirken der hangparallelen Komponente der Schwerkraft und der Wechsel von Expansion und Kontraktion bewirkt immer eine hangabwärts gerichtete Bewegung der Erdmassen. Oberflächliches Kriechen ist auch für Nichtfachleute an talwärts geneigten Monumenten, Bäumen, Pfählen und Telegrafmasten zu erkennen. Diese Rotation entsteht dadurch, daß sich tiefere Schichten weniger schnell als oberflächennahe Schichten talwärts bewegen. Im Fels bei steil einfallenden Schichtköpfen kann dieser Mechanismus das Umbiegen der Schichtköpfe (Hakenwerfen) zur Folge haben. Dies erfolgt vor allem dann, wenn die Überlagerungsdecke des Bodens nicht größer als die Eindringtiefe der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen ist.

Auch auf Schutthalden unterhalb von Bergwänden können Bewegungen beobachtet werden, die ganz allgemein als Talus-Kriechen bezeichnet werden. Eine Kombination der Verdichtungsbewegung des Materials mit einer hangabwärts geneigten gravitativen Bewegung gilt zur Zeit als mechanische Bewegungserklärung. Allerdings ist diese Erklärung theoretischer Natur und kaum durch tatsächliche Bewegungsmessungen auf

Schutthalden begründet.

Bewegungen mit Kriechgeschwindigkeit bleiben aber nicht nur auf die oberflächennahe Zone beschränkt. Man kennt auch die Erscheinungsform des tiefen Massenkriechens. Das tiefe Massenkriechen kann nicht durch jahreszeitliche Temperaturschwankungen erklärt werden, sondern ist nur aus der Rheologie des Materials zu verstehen, wobei der Motor dieser Bewegung natürlich die Schwerkraft ist. Als Ursachen, die zu solchen Bewegungen führen, sind die postglazialen Umstände zu nennen, die die Stabilität der Talflanken besonders geschwächt hatten. Die Gletscher hatten das Profil der Täler übersteilt ausgehobelt und die oberflächennahen, aufgelockerten und entspannten Schichten entfernt, gleichzeitig aber auch die steilen Flanken gestützt. Durch den Rückgang der Gletscher in der postglazialen Zeit blieben die übersteilten Hänge ungestützt stehen und mußten sich daher den neuen Bedingungen durch Neuordnung der Massen, eben den besprochenen Massenbewegungen, die oft noch bis heute andauern, angleichen.

In einer Arbeit des Institutes für Geophysik (BRÜCKL u. SCHEIDEGGER, 1972) wurde das morphologische Bild und der Bewegungsprozess eines Talzuschubes mit vier verschiedenen rheologischen Modellen verglichen. Es zeigte sich im Verlauf der Untersuchung, daß nur das rheologische Modell einer viskösen Flüssigkeit, deren Viskosität mit der Zeit abnimmt, mit den Naturbefunden in Einklang steht.

Für das tiefe Massenkriechen existieren mehrere Bezeichnungen, deren Relation zur Bewegung selbst die Abb. 1 erläutern soll. Die schraffiert dargestellte Fläche ist jene Zone, die von der tiefgreifenden Bewegung erfaßt wird. In Zone A herrschen Zugspannungen und es entstehen jene Anrisse, die AMPFERER (1939) "Bergzerreißen" genannt hat. In Zone C, am Fuße des Berges herrscht Kompression und es wölben sich die Massen mit konvexer Form in das Tal vor, von STINI (1941) "Talzuschub" genannt. In Zone B sind die Längsspannungen gering. Dieser Teil des Talzuschubes zeigt eine deutliche Verflachung. Die Bewegungserscheinung als Ganzes betrachtet, wurde von ZISCHINSKY (1967) mit "Sackung" bezeichnet.

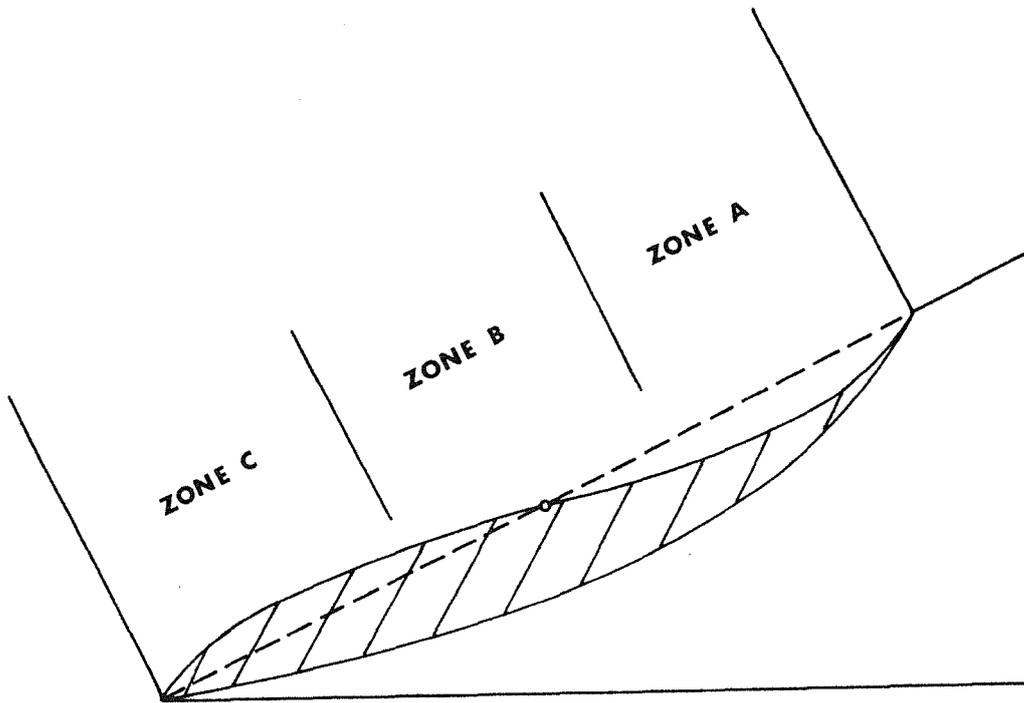


Abb.1: Typisches Hangprofil für tiefes Massenkriechen, die Bewegungszonen zeigend. Das kriechende Gebirge ist schraffiert dargestellt.

Viele der zur Zeit stabilen Hänge waren in der postglazialen Zeit in Bewegung und sind heute fast gänzlich zur Ruhe gekommen. Die geodätischen Vermessungen lassen aber noch manchmal Bewegungen von durchschnittlich 2 - 10 cm pro Jahr in horizontaler Richtung erkennen.

Oft sind stationäre Talzuschübe von der Natur äußerst gut getarnt und als solche nicht leicht erkennbar. Bei einem großen Bauvorhaben, vielleicht beim Bau eines Kraftwerkes, wird durch Unterschneiden des Hanges oder Veränderung des Bergwasserzustandes im Hang dieser latente Talzuschub wieder aktiv und kann in der Folge davon verheerende Katastrophen auslösen. Das ist auch der Grund, warum fast alle Staubeckenhänge unter geodätischer Bewegungskontrolle stehen.

Fast immer gehen einer Rutschung Kriechbewegungen voraus. Abb.2 zeigt in einem Zeit-Verschiebungsdiagramm die Kriechphase, das Einsetzen der die Rutschung fördernden Umstände und danach die Rutschung selbst, die sich in kurzer Zeit vollzieht. Man sieht in Abb.2, wie die Geschwindigkeit der Bewegung dabei exponentiell, in kaum vorhersagbarer Weise, schneller wird. Das ist auch der Grund, warum so oft rechtzeitige Schutzmaßnahmen verhindert werden.

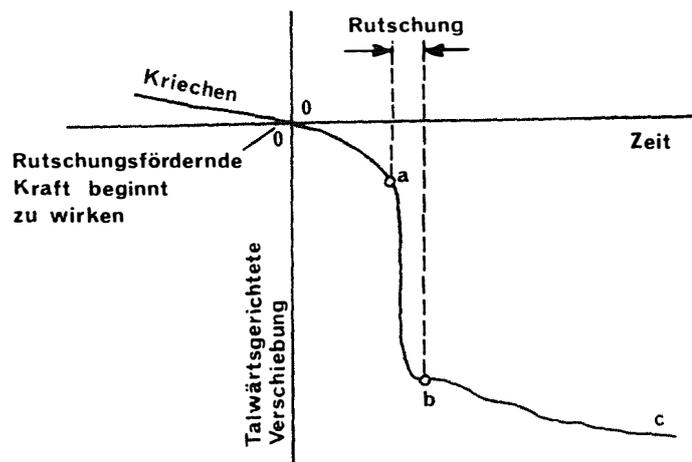


Abb.2: Zeit-Verschiebungsdiagramm: vor, während und nach einer Rutschung, nach TERZAGHI (1950).

Ein Beispiel dafür ist die bekannte Katastrophe von Vajont in Italien vom 9. Oktober 1963. Ein Felsrutsch mit einem Massenumfang von 240 Millionen Kubikmetern rutschte in das mit Wasser gefüllte Staubecken. Ohne daß der Damm brach, löste dann die darauffolgende Flutwelle des überlaufenden Wassers eine Flutkatastrophe aus, die das Dorf Longarone einschließlich seiner Einwohner zerstörte. Es kamen dabei ungefähr 3000 Menschen ums Leben.

KIERSCH (1964) gibt einen guten Überblick über den Ablauf der Ereignisse in Vajont. Im Frühjahr und Sommer 1963 konnten Kriechbewegungen des Staubeckens von rund 1 cm pro Woche beobachtet werden. Im September darauf steigerte sich die Bewegungsrate auf 1 cm pro Tag, doch dachte man unglücklicherweise damals, daß sich nur die Bewegung einiger Punkte beschleunigt hätte. Ende September setzten heftige und andauernde Regenfälle ein. Zu diesem Zeitpunkt beobachtete man auch, daß grasende Tiere die später abgeglittenen Hänge verließen. Später wuchs die Geschwindigkeit der Bewegung auf 20 - 40 cm pro Tag. Knapp vor dem Felsrutsch wurden noch 80 cm Bewegung pro Tag beobachtet. Der totale Zusammenbruch der Felsmassen entlang von vorgezeichneten Bankungsklüften spielte sich in rund 30 Minuten ab. Die Ursachen für diese Felsrutschung kann man mit den ungünstigen geologischen Verhältnissen der Hänge, den künstlichen Eingriffen durch den Stauraumbau und der progressiven Schwächung der Felsmassen mit der Zeit, beschleunigt durch die ungünstigen Grundwasserverhältnisse, umreißen.

Am Beispiel von Vajont kann man sehen, wie Kriechbewegungen durch progressive Bruchvorgänge in eine Rutschung übergehen können. Eine Rutschung ist das schnelle Talwärtsgleiten von Felsmassen, von verwittertem Material oder einer Mischung aus beiden. Der Unterschied zwischen Kriechen und einer Rutschung besteht im wesentlichen darin: In einer Rutschung ist ein definierter Bereich in kurzer Zeit in Bewegung, wogegen beim Kriechen langsame Bewegungen, ohne scharfe Grenzen zum unbewegten Bereich hinterlassend, stattfinden. Das Bruchverhalten, zumeist die Überschreitung der Scherfestigkeit von homogenem Material, kann mit Hilfe der COULOMBSchen Gleichung (die Scherfestigkeit ist eine Funktion von Kohäsion und Reibungswinkel des Materials) beschrieben werden, siehe z.B. TERZAGHI u. JELINEK (1954). Die COULOMBSche Gleichung bildet in fast allen Stabilitäts-Untersuchungen zur Stabilität von Hängen die rechnerische Ausgangsbasis. Im einfachsten Fall der Stabilitätsuntersuchungen rechnet man für verschiedene ebene oder gekrümmte Gleitflächen, meist werden aber im Querprofil des Hanges Gleitkreise angenommen, die kritischen Hanghöhen für bestimmte Materialwerte. Auch ist es bei diesen Berechnungen möglich, den Einfluß des Porenwasserdruckes zu berücksichtigen. Zusätzliche oder geänderte äußere und innere Umstände verringern dann zu einem späteren Zeitpunkt die Scherfestigkeit des Materials, und es kommt in der Folge davon zum Bruch. Die Verminderung der Scherfestigkeit kann in der Erhöhung des Porenwasserdruckes, dem Auswaschen von Bindemitteln und dem Flüssigwerden von wassergesättigten Tonen zu suchen sein. Oft führt aber auch eine Erhöhung der Scherspannungen in der Gleitfläche, erwähnt sei dafür die Erosion am Hangfuß, Erschütterungen durch Erdbeben und zu große Lasten am Hang, zum Hangbruch.

In natürlichen Felshängen sind potentielle Gleitflächen meist schon durch die geologische Situierung vorgezeichnet. Wenn zu den klimatischen Einflüssen, die an der Erdoberfläche wirken, noch Kräfte in der Tiefe kommen, so können diese Felsgleitungen mit tief liegenden Gleitflächen hervorrufen. Für das Zustandekommen von Felsrutschungen wird dem regionalen Spannungsfeld der Erdkruste eine zentrale Stellung beigemessen. Ein weiterer Hauptgrund für die vielen postglazialen Felsrutschungen ist das Vorhandensein eines oberflächenparallelen Kluftsystems, das relativ unabhängig von Struktur

und geologischen Eigenschaften des Gebirges ist und viele mögliche Gleitflächen für Felsrutschungen darstellt. Die Erscheinungsform der oberflächenparallelen Klüfte wird vielfach Exfoliation genannt.

In einer Arbeit des Institutes für Geophysik (BRUNNER u. SCHEIDEGGER, 1973) wurden die Naturerscheinungen der Exfoliation und die dazu vorhandenen quantitativen Aussagen mit den bisherigen Erklärungsversuchen kritisch verglichen. Es wurde darin gezeigt, daß die vorhandenen Theorien zur Entstehung der Exfoliation eher unwahrscheinliche Modelle sind. Sobald man aber in der Exfoliation ein Analogon zu den druckparallelen Brüchen des einachsialen Druckversuches sieht, gewinnt dieses neue Modell stark an Bedeutung, besonders deshalb, da dieses Modell in keinem Widerspruch mehr zu den quantitativen Ergebnissen steht. Es erklärt durch die geringe Zugfestigkeit der Gesteine in überzeugender Weise sowohl die Parallelität der Exfoliation mit der Oberfläche als auch die Zunahme der Plattendicke mit Zunahme der Bergtiefe und vor allem das Verschwinden der Exfoliation in einer bestimmten Bergtiefe.

Als weiteren Grund für das Zustandekommen von Felsgleitungen muß man unbedingt immer die Restspannungen im Gebirge in Betracht ziehen. Die Vorbereitungs- und Auslösearbeit von Felsrutschungen leistet fast immer das Kluft- und Porenwasser, vor allem durch die Variation der Druckhöhen dieses Bergwassers.

Wichtig ist manchmal die Wechselwirkung von Felsgleitung und Felssturz. Oft ist die Gleitfläche nicht vollständig bis zur Krone eines Hanges ausgebildet, so daß nach einer erfolgten Felsgleitung noch ungeheuer große Felsmassen nahe der Bergkrone überhängend zurückbleiben und später dann als Felssturz in die Tiefe fallen. Sobald nämlich der Zusammenhang der Massen während der Bewegung aufgehoben wird und diese wenigstens teilweise durch die Luft erfolgt, spricht man von einem Fels- oder Bergsturz. Die Geschwindigkeit der Bewegung kann 40 bis 150 m pro Minute erreichen und wird nach unten und nach den Rändern hin kleiner. Im Sturz zerbersten die Felsmassen in Trümmer, wobei einzelne Blöcke oder auch größere Massen weit aus der Sturzbahn herausgeschleudert werden. Im Ablagerungsgebiet, das oft noch am jenseitigen Gehänge emporsteigt, bilden die Massen ein wirres Trümmerwerk, das vielfach zur Abdämmung von Tälern zu

Seen führt. In ehemals vergletscherten Gebieten traten nach dem Rückgang der Vergletscherung, die übersteilte Gehänge geschaffen hatte, Bergstürze in großer Zahl auf. Das bekannteste Beispiel ist der Flimser-Sturz am Vorderrhein in der Schweiz, durch dessen über 12 Kubikkilometer mächtige Massen der Rhein 90 m hoch gestaut worden war und später eine 15 km lange Schlucht in diese Bergsturzmasse eingeschnitten hat.

Man fragt sich natürlich, welche Gründe maßgebend sind, daß sich ein Fels- oder Bergsturz ereignet. Die vorbereitenden Ursachen werden vor allem in der physikalischen, insbesondere der spannungsinduzierten Verwitterung und der chemischen Verwitterung zu suchen sein. Das Gestein zeigt sehr deutlich die Spuren von der Wirkung des Spannungsfeldes, unter anderem durch die Ausbildung von konjugierten Bruchflächen und besonders im spröden Material durch die Ausbildung der Exfoliationserscheinungen. Die physikalische Verwitterung arbeitet meist durch den rythmischen Temperaturwechsel im Laufe des Tages und der Jahreszeiten in der Form von Gesteinsabplatzungen. Chemische Verwitterung ist besonders dann von Interesse, wenn Schichten verschiedenen Gesteins übereinander liegen, so daß die chemische Verwitterung je nach der Beschaffenheit der Schicht anders voranschreitet. Durch das chemische Verwittern einer tiefer liegenden Schicht verlieren oft Felsschichten oder Felsblöcke ihren Halt und gehen dann als Felsstürze zu Tal. Die abspaltende Wirkung der Vegetation, hier besonders die von Baumwurzeln, ist meist nur für die Stürze einzelner Felsblöcke von Bedeutung.

In allen über der Vegetationsgrenze gelegenen Hochgebirgsgegenden - also bei starker Abspülung, steilen Gehängen und großem Schuttreichtum - entwickeln sich aus dem mit Wasser durchtränkten Schuttmassen die sogenannten Muren. Muren sind zähflüssige, ruckweise sich abwärts wälzende Massen aus einem Gemisch von Wasser, Erde, Schutt, Felsblöcken und Holz; also in der Mitte liegend zwischen Wildbach und Erdrutsch. Diese Form einer Massenbewegung spielt sich in wenigen Stunden, obwohl manchmal ganz gewaltige Massenvolumen bewegt werden, katastrophenartig ab. Gerade in unseren Gebirgsgegenden gehören die Muren zu den gefürchtetesten Katastrophen, von denen manche Ortschaften immer wieder betroffen werden.

Viele Arten der Massenbewegungen lassen sich nur schlecht in den bestehenden Einteilungen unterbringen und werden daher als Sonderkapitel der Massenbewegungen behandelt. Einige Erscheinungsformen davon fehlen in den Gebirgsgegenden Österreichs, manche andere können, obwohl morphologisch sehr interessant, hier in der zur Verfügung stehenden Zeit nicht ausführlich besprochen werden, sollen aber der Vollständigkeit halber zumindest genannt werden. Dazu gehören vor allem die Erd- und Schlammströme, die Massenbewegungen des dauergefrorenen Bodens, die Blockgletscher, die Blockströme, die Bewegungen der schnellen Tone und auch die unterseeischen Rutschungen.

GEODÄTISCHE GESICHTSPUNKTE

In welcher Weise betreffen die aufgezählten Naturereignisse nun aber die Geodäten? Dazu seien drei Hauptaspekte in einer ersten Zählung genannt:

1. Die Verfassung von Lage- und Höhenplänen von Bewegungsgebieten erfordert vom Geodäten Verständnis für die natürlichen Massenbewegungen, da er erst dadurch seine Detailpunkte richtig wählen kann.
2. Durch die natürlichen Massenbewegungen verlieren vielfach die Fixpunkte der Geodäten ihren Charakter des Fixseins und verändern im Laufe der Zeit ständig ihre Koordinaten.
3. Der Geodät wird herangezogen, wenn es darum geht, Hangbewegungen zu messen. Eine höchst verantwortungsvolle Aufgabe, da, wie man bei der Felsrutschung in Vajont gesehen hat, zumeist die Sicherheit von Menschenleben und Sachgütern von diesen Arbeiten abhängen.

Dem ersten Punkt dieser Reihung wird durch die Vorlesung "Landformenkunde für Geodäten" im Studium für Vermessungsingenieure Rechnung getragen.

Es ist eine bekannte Tatsache, daß ein großer Teil der Triangulierungspunkte seine Lage im Laufe der Zeit ändert. Unverändert bleiben in der Regel nur Punkte auf Berggipfeln, Gratlinien und Felsbändern. Viele Triangulierungspunkte befinden sich jedoch in den Talhängen, und Talhänge kriechen ausnahmslos mehr oder weniger rasch

talabwärts. Man betrachtet Talwärtswanderungen mit Werten bis zu 5 mm jährlich als normal und daher kaum bemerkenswert. Auch jährliche Verschiebungen von 1 bis 2 cm (KOBOLD, 1959) gelten noch nicht als außergewöhnlich, denn nur größere Bewegungswerte werden besonders beachtet. Selbstverständlich ist es den Beamten des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen nicht möglich, alle diese geringen jährlichen Bewegungen ständig zu vermessen und zu registrieren. Es wären aber weitere geodätische Untersuchungen zur Stabilität von Hangpunkten wünschenswert und auch erfolgversprechend, da für diese Zwecke im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen wertvolles Datenmaterial vorhanden ist.

Teilt man die besprochenen Massenbewegungen nach Geschwindigkeitsbereichen ein, so sieht man in der Tab.1, daß sich nur Kriechbewegungen zur Geschwindigkeitsbestimmung durch geodätische Methoden eignen. Alle anderen Massenbewegungen vollziehen sich so rasch, daß der Geodät

Bezeichnung	Größenordnung der auftretenden Geschwindigkeiten
Bergstürze (Felsstürze)	Bewegungstirne: bis zu 100 m/sec
Hangrutsche und Erdlawinen	etwa 10 m/sec, aber u.U. auch darüber
Murbrüche	mehrere m/sec
Geschiebeführung der Gewässer	einzelne Geschiebestücke: bis zu einigen m/sec; wandernde Sand- und Geschiebebänke bis zu einigen 100 m/Jahr
Gekrieche	1 bis 10 cm/Jahr bis etwa 3 cm/Tag

Tab.1: Einteilung der natürlichen Massenbewegungen nach Geschwindigkeitsbereichen, nach LANSER (1967).

immer zu spät an den Schauplatz des Geschehens kommen würde. Nur Kriechbewegungen, oberflächennahes Kriechen und tiefes Massenkriechen, sind für geodätische Bewegungsmessungen geeignet.

Unter den Bewegungsmessungen nehmen die Messungen zum oberflächennahen Bodenkriechen breiten Raum in der Literatur ein. Eine ausführliche Literaturzusammenstellung zu diesem Thema findet man bei CARSON u. KIRKBY (1972). Die theoretisch errechneten und vielfach auch praktisch verifizierten Bewegungsgrößen für Bodenkriechen liegen ungefähr bei 2 mm pro Jahr in der horizontalen Projektion der Bewegung. Die Methoden reichen von physikalisch-elektrischen bis zu rein geodätischen Lösungen. Gerade zu den geodätischen Lösungen ist aber folgendes zu bemerken: Die geodätische Methode des Alignements sieht den Einbau von zwei Beobachtungsstandpunkten (zumeist Pfeilern) vor und zwischen diesen eine Reihe von Beobachtungsmarken. Nun verändert sicher aber der Einbau und auch das Gewicht der Pfeiler den Spannungszustand im Hang derart, daß kaum mehr Bodenkriechen allein gemessen werden kann. Es ist daher unbedingt darauf zu achten, mit der Fundierung der geodätischen Fixpunkte den anstehenden Fels zu erreichen oder die Fixpunkte in unbewegtes Gestein zu verlegen. Das Verlegen der Lage- und Höhenfixpunkte in den anstehenden Fels unterhalb der natürlichen Bodendecke bewirkt zusätzlich auch das Unabhängigwerden der Messungen von den Frost- und Taubewegungen, die ungefähr in vertikaler Richtung in der Größenordnung der zu erwartenden Bodenkriechbewegungen liegen. Für Dauerregistrierungen und beim Messen von Geschwindigkeitsprofilen mit zunehmender Tiefe eignen sich naturgemäß physikalische Meßmethoden besser als geodätische.

Das Kriechen von Schutthalden ist in der Standardliteratur eine angenommene Theorie. Es liegen aber zu diesen Theorien kaum praktische Bewegungsmessungen auf Schutthalden vor. Um in dieser Hinsicht mehr Unterlagen zu haben, hat das Institut für Geophysik im Sommer 1972 die Vermessung der Schneeklammshutthalde im Hochköniggebiet begonnen. Außer einer morphometrischen Aufnahme der gesamten Schutthalde wurde auch eine exakte geodätische Nullmessung von Bewegungsmeßpunkten in der Schutthalde durchgeführt. Die Fixpunkte der Vermessung wurden im Fels der Brettlkopfwand vermarktet, die notwendigen Strecken wurden mittels Basislatte bestimmt und die 4 Bewegungsmeßpunkte in der Schutthalde mittels Sekundentheodolit vorwärts ein-

geschnitten. Die möglichen Bewegungsgrößen sollen auf Grund von Winkeländerungen im Laufe der nächsten Jahre ermittelt werden. Die Nachmessungen in den nächsten Jahren und die Ausdehnung der Messungen auf noch weitere Schutthalden sollen die Massenbewegungen auf Schutthalden mit exakten Zahlen belegen und die Grundlagen für neue theoretische Arbeiten zum Schutthalden-Kriechen bilden.

Die Vermessung von Stauraumhängen gehört zu den interessantesten ingenieurgeodätischen Arbeiten. Man verwendet zumeist zur Einmessung von Bewegungsmeßpunkten Einschneide- oder Einbindeverfahren vom unbewegten Gegenhang aus. Bei komplizierten Aufgaben werden auch Versuchsstollen durch den Rutschhang hindurch zum ruhigen Fels vorgetrieben und durch diese hindurch oft auch die Fixpunkte versichert. Durch Differenzmessungen mit elektronischen Entfernungsmeßgeräten werden ebenfalls als weitere Möglichkeit genaue Bewegungsmessungen ausgeführt. Bei sehr großen Geschwindigkeiten der bewegten Massen werden Polygonzüge von unbewegten Teilen des Hanges über die bewegten Massen wieder zu unbewegten Teilen des Hanges geführt und so aus den Koordinatenunterschieden bei den Nachmessungen auf die Bewegungsgrößen geschlossen.

Zur Zeit wächst die Zahl der theoretischen Abhandlungen über Verschiebungsmessungen ständig. Doch sind diese Arbeiten in erster Linie für Verschiebungsmessungen an großen Bauwerken gedacht, indem sie die Korrelationen zwischen den Bewegungen, durch die Festigkeitseigenschaften des Baumaterials gegeben, berücksichtigen. Für Bewegungsmessungen an Hängen sind diese Ausgleichungsschemen kaum anwendbar, da man über das mechanische Verhalten der Hänge, um Korrelationen zwischen den einzelnen Punkten aufstellen zu können, noch viel zu wenig weiß. Gerade durch diese Bewegungsmessungen möchte man ja dieses Wissen erst erweitern.

Die Möglichkeit einer Kleintriangulation der zu messenden Hangpunkte wird in vielen Fällen ebenfalls eine gute geodätische Lösung darstellen. Das Netz kann sowohl als freies oder eingezwängtes Netz im Ausgleich behandelt werden. Immer sollte aber darauf geachtet werden, die Netzpunkte so zu wählen, daß auch die absoluten Lageänderungen und nicht nur die reinen Netzdeformationen errechnet werden können.

Als Ergebnis erwartet man sich von Hangbewegungsmessungen die räumliche, relative und absolute Richtung und Größe der Bewegungswerte. Nach LÖSCHNER (1970) sind bei Deformationsmessungen drei geodätische Prinzipien zu beachten:

1. Das Ordnungsprinzip. Es soll den Arbeitsablauf folgerichtig steuern.
2. Das Zuverlässigkeitsprinzip. Kontrollen bei den Messungen und Berechnungen sollen die Zuverlässigkeit der Ergebnisse sichern.
3. Das Wirtschaftlichkeitsprinzip. Es beinhaltet den Messungsfaktor Genauigkeit, man spricht daher oft auch von einem Genauigkeitsprinzip. Es muß die, für den Meßzweck notwendige und erforderliche, Genauigkeit und auch die Zahl der Überbestimmungen mit dem Meßverfahren und der Meßanlage abgestimmt werden.

Erst die unbedingte Einhaltung der beiden ersten Prinzipien und die realistische Kalkulation zum Wirtschaftlichkeitsprinzip wird dem Geodäten den rechten Erfolg bei der Durchführung der gestellten Aufgaben bringen.

TALZUSCHUB "LESACHER RIEGEL"

Die bereits genannte Methode der Kleintriangulation wurde zur Bewegungsmessung des Talzuschubes "Lesacher Riegel" bei Kals in Osttirol zur Anwendung gebracht. Das Institut für Geophysik konnte im Sommer 1972 aber erst die Nullmessung ausführen, so daß hier noch über keine Bewegungswerte berichtet werden kann. Dessen ungeachtet soll aber hier als vorläufiges Teilresultat über die beobachteten Refraktionskoeffizienten der nahezu hangparallelen Visuren berichtet werden.

Vorerst seien einige Bemerkungen zum Talzuschub "Lesacher Riegel" hier angebracht. Der Lesach-Bach, seine Quellflüsse liegen in der Osttiroler Schobergruppe, hat in den Katastrophenjahren 1965 und 1966 seine verheerende Wildbachtätigkeit unter Beweis gestellt. Er vermurte unter Vernichtung von einigen Mühlen und unter Verwüstung großer Waldbestände, die Straße, die von Huben nach Kals führt. Die Gieschiebefracht der Muren stammte hauptsächlich aus dem Bereich des Lesacher-Riegels, der unter dem Einfluß eines Talzuschubes steht.

Dieser Talzuschub ist an seinen gewaltigen Anrissen im oberen Teilstück des Hanges und am konvexen Hangfuß gut zu erkennen. Die nach wie vor ungebrochene Erosionskraft des nicht verbauten Lesach-Baches sowie frische Entblösungen der Anrißnischen, geben berechtigten Anlaß für die Annahme, daß dieser Talzuschub noch immer aktiv ist. Die Entfestigung des Gesteins, die in Straßenaufschlüssen gut zu sehen ist, zeigt eine gute Bereitschaft der Felsmassen zu weiteren Bewegungen.

Dem Wirtschaftlichkeitsprinzip folgend, wurde die Triangulation und Trilateration der Hangpunkte als Meßmethode gewählt. Andere Meßmethoden konnten nicht angewendet werden, da der Gegenhang ebenfalls in Bewegung angenommen werden muß. Für die Höhenbestimmung kam aus wirtschaftlichen Gründen nur die Methode der trigonometrischen Höhenmessung (schief gemessene Seite, gegenseitige Zenitdistanzbeobachtung) in Frage. Bei der Steilheit des Lesacher Riegels (ungefähr 35° Neigung) hätte das geometrische Nivellement keine Genauigkeitssteigerung gebracht, wäre dagegen aber weitaus zeitraubender auszuführen gewesen. In der Verflachung des Hanges, vor dem Steilabfall zum Lesachbach, wurde ein Deformationsviereck vermarktet und mit vielen Überbestimmungen vermessen. Es wird erhofft, aus den künftigen Deformationen in diesem Viereck Rückschlüsse auf den Spannungszustand ziehen zu können.

Vermarktet wurden die Punkte mit 1 m langen verzinkten Eisenrohren. Zwei Punkte sind in jenem Teil der Felsmasse vermarktet, von dem man annehmen kann, daß dieser die großräumige Bewegung des Talzschubes nicht mitmacht. Es sind daher für diese zwei Punkte keine Bewegungen zu erwarten, was bei der Auswertung der Nachmessungen Beachtung finden muß. Als Winkelmeßgerät stand ein Sekundentheodolit WILD T2-E und ein, vom Institut für Landes- und Katastervermessung entliehener, elektrooptischer Nahbereichsentfernungsmesser WILD DI 10 zur Verfügung. Die horizontalen Richtungen wurden in 2 Sätzen, die Zenitdistanzen mit allen 3 Fäden in zwei Kreislagen beobachtet. Die Entfernungsmessungen wurden von der Wippe aus, wo es möglich war in Zwangszentrierung, durchgeführt.

Über die Lageberechnungen der stabilisierten Punkte soll hier noch nicht berichtet werden, dazu soll man wohl einmal die Nach-

messungen abwarten. Die Höhenberechnungen nach der Methode der trigonometrischen Höhenmessung mit schief gemessener Seite und gegenseitiger Zenitdistanzbeobachtung ergaben aber interessante Resultate zur Refraktion hangparalleler Strahlen, so daß darüber hier kurz berichtet werden soll.

Nimmt man bei der Berechnung der Höhenunterschiede nach der trigonometrischen Höhenformel

$$h_{ij} = s_{ij} \cdot \cos z_{ij} + \frac{(1-k_{ij})(s_{ij} \cdot \sin z_{ij})^2}{2r} \quad (1)$$

die unbekannt Refraktionskoeffizienten mit Null an, so ergibt die Summe f_{ij} gegenseitig beobachteter Höhenunterschiede

$$\begin{aligned} f_{ij} &= s_{ij}(\cos z_{ij} + \cos z_{ji}) + \frac{(s_{ij} \cdot \sin z_{ij})^2}{r} = \\ &= \frac{(s_{ij} \cdot \sin z_{ij})^2}{r} \cdot \frac{(k_{ij} + k_{ji})}{2} \end{aligned} \quad (2)$$

die Summe der gegenseitigen Refraktionseinflüsse, selbstverständlich inklusive der zufälligen Beobachtungsfehler. In der Tab.2 sind die berechneten Mittel der gegenseitig wirksamen Refraktionskoeffizienten

$$\bar{k}_{ij} = \frac{(k_{ij} + k_{ji})}{2} \quad (3)$$

der trigonometrischen Höhenmessung aus den Werten f_{ij} zusammengestellt.

Die Visuren der ausgeführten trigonometrischen Höhenmessungen müssen als bodennahe, hangparallele Visurstrahlen betrachtet werden. Im Mittel ergab sich daher auch ein Refraktionskoeffizient aus allen gegenseitigen Zenitdistanzbeobachtungen mit -0,91. Immerhin ist das ein so hoher negativer Wert, wie er in der Geodäsie nur vom geometrischen Präzisionsnivellement her bekannt ist. Es soll aber nochmals betont werden, daß auf den zu bestimmenden Höhenunterschied nur die Differenz der wirksamen gegenseitigen Refraktionskoeffizienten $(k_{ij} - k_{ji})$ Einfluß hat. Diese Differenz ist mit dem mittleren

zwischen		f_{ij}	D_{ij} (hor. Entf.)	\bar{h}_{ij} (Mittel)	\bar{k}_{ij}
i	j	[mm]	[m]	[m]	
P4	M4	-6,7	251,1	+29,461	-0,68
P4	M2	+5,3	389,4	+80,795	+0,22
P4	M3	-7,2	247,4	+48,371	-0,75
M3	M2	-2,7	276,6	+32,422	-0,23
M3	M4	-9,8	231,4	-18,913	-1,17
P3	P2	-53,3	424,1	+232,352	-1,90
P3	M2	-87,2	603,5	-144,076	-1,53
P3	P4	-59,2	560,9	-224,971	-1,21
$\bar{k}_{\text{Mittel}} = -0,91, \quad m = \sqrt{\frac{[vv]}{n-1}} = \underline{+0,69}$					

Tab.2: Refraktionskoeffizienten der trigonometrischen Höhenmessungen (gemessene schiefe Seite, gegenseitige Zenitdistanzbeobachtung).

Fehler einer Refraktionskoeffizientenbestimmung (nach Tab.2 mit $\pm 0,69$ zu errechnen) sicher zu groß geschätzt. Vor allem deshalb, da für die Berechnung der f_{ij} in Tab.2 nie gleichzeitige Gegenvisuren als Grundlage dienten, sondern vielmehr zwischen den Gegenvisuren große Zeitdifferenzen auftraten und auch die zufälligen mittleren Beobachtungsfehler im Wert $\pm 0,69$ enthalten sind. Unterstrichen werden diese Bemerkungen dadurch, daß über 3 Punkte gebildete trigonometrische Nivellements Schleifen [(P3.M2.P4), (M3.M2.P4) und (M4.M3.P4)] einen mittleren Schleifenschlußfehler von $\pm 3,0$ mm ergaben.

ABSCHLIEßENDE BEMERKUNGEN

Sind die Forderungen der Wissenschaftler anderer Geodisziplinen an die Geodäten in erster Linie auf die Bekanntgabe der Größe der Bewegungsvektoren bei Massenbewegungen beschränkt, so möchte dieser Vortrag unter anderem zeigen, daß bei der Bestimmung dieser Bewegungsvektoren sehr wohl interessante geodätische Fragen auftreten können. Als kleines Beispiel dazu zeigen die vorher beschriebenen Beobachtungen zum trigonometrischen Nivellement ganz klar, daß eine intensive

Untersuchung des Unterschiedes der beiden wirksamen Refraktionskoeffizienten der gegenseitigen, aber nicht unbedingt gleichzeitigen, Zenitdistanzen notwendig sein wird. Für die Nachmessungen der nächsten Jahre ist daher eine Registrierung meteorologischer Daten gleichzeitig mit der Zenitdistanzbeobachtung geplant.

Über diese rein geodätischen Fragen sollte aber doch das naturwissenschaftliche Interesse am untersuchten Objekt (Massenbewegung) nicht verloren gehen. Denn nur das rechte Verständnis für diese Naturerscheinungen wird dem Geodäten erst den erwünschten Erfolg bei seinen Arbeiten bringen.

Gerade das Arbeitsgebiet der natürlichen Massenbewegungen ist ein Thema, an dem viele Geowissenschaften Interesse haben. Die Grundlagen für die Forschung auf diesem Gebiet werden aber immer konkrete, erwünschenswert auch kontinuierliche, Messungen an und zu den Naturerscheinungen sein. Eine enge Zusammenarbeit der verschiedenen Geodisziplinen, wie Geologie, Geomorphologie, Meteorologie, Hydrologie, Geophysik, Bodenmechanik, Geomechanik und Geodäsie, ist dazu erforderlich. Um für diese angesprochene Zusammenarbeit die Leistungen der Geodäten von vornherein an den rechten Platz zu stellen, soll dieser Vortrag mit einem Satz von Professor LÖSCHNER (1970) schließen: "Zur Erfüllung der gestellten Aufgaben und Ziele gebührt der geodätischen Deformationsmessung im Zusammenspiel aller interessierten Disziplinen eine durchaus selbständige wissenschaftliche Partnerschaft!"

LITERATUR

- Ampferer, O.(1939): Über einige Formen der Bergzerreißung. Sitzungsber.Akad.d.Wiss.Wien, math.-nat.Kl., Abt.I, 148, 1-14.
- Brückl, E. u. Scheidegger, A.E.(1972): The Rheology of Spacially Continuous Mass Creep in Rock. Rock Mechanics, 4, 237-250.
- Brunner, F.K. u. Scheidegger, A.E.(1973): Exfoliation. Rock Mechanics, 5, 43-62.
- Carson, M.A. u. Kirkby, M.J.(1972): Hillslope Form and Process. Cambridge University Press.
- Kiersch, G.A.(1964): Vaiont Reservoir Disaster. Civil Eng., 34, 32-39.

- Kobold, F.(1959): Über einige Probleme bei der Absteckung und vermessungstechnischen Kontrolle großer Wasserkraftanlagen im Hochgebirge. Mitteilungsblatt, Bund der Öffentlich bestellten Vermessungsingenieure, 10, 193-213.
- Lanser, O.(1967): Felsstürze und Hangbewegungen in der Sicht des Bauingenieurs. Felsmechanik und Ingenieurgeologie, V, 89-113.
- Löschner, F.(1970): Geodätische Deformationsmessungen an Bauwerken. Allgemeine Vermessungs-Nachrichten, 77, 1-23.
- Stiny, J.(1941): Unsere Täler wachsen zu. Geologie und Bauwesen, 13, 71-79.
- Terzaghi, K.(1950): Mechanism of Landslides. Geol.Soc.Amer.Engineering Geology Volume (Berkey Vol.), 83-123
- Terzaghi, K. u. Jelinek, R.(1954): Theoretische Bodenmechanik. Springer-Verlag, Wien, 505 Seiten.
- Zischinsky, U.(1967): Bewegungsbilder instabiler Talflanken. Mitt. Gesellsch.Geol.Bergbaustud.Wien, 17, 127-167.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 171 - 188

ALLGEMEINE TENDENZ DER AEROTRIANGULATION UND
DEREN PRAKTISCHE MÖGLICHKEITEN AM INSTITUT FÜR PHOTOGRAMMETRIE
DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE WIEN

von

P. Waldhäusl und E. Breyer

(Vortrag gehalten am 14. März 1973
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen,
überarbeitete Fassung)

Dipl.Ing. Dr. Peter Waldhäusl, Hochschulassistent und Dipl.Ing. Ernst Breyer, ehem.
Vertragsassistent am Institut für Photogrammetrie, Technische Hochschule in Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

In Österreich gibt es zur Zeit 37 für numerisches Arbeiten geeignete, photogrammetrische Auswertegeräte. Wenn man alle Plotter zusammenzählt, sind es 56. Die Aerotriangulation könnte viel mehr Anwendung finden, wenn die dafür notwendigen Rechenprogramme praxisreif verfügbar wären. Das Institut für Photogrammetrie arbeitet an der Entwicklung eines universellen Aerotriangulations-Programmsystems für Lehre und Praxis. Ein Datenbereinigungsprogramm für analytische Aerotriangulation mit anschließendem Programm für Streifenbildung und ein Streifenausgleichsprogramm wurden am Institut im Unterricht und für die Praxis erprobt. Weitere Programme sind in Arbeit. Die streifenweise Aerotriangulation mit Einzelmodellen als Ausgangsdaten läßt sich wirtschaftlich auch am kleinen Bürocomputer PHILIPS P 352 programmieren. Große Programmsysteme sollen später erworben werden. Dipl.Ing. BREYER erläutert die wichtigen Unterprogramme "Ausgleich" (nach GOLUB - HOUSEHOLDER) und "räumliche Transformation" (nach TIENSTRA).

In Österreich sind derzeit 44 Luftbildauswertegeräte im Einsatz. Zählt man auch noch die Kleinauswertegeräte Stereotop, Multiplex etc. dazu und jene, die in musealem Alter nur noch dem Anschauungsunterricht dienen, ferner die terrestrisch - photogrammetrischen Auswertegeräte, so kommt man zur stattlichen Anzahl von 56 für die graphische Photogrammetrie (Abb.1) oder von 37 für die numerische (Abb.2). 59% der im Einsatz befindlichen Geräte wurden in den letzten 10 Jahren angeschafft. Nur 41 % sind älter. 73 % sind in öffentlicher Hand, nur 12 in privater (Abb. 3).

Nach Arbeitsumfang und Gerätekapazität könnte die Aerotriangulation in Österreich wesentlich mehr eingesetzt werden, als es tatsächlich der Fall ist. Ein Grund für den erstaunlich geringen Gebrauch ist ein Mangel an guter Software für die Rechenarbeiten.

Das Aerotriangulieren ist keine ganz einfache Sache, aber doch auch kein zu komplizierter Vorgang. Im wesentlichen werden aus photogrammetrisch gewonnenen Meßdaten mit Hilfe von Soll- und Istdaten verschiedener Herkunft in einem Ausgleichsprozeß Neupunktkoordinaten (Y, X, H) gewonnen (Abb. 4). Bei den einzelnen Arbeitsschritten gibt es verschiedene Möglichkeiten: Die photogrammetrischen Ausgangsdaten können Bild-, Modell- oder Streifenkoordinaten sein. Sollkoordinaten können Alt- oder Neupunkte, terrestrische Messungen oder "airborne" sein. Zahlreiche bekannte Nebenbedingungen, wie Streckenlängen, Höhenwinkel, Seeuferhöhengleichungen, können mit ausgenützt werden, um ein möglichst sicheres Ausgleichsergebnis zu erzielen. Beim Ausgleich sind entweder Bündel, Modelle oder Streifen derart zu verbessern und einander im Blockverband anzugleichen, daß sowohl die Relativgenauigkeit zwischen den Nachbarmodellen als auch die Absolutgenauigkeit an den Paßpunkten der Aufgabe sicher erreicht wird. Zwischen den einzelnen Wegen der Aerotriangulation sind verschiedene Übergänge möglich (Abb. 5). So können aus Bildkoordinaten Modelle gerechnet werden, um dann mit Modellen oder Streifen weiterzuarbeiten, oder nur, um die Bildkoordinaten zu kontrollieren, oder, man bleibt bei zunächst unkontrollierten Bildkoordinaten und verarbeitet sie direkt im Bündelausgleich. Für ein Lehrprogrammssystem müssen alle diese Übergänge möglich sein. Der Praktiker sucht sich seinen wirtschaftlichsten Weg heraus. Das universelle Programmssystem muß also für die Praxis spezialisierbar sein.

Welcher Weg der Datenerfassung ist nun der günstigere? Die Bildkoordinatenmessung kann stereoskopisch oder monokular erfolgen. Monokomparatoren sind billiger als die Stereokomparatoren, verlangen jedoch mehr Vorbereitungs- und Meßaufwand (Abb. 6). Bei der Modellkoordinatenmessung sind Komparatoren und Analoggeräte zu vergleichen (Abb. 7). Aus den Bildkoordinatenmessungen eines Komparators können Modelle nur über Computer gerechnet werden. Die Messung ist anstrengender als am orientierten Modell in einem Analogauswertegerät. Komparatoren sind genauer. Die Genauigkeit des Ergebnisses ist aber nicht von der Gerätegenauigkeit allein abhängig, sondern von den Leistungsgrenzen des Luftbildes, die zwischen der Meßgenauigkeit der Analoggeräte ($\pm 6 \mu\text{m}$ und der der Komparatoren $\pm 1,5 \mu\text{m}$) liegt. Die Entscheidung über die richtige Instrumentenauswahl kann nicht allgemeingültig getroffen werden. Wenige Punkte pro Modell oder hohe Genauigkeitsforderungen sprechen bei Großbetrieben für Komparatoren. Wer nur "auch" numerisch arbeitet, entscheidet sich besser für die Einzelmodellkoordinatenmessung an einem der modernen Einzelmodellauswertegeräte.

Die klassische und in Österreich angewandte Vorgangsweise beginnt mit Streifenkoordinaten (Abb. 8). Dieser Weg ist jedenfalls der aufwendigste: Teure Geräte und personalintensive Messung. Allerdings gelingt dabei eine eindeutig frühere und sichere Datenkontrolle, da schon bei der Messung die Modellanschlüsse sichtbar sind. Bei den anderen Methoden gibt es diese einfache Kontrollmöglichkeit nicht, es sei denn, das Registriergerät ist an einen Computer angeschlossen. Der Trend (Abb. 9) geht heute eindeutig zum Einzelmodellauswerten und damit zu den besonders in Stuttgart entwickelten Verfahren der Einzelmodell-block bzw. -streifenausgleichung.

Die photogrammetrisch gewonnenen Meßdaten sind nun möglichst einer strengen Datenkontrolle zu unterwerfen, und dabei soll versucht werden, durch Mittelbildungen schon eine Datenkomprimierung zu erzielen. Diese beiden Schritte können natürlich Teile eines Großprogrammes für den Gesamtprozeß sein oder aber an kleineren, in der Nähe des Auswertegerätes stehenden Rechenanlagen mit Spezialprogrammen durchgeführt werden.

Das Institut für Photogrammetrie wird mit dem weiteren Ausbau der Rechenanlagen der Technischen Hochschule auch Großprogramme für den Bündel- und den Einzelmodellausgleich erwerben. Bis dahin sollte schwerpunktmäßig an den Lehrprogrammen

für Datenkontrolle und Streifenausgleich gearbeitet werden.

Dipl.Ing. E. BREYER hat als Diplomarbeit ein Lehr- und Übungsprogramm für den polygonalen Streifenausgleich entwickelt, mit dem zur Zeit 10 verschiedene "Methoden", richtige, universell oder beschränkt anwendbare und falsche, gerechnet werden können (Abb. 10). Das Flußdiagramm (Abb. 11, 12, 13) zeigt seinen systematischen Aufbau.

Zur Zeit in Arbeit sind zwei weitere Programmsysteme. Eine Diplomarbeit wurde mit der Aufgabe vergeben, die Streifenbildung aus Einzelmodellen am Philips Bürocomputer P 352 - 600 möglich zu machen, die von P. SCHMID in ausgezeichneter Weise gelöst wird. Am Institut selbst wird an einem Streifenbildungslehrprogramm gearbeitet, das durch die Aufgabe, alle möglichen Wege mitzuerfassen, besonders organisatorisch schwierig ist.

Dipl.Ing. BREYER gibt nun einen kurzen Überblick zu einzelnen Detailproblemen, die bei den eben geschilderten Programmierungen zu lösen waren. Ein wesentlicher Kernteil aller Programme ist das IBM - Bibliotheksprogramm DLLSQ zur Lösung eines linearen, überbestimmten Gleichungssystems nach der Methode der kleinsten Quadrate. Es wurde von GOLUB programmiert und von uns ausgewählt und adaptiert, weil durch den Übergang von der Matrix der Verbesserungsgleichungen (A) zu einer oberen Dreiecksmatrix (P) durch HOUSEHOLDER - Transformation der numerisch ungünstigere Weg über die oft schlecht konditionierten Normalgleichungen (NG) vermieden wird.

Die Lösung dieser oberen Dreiecksmatrix ist äquivalent mit der der gewohnten Normalgleichungen (Abb. 14).

Die dreidimensionale orthogonale lineare Transformation wurde nach M.TIENSTRA programmiert, der in seiner Dissertation ein direktes Verfahren (ohne Iteration) zur Berechnung der Koeffizienten für die orthogonale Transformation angegeben hat. TIENSTRA hat die Eigenschaften der Matrizenoperationen bei diesem Problem besonders untersucht und Eigenschaften festgestellt, die er als Nebenbedingungen in den Ausgleich einführt und auf diese Weise die direkte Lösung überbestimmt ohne Iteration ermöglicht.

Abb.1 GERAETE ZUR GRAPHISCHEN AUSWERTUNG : 56

45 noch im Einsatz befindliche Luftbildauswertegeräte:

WILD B 8	5	ZEISS C 5	2
WILD A 5	2	ZEISS Stereotop	3
WILD A 6	2	ZEISS Planimat	3
WILD A 7	8	JENA Topocart	2
WILD A 8	15		
WILD A 10	3		

8 nicht mehr im Einsatz befindliche Luftbildauswertegeräte:

WILD A 2	1	ZEISS Multiplex	6	KELSH Plotter	1
----------	---	-----------------	---	---------------	---

3 Auswertegeräte nur für die terrestrische Photogrammetrie:

ZEISS Orel	1	ZEISS Terragraph	1	JENA Autograph	1
------------	---	------------------	---	----------------	---



Abb.2 GERAETE ZUR NUMERISCHEN AUSWERTUNG : 37

35 Analogauswertegeräte:

WILD A 5	2
WILD A 7	8
WILD A 10	3
WILD A 8	15
ZEISS C 5	2
ZEISS Planimat	3
JENA Topokart	2

3 Punktmarkiergeräte

WILD PUG 3	1
WILD PUG 4	2

9 Koordinatenregistriergeräte

WILD EK 5/6	7
WILD EK 8	1
ZEISS Ecomat	1

2 Komparatoren:

WILD STK 1	1
JENA Ascorecord	1

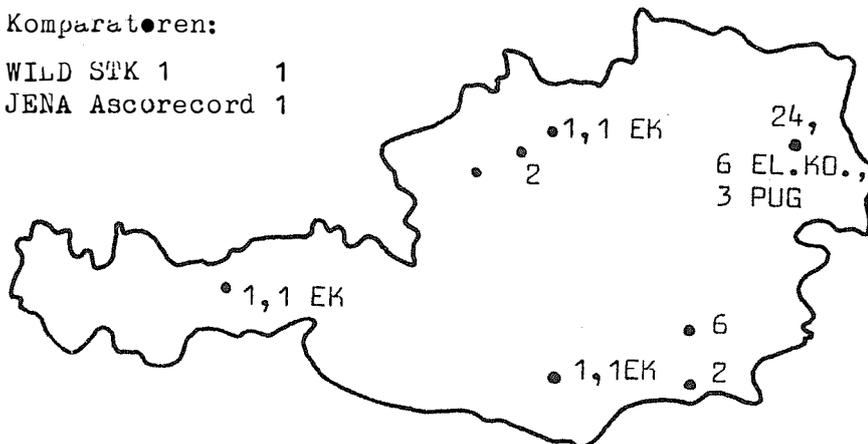


Abb. 5 DATENFLUSS BEI DER AEROTRIANGULATION (II)

Die Bogenverbindungen geben an, dass die nächstfolgende Struktur nur der Kontrolle wegen berechnet werden soll

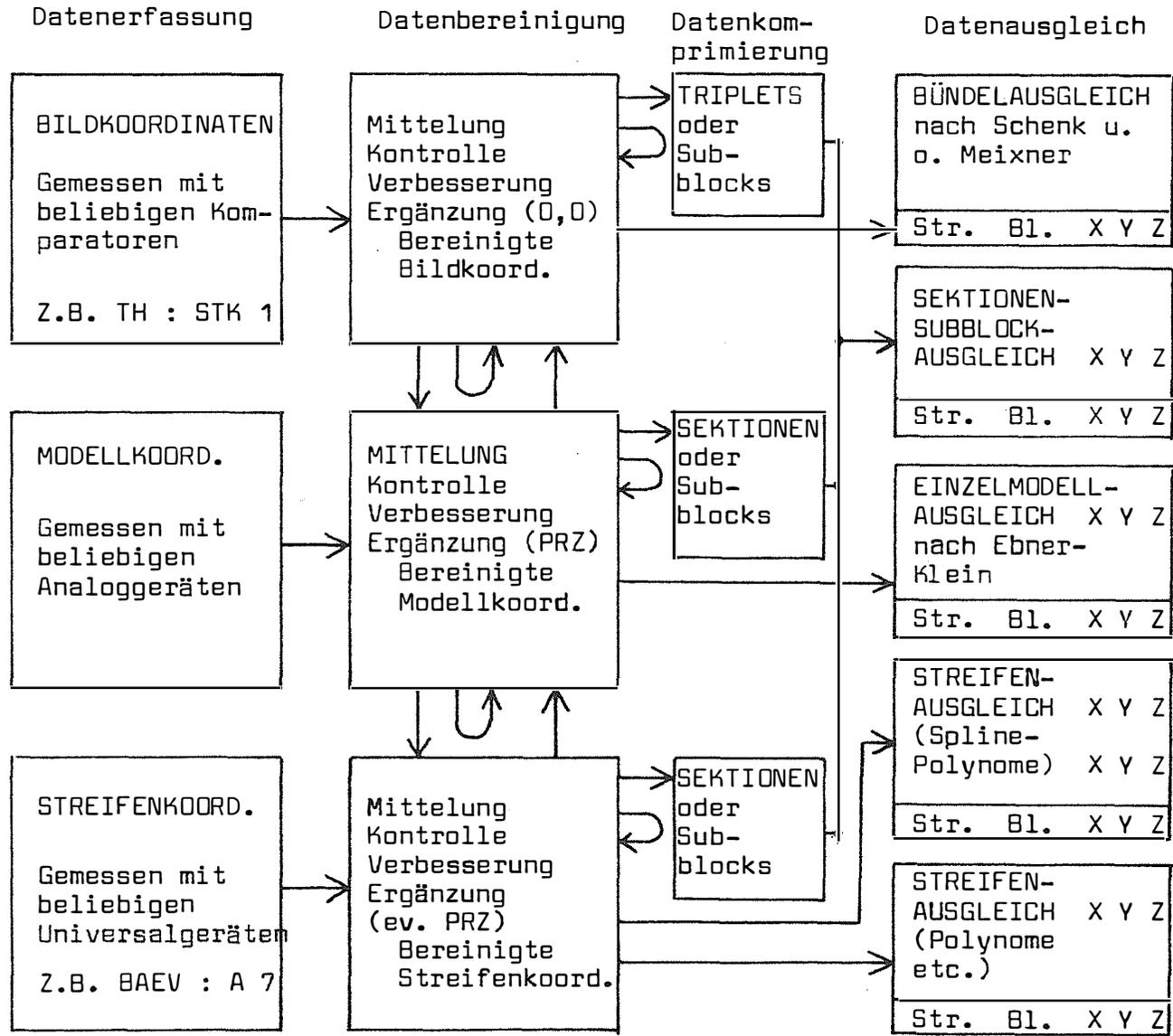
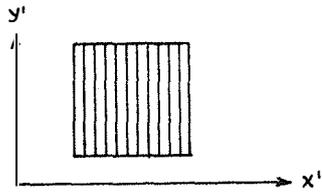


Abb. 6

BILDKOORDINATENMESSUNG

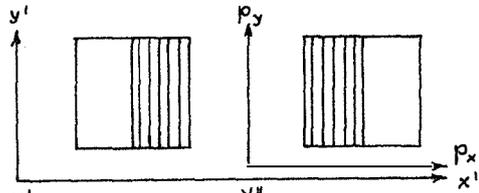


Beispiele:

Messung von:

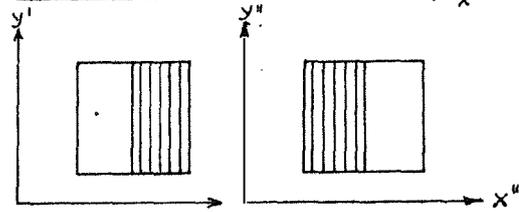
Space-Optik-WILD
Monokomparator

x' y'



WILD STK 1
Stereokomparator

x' y' p_x p_y



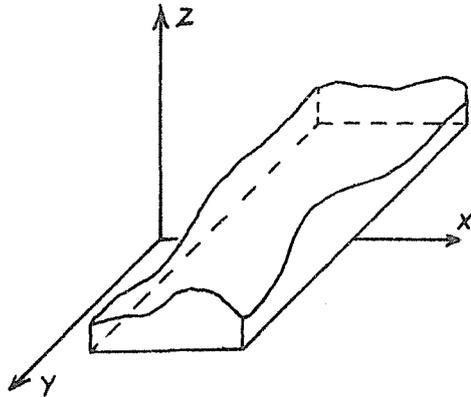
ZEISS PSK 2
Stereokomparator

x' y' x'' y''

Vergleich :	Monokomparator	:	Stereokomparator
Punktmarkierung	in allen Bildern		nur im Mitteilbild der Folgemodelle
Messung	bildweise		modellweise
Punktnummernein- stellung am Re- gistrirergerät	bildweise		modellweise
Rahmenmarkenmessung	bildweise		modellweise oder bildweise

Abb.7

MODELLKOORDINATENMESSUNG



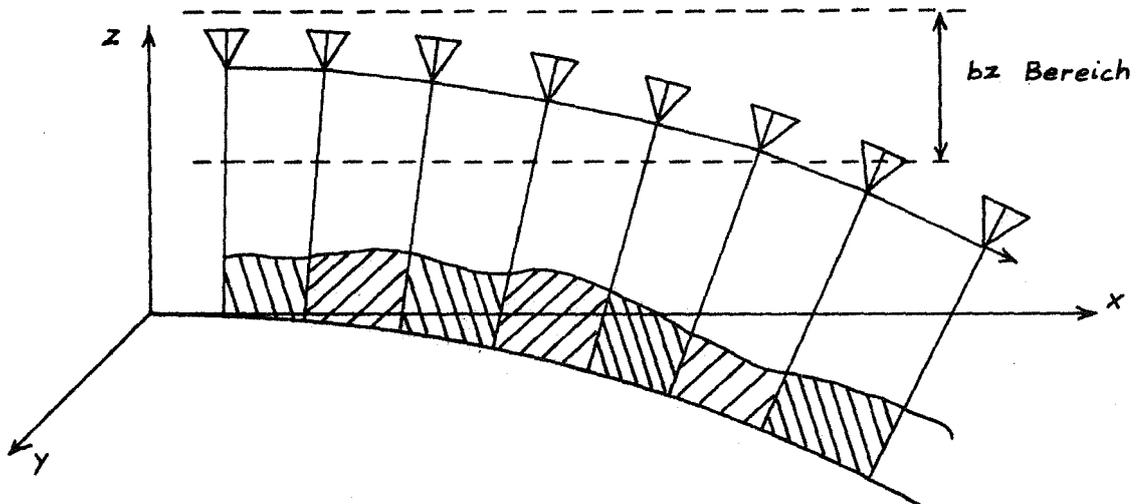
Messung der Modellkoordinaten am

- WILD A 7 (ohne Basiswechsel)
- WILD A 8
- WILD A 10
- ZEISS Planimat
- JENA Topocart
-

Vergleich	Komparatoren	: Analoggeräte
1. Messung	Am nicht orientierten Modell anstrengender	Am orientierten Modell angenehmer und schneller
2. Relative Orientierung	fällt weg, daher schneller	erforderlich
3. Absolute Orientierung	nur mit angeschlossenenem Rechner möglich	gestattet Passpunktkontrolle vor der Messung
4. Genauigkeit	weniger mechanische Fehlerquellen	
5. Projektionszentren	ergeben sich rechnerisch von selbst	verlangen zusätzlichen Mess- und eventuell Rechenaufwand
6. Arbeitsgeschwindigkeit	schneller bei wenigen Punkten pro Modell	schneller bei vielen Punkten pro Modell

Abb. 8

STREIFENKOORDINATENMESSUNG



Vergleich	Einzelmodellmessung	: Streifenmodellmessung
1. Absolute Orientierung	ist nicht erforderlich, daher schneller,	ermöglicht sofortige Passpunktkontrolle
2. Anschlussklaffen	werden rechnerisch minimiert	Verlangen Glättung
3. Fehlertheorie	Gerätefehler sind modellweise gleich	Fehler wiederholen sich nach jedem zweiten Modell
4. Geräteaufwand	ist geringer	ist höher
5. φ - Uebertrag	Projektionszentren oder Kreuzpunkte sind zu messen	erfolgt im Gerät.

Abb.9

TRENDDISKUSSION ZUR AEROTRIANGULATION

Ursache	Bildkoordinaten-	Modellkoordinaten-	Streifenkoordinaten-
	-MESSUNG		
Vorbereitungsaufwand	1	1	1
Genauigkeit	1	←	2 ←
Gerätekosten	3(1)	→	1 ←
Messgeschwindigkeit	2(3)	→	1 ←
Orientierungszeit	1	←	2 ←
Universalität	3	→	1
Beobachtungsqualität	3	→	1
Superweitwinkel	1		1 ←
30 cm Normalwinkel	1		1 ←
60 cm Schmalwinkel	1	(1)	←

Die Bildkoordinatenmessung nur für numerische Photogrammetrie
mit weniger Punkten pro Modell
für höchste Genauigkeitsansprüche
auch für Satellitenplatten und
andere Sonderanwendungen

Die Modellkoordinatenmessung für auch numerische Photogrammetrie
mit vielen Punkten pro Modell

Abb. 10

KOEFFIZIENTENVERGLEICH ZU VERSCHIEDENEN METHODEN DER
POLYNOMIALEN AEROTRIANGULATIONS-AUSGLEICHUNG.

		$\Delta x = \Delta x_0 +$ Masstab			+ Azimut			+ Aufbiegung			
		$\Delta y = \Delta y_0 +$ Azimut			+ Masstab			+ Verwindung			
		$\Delta z = \Delta z_0 +$ Aufbiegung			+ Verwindung			+ Masstab			
Methode		1	x	$\frac{x^2}{2}$	$\frac{x^3}{3}$	y	xy	x^2y	z	xz	x^2z
BAEV TH 1 LANG	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x	c_x		$-a_{\kappa}$	$-b_{\kappa}$	$-c_{\kappa}$	a_{φ}	b_{φ}	c_{φ}
	$\Delta y = \Delta y_0$	a_{κ}	b_{κ}	c_{κ}		a_y	b_y	c_y	$-a_{\omega}$	$-b_{\omega}$	$-c_{\omega}$
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$	$-c_{\varphi}$		a_{ω}	b_{ω}	c_{ω}	a_y	b_y	c_y
BAEV TH 1 KURZ	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x	.		$-a_{\kappa}$	$-b_{\kappa}$.	a_{φ}	b_{φ}	.
	$\Delta y = \Delta y_0$	a_{κ}	b_{κ}	.		a_y	b_y	c_y	$-a_{\omega}$	$-b_{\omega}$	$-c_{\omega}$
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}	c_{ω}	a_y	b_y	c_y
BAEV TH 2	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x	.		$-a_{\kappa x}$	$-b_{\kappa x}$.	a_{φ}	b_{φ}	.
	$\Delta y = \Delta y_0$	a_{κ}	b_{κ}	.		a_y	b_y	c_y	$-a_{\omega}$	$-b_{\omega}$	$-c_{\omega}$
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}	c_{ω}	a_y	b_y	c_y
van der WEELE	$\Delta x = \Delta x_0$	a_m	b_m	c_m		$-a_{\kappa}$	$-b_{\kappa}$	$-c_{\kappa}$.	.	.
	$\Delta y = \Delta y_0$	a_{κ}	b_{κ}	c_{κ}		a_m	b_m	c_m	.	.	.
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$	$-c_{\varphi}$		a_{ω}	b_{ω}
SCHWI- DEFSKY	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x
	$\Delta y = \Delta y_0$.	b_{κ}	.		a_y	b_y
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}
GRAMA- STET- TEN	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x	.		$-a_{\kappa x}$	$-b_{\kappa x}$
	$\Delta y = \Delta y_0$	$a_{\kappa y}$	$b_{\kappa y}$.		a_y	b_y
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}
ZAR- ZYCKI	$\Delta x = \Delta x_0$	a_x	b_x	.		$-a_{\kappa x}$	$-b_{\kappa x}$	$-c_{\kappa x}$.	.	.
	$\Delta y = \Delta y_0$	$a_{\kappa y}$	$b_{\kappa y}$.		a_y	b_y	c_y	.	.	.
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}	c_{ω}	.	.	.
FORMEL 20	$\Delta x = \Delta x_0$	a_m	b_m	.		$-a_{\kappa}$	$-b_{\kappa}$.	a_{φ}	b_{φ}	.
	$\Delta y = \Delta y_0$	a_{κ}	b_{κ}	.		a_m	b_m	.	$-a_{\omega}$	$-b_{\omega}$.
	$\Delta z = \Delta z_0$	$-a_{\varphi}$	$-b_{\varphi}$.		a_{ω}	b_{ω}	.	a_m	b_m	.

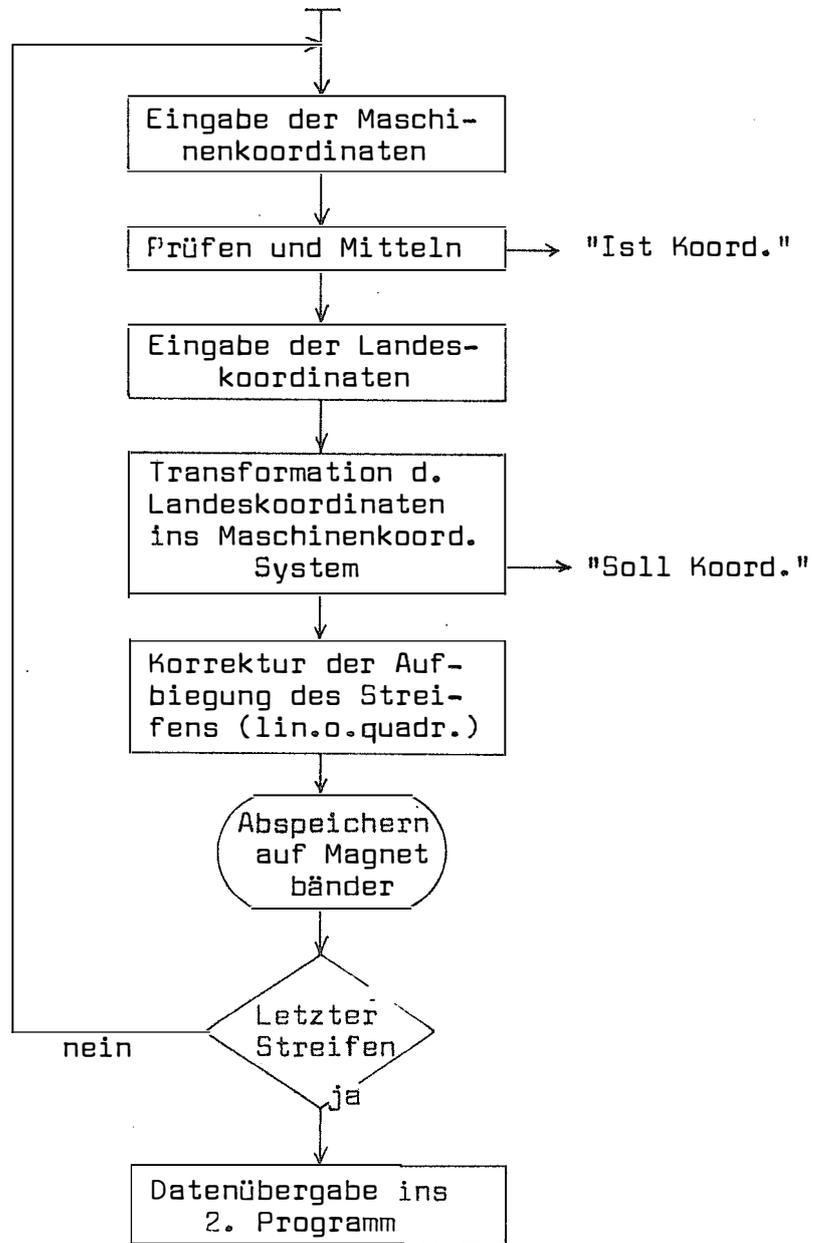


Abb. 12

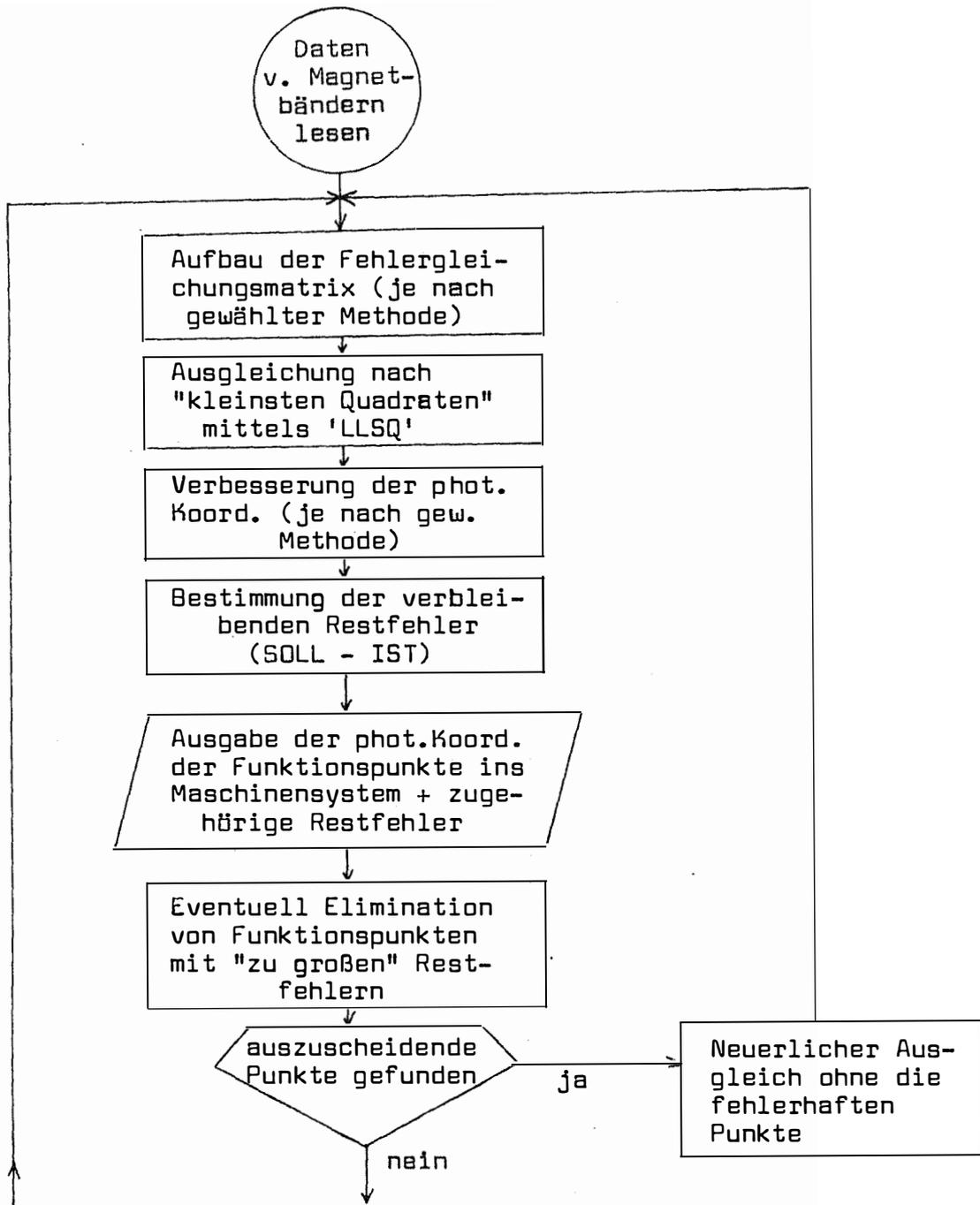


Abb. 13

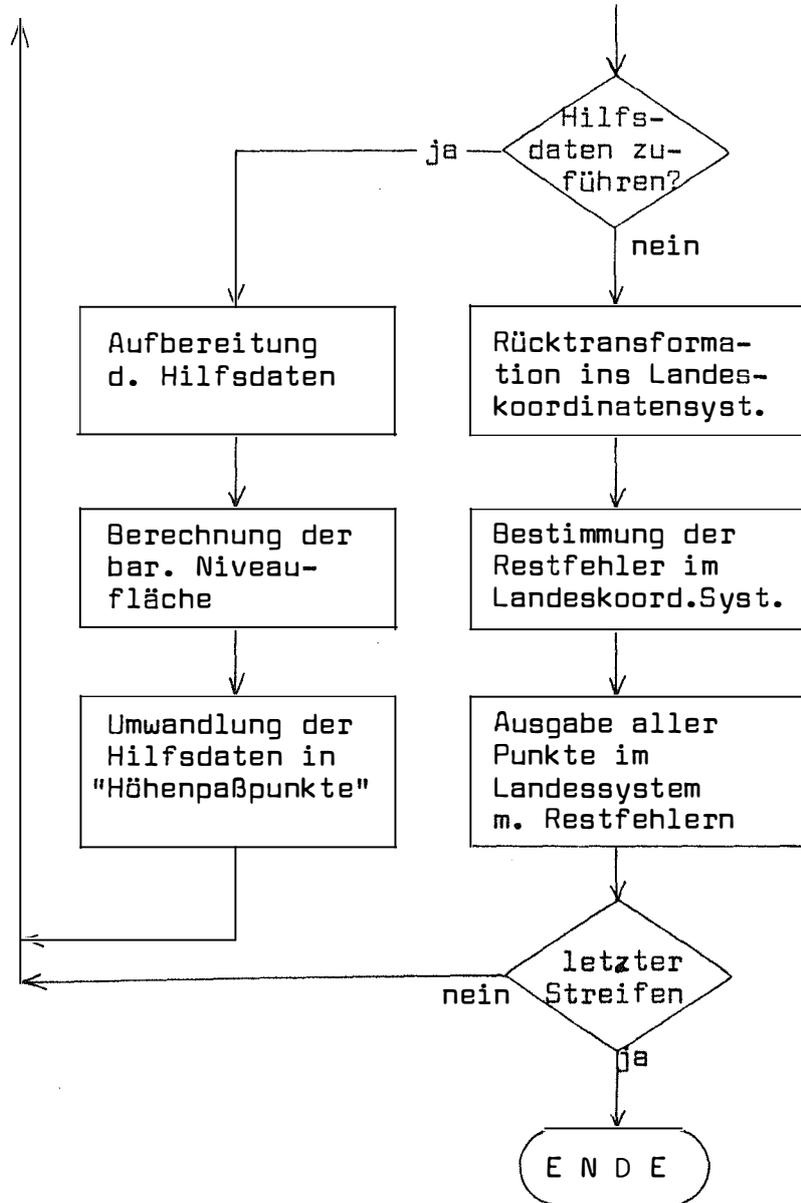
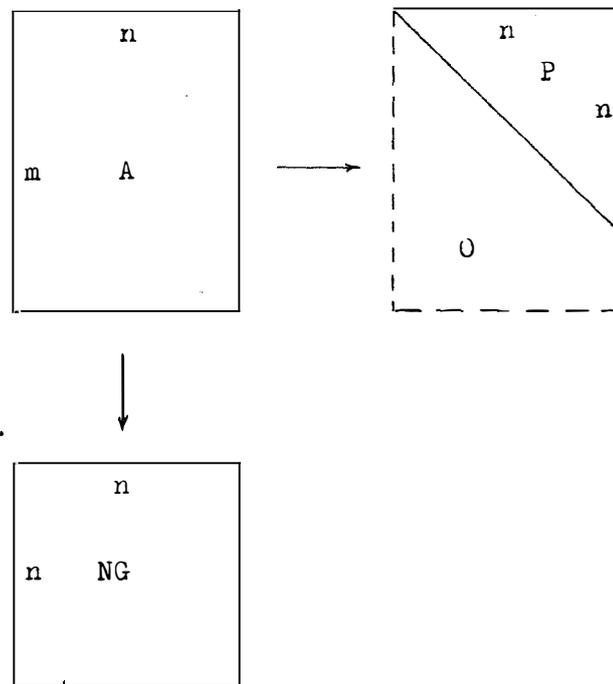


Abb. 14 Zur Lösung eines überbestimmten Gleichungssystems.

LITERATUR

- BREYER E.: Ausgleichung photogrammetrischer Streifen. Diplomarbeit TH Wien, 1972.
- GOLUB G.: Numerical methods for solving linear least square problems. Numerische Mathematik, 1965, 206 - 216.
- SCHMID P.: Programm für Einzelmodelltriangulation an der Mittleren Datenverarbeitungsanlage Philips P 352. Diplomarbeit TH Wien, Manuskript, 1973.
- TIENSTRA M.: A method for the calculation of orthogonal matrices and its application to photogrammetry and other disciplines. Dissertation, TH Delft, 1969.
- WALDHÄUSL P.: Funktionale Modelle der Streifen - und Streifenblockausgleichungen mit einfachen und Spline-Polynomen für beliebiges Gelände. Manuskript, 1973.

Geowiss. Mitt. 1
1973, 189 - 204

DAS SPANNUNGSFELD DER ERDE

von

E. Brückl

(Vortrag gehalten am 16. Mai 1973 im
Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.Ing.Dr. Ewald Brückl, Hochschulassistent am Institut für
Geophysik, Technische Hochschule in Wien 1040, Gußhausstraße
27 - 29.

ZUSAMMENFASSUNG

Mit dem Spannungsfeld der Erde werden wir in mannigfaltiger Weise konfrontiert. Aktuelle Auswirkungen sind die Erdbeben, Hebungen, Senkungen und Verschiebungen von Erdkrustenteilen und der Gebirgsdruck in künstlich geschaffenen unterirdischen Hohlräumen. Sichtbare Spuren des Spannungsfeldes treten uns in den Verfaltungen der Gesteinsschichten und in den Klüften entgegen. Zeugen für die Wirksamkeit des Spannungsfeldes globalen Ausmaßes sind die kontinentalen Gebirge, die Grabenbrüche und die mittelozeanischen Schwellen.

Bis heute können Spannungen im Gebirge nur durch den Umweg über Verformungsmessungen bestimmt werden. Bei den am häufigsten angewandten Meßmethoden wird die elastische Entspannung an Bohrkernen gemessen. Als erstes gesichertes Ergebnis zeigten diese Messungen hohe horizontale Spannungen in kontinentalen Plattformen.

Bei der Interpretation des Spannungsfeldes der Erde gelangt man zu einer Einteilung in gravitative Spannungen, tektonische Spannungen und Restspannungen. Die gravitativen Spannungen würden für sich allein wirkend eine hydrostatische Druckverteilung herbeiführen. Die tektonischen Spannungen sind für Gebirgsbildung und Kontinentaldrift verantwortlich und sie schöpfen ihre Energie aus dem Wärmereservoir des Erdinneren. Restspannungen sind von früheren tektonischen oder gravitativen Belastungen im Gestein gespeicherte Spannungen.

DEFINITION DES SPANNUNGSFELDES

Bevor wir über das Spannungsfeld der Erde sprechen wollen wir uns den physikalischen Begriff "Spannungen" genauer vor Augen führen.

Eine Spannung ist definiert als eine Kraft pro Flächeneinheit. Die Kraft, die auf eine Fläche wirkt, kann in eine Normal- und in zwei aufeinander senkrecht stehende Tangentialkomponenten zerlegt werden. Entsprechend dieser Zerlegung sprechen wir auch von Normal- und Tangentialspannungen. Bei den Normalspannungen kann es sich um Zug- oder Druckspannungen handeln, die Tangentialspannungen werden gelegentlich auch als Scher- oder Schubspannungen bezeichnet.

Durch eine Normalspannung und zwei Tangentialspannungen können wir die Spannungen, die auf eine Fläche mit einer beliebigen Flächennormalen wirken, beschreiben. Um den gesamten Spannungszustand zu beschreiben ordnen wir jeder durch die drei Raumrichtungen als Flächennormalen gekennzeichneten Fläche eine Normal- und zwei zu den beiden übrigen Koordinatenachsen parallele Tangentialspannungen zu. Diese neun Größen bilden den Spannungstensor.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x & \tau_{xy} & \tau_{xz} \\ \tau_{yx} & \sigma_y & \tau_{yz} \\ \tau_{zx} & \tau_{zy} & \sigma_z \end{pmatrix}$$

Das Symbol σ bedeutet eine Normalspannung, der Index ihre Richtung. Das Symbol τ wird für die Tangentialspannungen verwendet, der erste Index gibt die Richtung der Flächennormale an, entlang der die Tangentialspannungen in der durch den zweiten Index gegebenen Richtung wirken.

Aus den Gleichgewichtsbedingungen für die Drehmomente folgt

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= \tau_{yx} \\ \tau_{xz} &= \tau_{zx} \\ \tau_{yz} &= \tau_{zy} \end{aligned}$$

Der Spannungstensor ist somit symmetrisch und es sind nur 6 unabhängige Größen zu seiner Beschreibung notwendig.

Besonders anschaulich wird der Spannungstensor durch die Transformation auf das Hauptachsensystem. In dieser Darstellung verschwinden sämtliche Tangentialspannungen und der gesamte Spannungszustand wird durch die Normalspannungen in Richtung der drei aufeinander senkrecht stehenden Hauptachsen beschrieben.

Bisher haben wir die Spannungen in einem Punkt des Mediums besprochen. Betrachten wir den Spannungstensor als Funktion des Ortes, dann sprechen wir vom Spannungsfeld.

AKTUELLE WIRKUNGEN DES SPANNUNGSFELDES

Am 16. April 1972 um 10¹⁰h erschütterte das wahrscheinlich stärkste Erdbeben dieses Jahrhunderts den Osten von Österreich. Das Epizentrum lag im Raum von Seebenstein und Pitten, südlich von Wiener-Neustadt. In einem Gebiet von 100 km² Ausdehnung erreichte die Bebenintensität den Grad 7 nach der Mercalli-Sieberg Skala. Zwei alte Gebäude stürzten ein, Kirchtürme wurden beschädigt, Steinmauern erlitten klaffende Risse, Giebel und Schornsteine fielen auf die Straße. In den Wohnungen öffneten sich Kastentüren, Geschirr und Gläser zerbrachen in den Schränken, Vasen und Bücher stürzten von den Regalen.

Noch in der 60 km entfernten Bundeshauptstadt konnte eine Bebenintensität vom Grade 6 beobachtet werden. Die auffälligsten Schäden waren der Absturz einer Ballustrade vom Universitätsgebäude und das Abbrechen des Turmkreuzes von der St. Brigitta-Kirche. Die Bodenerschütterungen lösten unter den Menschen teilweise eine panikartige Flucht aus den Wohnhäusern und Kirchen aus. Das Ausmaß der Bodenbewegungen wurde von den Seismographen der Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik auf der Hohen Warte gemessen. Der größte Ausschlag des Fundamentes aus seiner Ruhelage betrug dort 2,43 mm.

Die Fühlbarkeitsgrenze des Bebens lag im Süd-Westen bei Klagenfurt und Villach, im Westen bei Zell am See. Besonders stark war die Ausbreitung des Bebens nach Norden. Neben vielen Meldungen aus der

Tschechoslowakei langten über 2000 Wahrnehmungsmeldungen aus der DDR und im besonderen aus Dresden ein.

Mit dem Erlebnis eines Erdbebens werden wir Zeugen der ständigen Wirksamkeit des Spannungsfeldes der Erde. Der Zusammenhang zwischen Erdbeben und Spannungsfeld soll kurz erläutert werden.

Ein Beben kann als Bruchvorgang in den obersten Schichten der Erde gedeutet werden. Um einen Bruch hervorzurufen, müssen Kräfte im Erdinneren wirksam sein, die die Gesteinsmassen einer Belastung aussetzen und Spannungen hervorrufen. Diese Spannungen deformieren die Gesteine bis deren Festigkeit überschritten wird. Es kommt zum Bruch und die aufgespeicherte Energie wird in Form seismischer Wellen abgestrahlt. Diese Wellen werden bei ausreichender Energie als Erdbeben an der Erdoberfläche wahrgenommen.

Wegen des soeben beschriebenen engen Zusammenhanges von Erdbeben und Spannungsfeld erhalten wir aus dem Studium der Erdbeben wertvolle Aufschlüsse über das Spannungsfeld der Erde. Von besonderem Interesse sind dabei die Verteilung der Erdbebenherde, das Ausmaß der freiwerdenden Energie und die Abstrahlcharakteristik der seismischen Energie.

Vom täglichen Leben des Menschen unbemerkt, aber mit den verfeinerten Methoden des Geodäten messbar, sind langsame Hebungen und Senkungen von Erdkrustenteilen, die das Ausmaß ganzer Länder oder sogar Subkontinente erfassen. Im Durchschnitt werden Bewegungsraten von 5 mm pro Jahr beobachtet. Die größten Hebungsbeträge werden in Skandinavien und Nordamerika mit 10 mm pro Jahr gemessen. Teile von Frankreich weisen den größten Absenkungsbetrag mit 26 mm pro Jahr auf. In Österreich ergab der Vergleich zwischen mehrmals im Tauern-tunnel durchgeführten Nivellements eine Hebung des Südportales gegenüber dem Nordportal um 7,8 mm in den letzten 20 Jahren.

Nicht nur Hebungen und Senkungen sondern auch horizontale Verschiebungen können durch geodätische Meßmethoden erfaßt werden. Ein besonders interessantes Gebiet ist hierbei der Bereich um die San Andreas Verwerfung in Kalifornien. Die San Andreas Verwerfung trennt mit einer Länge von über 1000 km die nordamerikanische Platte von der pazifischen. Beim Erdbeben von San Franzisko im Jahre 1906 verschoben sich die gegenüberliegenden Krustenteile entlang einer

Strecke von 400 km bis zu 6 m. Diesem und ähnlichen bei Erdbeben auftretenden Rucken überlagert sich eine kontinuierliche Kriechbewegung von etwa 5 cm/Jahr.

Ein weiterer aktiver Bereich ist die Mittelatlantische Schwelle. In Island, einer auf dieser Schwelle gelegenen Insel wurden Dehnungsbeträge von 1 cm/Jahr gemessen.

Dem Tunnelbauer und Bergmann sind die Wirkungen des Spannungsfeldes der Erde unter dem Namen Gebirgsdruck aufs engste vertraut. Beim Bau von Stollen, Schächten und Kavernen treten durch die technischen Eingriffe Spannungsumlagerungen im angrenzenden Fels auf. Das Gebirge drängt von allen Seiten in den künstlich geschaffenen Hohlraum. Es entsteht eine Auflockerungszone und es müssen geeignete technische Maßnahmen getroffen werden, dem natürlichen Streben des Gebirges, den Hohlraum wieder zu schließen, entgegenzuwirken. Für die richtige Anwendung dieser Maßnahmen ist dabei die Kenntnis des Verhältnisses von Seitendruck zu Vertikaldruck besonders wichtig.

Neben diesem allmählichen Hereindrängen des Gebirges in den künstlichen Hohlraum kommt es auch zu plötzlichen Entladungen der durch den technischen Eingriff induzierten Spannungen. Es sind dies die Bergschläge, bei denen, oft durch einen Knall begleitet, Felsplatten in den unterirdischen Hohlraum hereinbrechen. Ein Bergschlag kann als ein Erdbeben im kleinen aufgefaßt werden.

SICHTBARE SPUREN DES SPANNUNGSFELDES DER ERDE

Die sichtbaren Spuren des Spannungsfeldes der Erde finden wir in den Verformungen der Gesteinsschichten. Obwohl in der Natur alle Übergänge beobachtet werden können, wollen wir eine Einteilung in bildsame und in brechende Verformung vornehmen.

Am augenscheinlichsten zeigen sich uns die bildsamen Verformungen in der Ausbildung von Flexuren und Falten. Beim näheren Studium der Falten gelangt man zu einer Einteilung in verschiedene Falten-typen, die durch bestimmte geometrische Eigenschaften gekennzeichnet sind. Die Abbildungen 1 und 2 zeigen einige Beispiele hiervon.

Um die Ausbildungsform der Falten mit dem Spannungsfeld, durch das sie entstanden sind in Beziehung zu setzen, wurden sowohl rechnerische, als auch experimentelle Untersuchungen vorgenommen. Als einfachstes Modell für die rechnerische Erklärung von Faltenbildungen kann die elastische Platte, die in ein visköses Medium eingebettet ist, angesehen werden. Dieses Modell ergibt eine durch Beobachtungen bestätigte Beziehung zwischen der Mächtigkeit der gefalteten Schicht und der Wellenlänge der Falten. Eine Erweiterung erfuhr diese Theorie durch die Betrachtung von Schichten mit stark unterschiedlicher Viskosität und schließlich durch die Untersuchung eines anisotropen viskösen Mediums.

Während die rechnerischen Ansätze zumeist auf kleine Verformungen begrenzt bleiben, eröffnen Modellversuche die Möglichkeit, die speziellen Ausbildungsformen der Falten in Abhängigkeit von den Materialeigenschaften und den aufgebrachten Spannungen zu studieren. Hierbei ist eine ausgezeichnete Übereinstimmung zwischen Modell und Natur erzielt worden.

Zeugen der brechenden Verformung, die die Erdkruste erlitten hat und noch immer erleidet finden wir in den Klüften. Ihr Größenbereich reicht von feinen Rissen im Gestein, die nur bei näherem Hinsehen erkennbar sind und deren Abstand voneinander manchmal weniger als einen Zentimeter beträgt, bis zu großen Störungen des Gesteinsverbandes, die auf Luftbildern oder Satellitenbildern erkennbar sind. Beispiele von Klüften sind in Abb. 3 gezeigt. Alle diese Klüfte, Versetzungen, Verwerfungen und Störungen sind als Brüche des Gesteins oder ganzer Erdkrustenteile unter der Belastung des Spannungsfeldes zu verstehen. Ihr Entstehen kann zumeist durch die Mohr'sche Bruchtheorie beschrieben werden. Diese Theorie stellt eine Verbindung zwischen den räumlichen Winkeln zweier zur gleichen Zeit entstandener konjugierter Kluftscharen und der Orientierung der Hauptachsen des sie erzeugenden Spannungsfeldes her. Sie hat in vielen Laboratoriumsuntersuchungen ihre Bestätigung gefunden.

So klar die Bruchbedingungen im ungestörten Gestein bereits formuliert sind, so schwierig wird die Analyse der Vielfalt von Klüften, die durch fortschreitende Deformation und die Beanspruchung durch verschiedene Spannungsfelder entstehen.

Sichtbare Spuren des Spannungsfeldes der Erde globalen Ausmaßes finden wir in den Grabenbrüchen, den kontinentalen Faltengebirgen und den mittelozeanischen Schwellen. Ein Verständnis der Zusammenhänge zwischen diesen Strukturen liefert das Konzept der Plattentektonik. Die Vorstellungen der Plattentektonik entstanden aus der Erkenntnis, daß sich die tektonische Aktivität auf diese relativ schmalen Strukturen beschränkt. Auf diese Bereiche konzentrieren sich auch fast ausschließlich die seismische und vulkanische Aktivität. Man nimmt an, daß diese aktiven Gürtel durch Relativbewegungen von verhältnismäßig wenigen, großen starren Erdkrustenteilen verursacht werden. Das Beobachtungsmaterial, das zum Konzept der Plattentektonik führte, lieferte das Studium der Erdbeben, die Paläomagnetik, Tiefseebohrungen und geologische und klimatische Korrelationen über Kontinente hinweg, wie sie bereits ALFRED WEGENER vorgenommen hat.

MESSUNGEN DES SPANNUNGSFELDES

Wir haben bis jetzt eine Fülle von Naturerscheinungen kennengelernt, aus denen wir Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Spannungsfeldes der Erde ziehen können. Kein einziges Phänomen aber erlaubt uns eine direkte Bestimmung der Größen, die das Spannungsfeld charakterisieren. Es besteht somit der Wunsch, das Spannungsfeld direkt durch Messung zu bestimmen. Zwei prinzipielle Erschwernisse gegenüber der Messung anderer geophysikalischer Felder, wie etwa dem Schwerfeld oder dem Magnetfeld, treten uns bei der Messung des Spannungsfeldes entgegen. Erstens müssen wir in einem Punkt der Erdkruste zur vollen Bestimmung des Spannungsfeldes sechs unabhängige Größen messen. Zum zweiten sind die Spannungen an das sie beherbergende Medium gebunden und können im Außenraum nicht beobachtet werden. Wir müssen uns zur Messung also in das Innere des Gebirges begeben.

In den letzten 15 Jahren wurden Verfahren entwickelt, die die Messung des Spannungsfeldes in Bohrlöchern möglich machten. Die Messungen beruhten auf dem Prinzip, daß Spannungen in dem von ihnen erfaßten Stoffen Verformungen hervorrufen. Wird eine unter Spannung stehende Gesteinsprobe durch eine Kernbohrung aus dem Gebirgsver-

band herausgelöst, wo wird sie vom Einfluß des Spannungsfeldes befreit und hat das Bestreben, die erlittenen Deformationen wieder rückgängig zu machen. Die bei der Entspannung auftretenden Dehnungen können gemessen werden und daraus kann auf die im Gesteinsverband herrschenden Spannungen geschlossen werden. Von großer Bedeutung bei diesem Meßverfahren ist aber die Kenntnis des Formänderungsverhaltens der Gesteine. Je nach Ausmaß und Geschwindigkeit der Beanspruchung zeigen die Gesteine elastisches, plastisches oder auch visköses Verhalten und wir nennen die Summe dieser Eigenschaften die Rheologie der Gesteine.

Der Meßvorgang der Spannungen zeigt uns also, daß wir zur Erforschung des Spannungsfeldes der Erde auch die Rheologie der Gesteine und des Gebirges erforschen müssen. Kenntnis vom Spannungsfeld der Erde können wir nur durch den Umweg über die Rheologie erlangen. Dieses Prinzip gilt auch für die Interpretation aller auf das Spannungsfeld zurückführbaren Erscheinungen.

Im Rahmen des Internationalen Geodynamik Projektes werden vom Institut für Geophysik der Technischen Hochschule in Wien Spannungsmessungen durchgeführt. Die dabei angewandte "Doorstoppermethode" soll nun näher beschrieben werden.

Von einem Stollen aus wird mit Diamantbohrkronen ein Loch gebohrt, das bis über den das Spannungsfeld verfälschenden Einfluß des Stollens hinaus reicht. In der gewünschten Tiefe wird der Bohrlochgrund mit entsprechenden Kronen geglättet. Sodann wird mit einem Einbauwerkzeug die Meßzelle - der "Doorstopper" - in das Bohrloch eingebracht und am geglätteten Bohrlochgrund angeklebt. Während dieses Vorganges ist der "Doorstopper" über eine Steckverbindung und ein Kabel mit einer Meßbrücke verbunden. Nach Erhärten des Klebers wird für die drei in der Meßzelle enthaltenen Dehnungsmeßstreifen ein Nullabgleich durchgeführt. Die Steckverbindung zum "Doorstopper" wird gelöst und Einbauwerkzeug und Kabel werden abgezogen. Danach beginnt das Überkernen. Hierbei wird der Kern, an dem der "Doorstopper" klebt, aus der Einspannung im Gebirge herausgelöst und es tritt eine Entspannung ein. Mit Hilfe des Kernrohres wird der Kern aus dem Bohrloch herausgeholt. Die Steckverbindung zur Meßbrücke wird wiederhergestellt und der Betrag der durch die Entspannung erfolgten Dehnung

des Kernes wird gemessen. Mit Hilfe der gesondert zu bestimmenden elastischen Konstanten können aus diesen Dehnungen die Spannungen berechnet werden. Zur vollständigen Bestimmung des Spannungstensors sind Messungen in drei verschieden orientierten Bohrlöchern notwendig. In Abbildung 4 sind Bohrkern, "Doorstopper"-Meßzelle und Einbauwerkzeug gezeigt.

ERGEBNISSE DER SPANNUNGSMESSUNGEN

Messungen des Spannungsfeldes sind bisher vor allem in Skandinavien, Nordamerika, Südafrika und in der Sowietunion durchgeführt worden. Das Ziel der Messungen war zumeist die Klärung bergmännischer und felsbaulicher Fragen. Betrachtet man jedoch die Gesamtheit dieser Messungen aus geophysikalischer Sicht, so zeigt sich als erstes gesichertes Ergebnis die Existenz unerwartet hoher horizontaler Druckspannungen in alten kontinentalen Plattformen. Diese betragen an der Oberfläche im Mittel 90 kp/cm^2 und sie nehmen mit der Tiefe stärker zu, als man es auf Grund der Überlagerung annehmen würde. Die Hauptachsen des Spannungstensors sind entweder senkrecht oder parallel zur Erdoberfläche orientiert. Dies besagt, daß in vertikalen Ebenen keine vertikalen Tangentialspannungen und in horizontalen Ebenen überhaupt keine Tangentialspannungen vorhanden sind. Da die beiden horizontalen Hauptspannungen oft jedoch sehr unterschiedlich sind, treten oft sehr große horizontale Tangentialspannungen in vertikalen Ebenen auf.

Gegen die Erdoberfläche geneigte Hauptspannungsachsen findet man in den Randgebieten der kontinentalen Plattformen. Entgegen geologisch begründeten Erwartungen wurden auch in Island und im Bereich des Ostafrikanischen Grabensystems horizontale Druckspannungen gemessen.

Trotz der vielen, bereits vorliegenden Messungen bedarf es noch vieler weiterer Arbeit, um zu einem globalen Überblick über aktuelle Spannungen in der Erdkruste zu gelangen. Eine Favorisierung der Kontraktionstheorie der Erde auf Grund der vorliegenden Daten scheint noch verfrüht.

INTERPRETATION DES SPANNUNGSFELDES

Die schwierigste, aber auch interessanteste Frage ist jene nach der Herkunft und dem Entstehen des Spannungsfeldes der Erde.

Eine erste Ursache finden wir im Schwerfeld der Erde. Die Schwerkraft greift in jedem Massenpunkt der Erde an und ihre Wirkungslinie bestimmt die Lotrichtung. Sie ist im wesentlichen für den Überlagerungsdruck in den Stollen der Bergwerke verantwortlich. Würde von heute an nur mehr die Schwerkraft auf die Erde einwirken, so würde sich ähnlich wie in den Ozeanen auch in der Erdkruste ein hydrostatisches Gleichgewicht ausbilden. Die Zeit, bis dieser Zustand erreicht wäre, würde nur von der Fließbereitschaft des Gebirges, also seiner Rheologie, abhängen. Der auf die Schwerkraft zurückführbare Anteil des Spannungsfeldes der Erde ist somit sicherlich von großer Bedeutung. Er hat eine ordnende und Unterschiede ausgleichende Funktion. Die Mannigfaltigkeit der an der Erdoberfläche beobachtbaren Erscheinungen kann er aber nicht erklären.

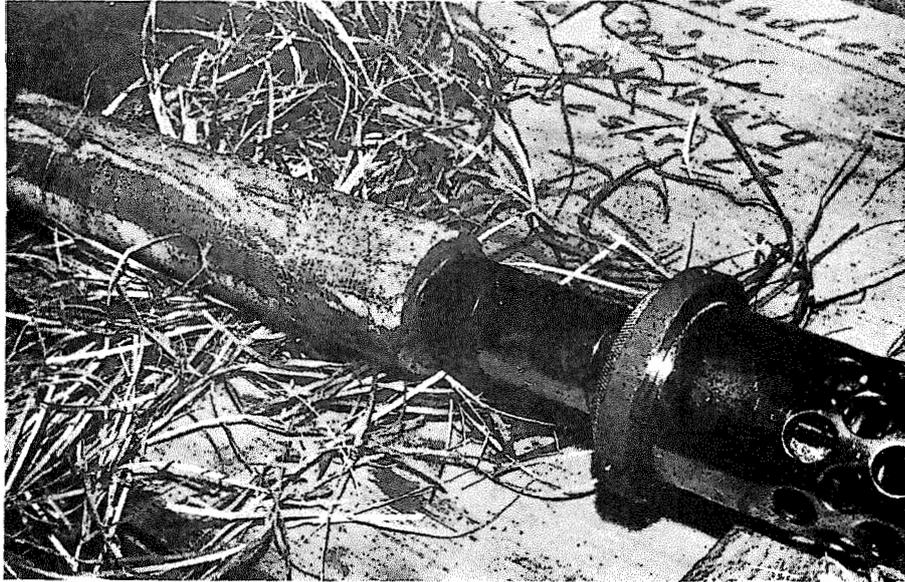
Wollen wir die geologischen Ereignisse wie die Gebirgsbildungen, das Aufreißen von Gräben und das Auseinanderfließen der ozeanischen Kruste verstehen, so müssen wir das Wirken tektonischer Kräfte annehmen. Das Energiereservoir für diese Kräfte bildet die Wärme, die im Erdinneren gespeichert ist. Der Mechanismus, wie die Erde Wärme in Bewegung umsetzt, ist bis heute unbekannt und bildet den Ansatzpunkt für viele Hypothesen. Wie diese Kräfte und das aus ihnen folgende tektonische Spannungsfeld auch zustandekommen mögen, ihre Wirkungen in der geologischen Vergangenheit sind uns allen sichtbar und es besteht kein Grund, an ihrem Weiterwirken in der Gegenwart zu zweifeln.

Neben den gravitativen und den tektonischen Spannungen haben wir aber noch eine dritte Komponente des Spannungsfeldes der Erde. Es sind dies die Restspannungen. Sind im Wechsel des geologischen Geschehens Gebirgsmassen einmal gravitativen oder tektonischen Spannungen ausgesetzt und hernach wieder entlastet worden, so vermag das Gebirge die ihm aufgeprägten Spannungen nicht zur Gänze und sofort abzubauen. Es bleiben die Restspannungen im Gesteinsverband zurück. Dieser Spannungsanteil ist wieder ganz wesentlich durch die Rheolo-

gie des Gebirges bestimmt. Die Restspannungen sind sozusagen der im Gedächtnis des Gebirges zurückgebliebene Anteil früher einmal wirksam gewesener gravitativer oder tektonischer Spannungen.

Abbildung 4

Bohrkern, "Doorstopper" und Einbauwerkzeug

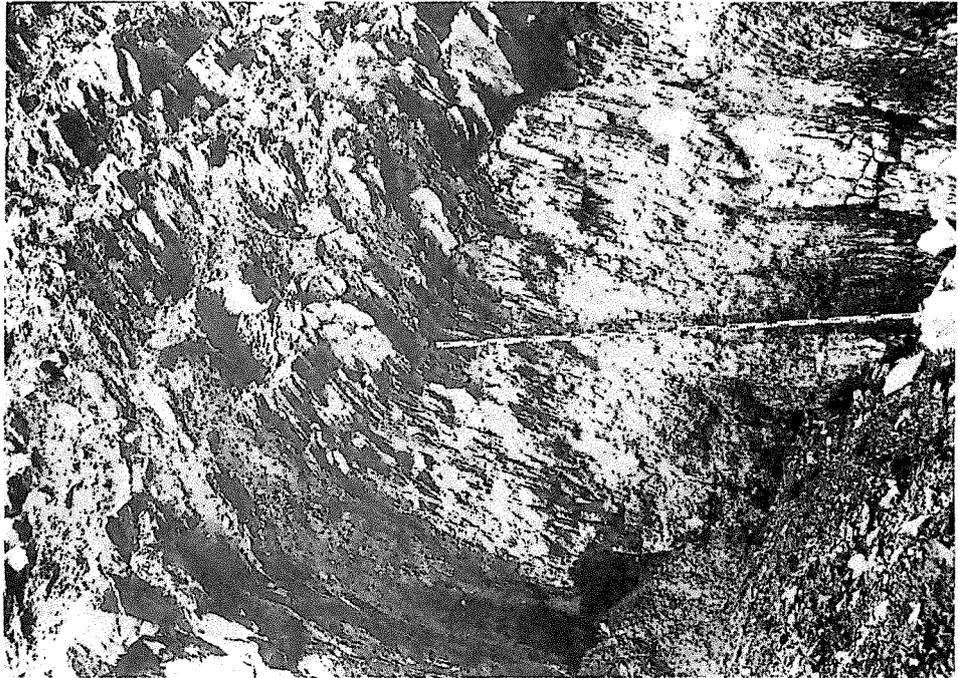


Bohrkern mit angeklebtem "Doorstopper"



Abbildung 2

Hakenwerfen



Komplexe Verfaltung

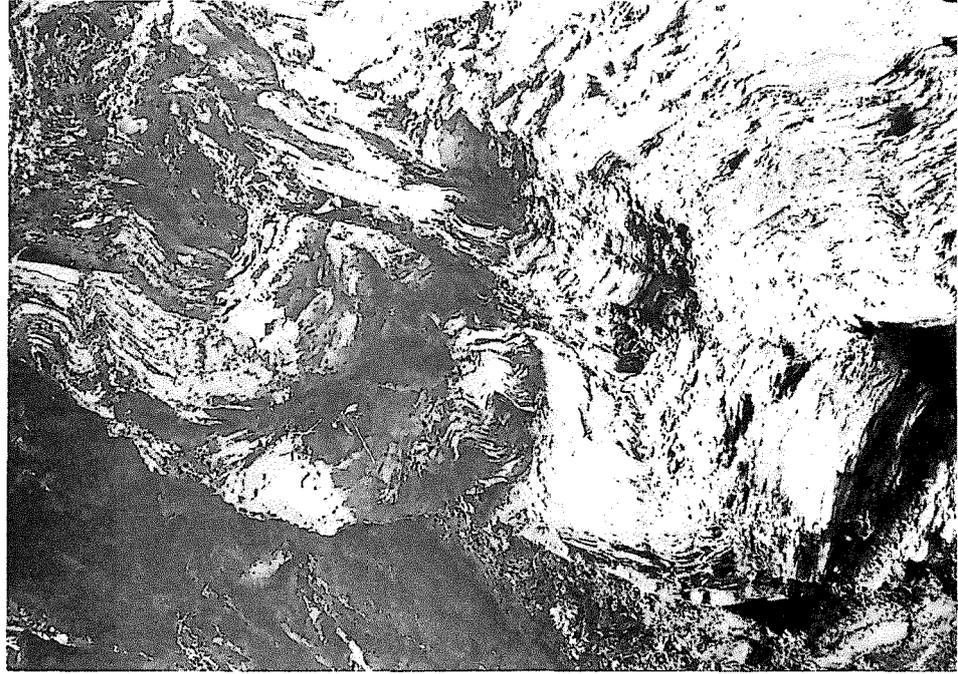


Abbildung 3

Konjugierte Klüfte



Durch Hangbewegungen zerlegter Kluftkörperverband



Abbildung 1

Konzentrische Falte



Zickzackfalte



Geowiss. Mitt. 1
1973, 205 - 216

ELEKTRONISCHE BERECHNUNGEN IM STRASSENBAU
DURCH DEN GEODÄTEN

von

G. Palfinger

(Vortrag gehalten am 6. Juni 1973
im Rahmen des Kolloquiums der Assistenten
der Studienrichtung Vermessungswesen)

Dipl.-Ing. Gerhard Palfinger, Hochschulassistent am Institut für
Allgemeine Geodäsie der Technischen Hochschule Wien
1040, Gußhausstraße 27 - 29

ZUSAMMENFASSUNG

Der Straßenbau ist eng verbunden mit vermessungstechnischen Arbeiten. Der Geodät stellt Planungsunterlagen zur Generellen- und Detailplanung her, arbeitet an wesentlichen Schritten der Entwurfsbearbeitung mit und ihm obliegt schließlich die Verfassung von Teilungsplänen zur Herstellung der Grundbuchsordnung nach Bauabschluß.

Die Erfassung von Geländedaten erfolgt noch weitgehend nach den klassischen Aufnahmemethoden. Die Entwicklung der elektrooptischen Entfernungsmesser sowie der Orthoprojektoren eröffnet Meßmethoden mit hohem Automatisierungseffekt. Um die Möglichkeiten der EDV zur Auswertung der Meßdaten rationeller nutzen zu können, werden die Meßwerte auf digitalen Datenträgern registriert. Auch neue Verfahren der Geländebeschreibung, wie das digitale Geländemodell, sollen eine integrierte Datenverarbeitung erleichtern.

Die an die Berechnungen anschließende graphische Datenverarbeitung mittels automatischer Zeichenmaschinen hoher Präzision ist ein weiteres aktuelles Mittel zur Rationalisierung.

EINLEITUNG

Für den Ausbau und die Erhaltung des österreichischen Straßennetzes werden durch Bund, Länder und Gemeinden beträchtliche Mittel aufgewendet. Durch zum Teil zweckgebundene Steuern, wie die Bundesmineralölsteuer, wird der dafür nötige Abgabenertrag gesichert. Bis zum Zeitpunkt der Vollmotorisierung, etwa Ende dieses Jahrhunderts, wird mit einer weiteren Steigerung des Straßenbaus zu rechnen sein. Inwieweit der Individualverkehr durch entsprechenden Ausbau der Massentransportmittel eingeschränkt werden wird, kann zur Zeit schwer abgeschätzt werden.

Die Entwurfsbearbeitung im Straßenbau ist eng verbunden mit vermessungstechnischen Aufgaben. Nicht zuletzt durch die optimale Erfüllung dieser Arbeiten wird ein exakter und rationeller Ablauf der Planung gewährleistet.

Wesentliche Schritte bei der Entwurfsbearbeitung sind unter anderem die

- Erstellung von Planungsgrundlagen (Pläne, Profile etc.)
- Festlegung der Straßenachse im Grund- und Aufriß
- Erdmassenermittlung
- Erfassung des Grundbuchs- und Katasterstandes.

Vor Baubeginn erfolgt die Absteckung der Straßenachse nach Lage und Höhe. Daran schließt die Bauüberwachung und Bauabrechnung an sowie die Herstellung der Grundbuchsordnung nach Bauabschluß. An allen diesen Arbeitsgängen hat der Geodät wesentlichen Anteil oder führt einzelne davon alleine aus.

Die momentane Phase der Entwurfsbearbeitung ist gekennzeichnet durch einen stark vermehrten Einsatz der EDV in Verbindung mit automatischen Zeichenmaschinen hoher Präzision. Damit wird ein hoher Rationalisierungseffekt erzielt. Die dazu erforderliche Software ist zum Teil erarbeitet oder wird laufend entwickelt.

Auch neue Methoden der geodätischen Geländeerfassung sind aufgrund instrumenteller Entwicklungen - elektrooptische Entfernungsmesser oder Orthoprojektoren - anstelle der bisherigen getreten oder werden in vermehrtem Maße angewendet. Für den Geodäten bedeutet dies, sich laufend umfassend über den aktuellen Entwicklungsstand am Gerätesektor zu informieren. Hierbei ist neben einer optimalen Datenerfassung bei ingenieurgeodätischen Messungen oder photogrammetrischen Auswertungen eine EDV-gerechten Datenaufbereitung sehr wesentlich.

ERFASSUNG DER GELÄNDEDATEN

Die heute angewendeten Verfahren zur Geländeerfassung sind die Photogrammetrie und die Tachymetrie. Beide Methoden gestatten eine integrierte Datenverarbeitung im Zuge der Entwurfsbearbeitung. Die bekannten Verfahren der photogrammetrischen Planerstellung mittels Analoggeräten (Stereoauswertegeräte) ergeben durch Abfahren der Stereomodelle mit einer räumlichen Meßmarke und angeschlossenem Kartiergerät Lagepläne, Schichtenpläne, Profile etc. Verbunden mit

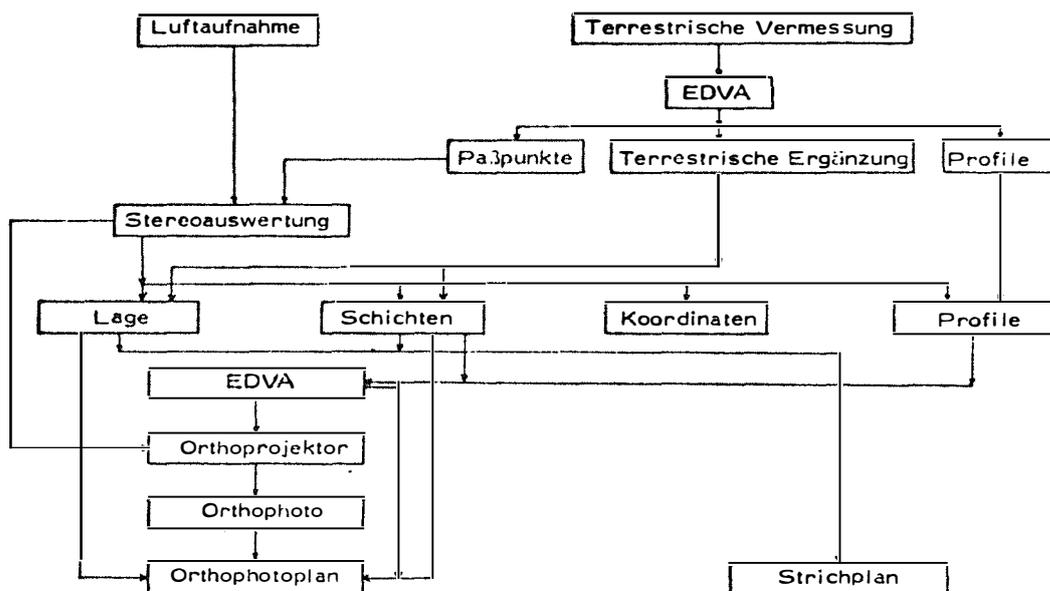


Abbildung 1

tachymetrischen Ergänzungsmessungen ist damit ein bewährtes und ausgereiftes Auswerteverfahren gegeben. Im Zuge der photogrammetrischen Auswertung ist die Registrierung von Koordinaten und Profilen möglich.

Ein vereinfachtes Ablaufschema zeigt Abbildung 1. Der eigentliche Auswertevorgang, nämlich das räumliche Abtasten des Modells, erfolgt durch einen Operateur. Den angestrebten automatisierten Auswertevorgang ermöglicht die Orthophototechnik. Dabei wird das Luftbild in kleine Bildausschnitte eingeteilt und streifen- oder zonenweise durch differentielle Entzerrung umgebildet.

Im Gegensatz zur graphischen Auswertung nach Punkten und Linien enthält der so entstandene Bildplan die volle Information des Luftbildes. Die Höhenschichtenlinien können in Orthophotos einkopiert werden, nachdem sie entweder mit Stereoauswertegeräten ermittelt oder rechnerisch über die registrierten Höhen für die differentielle Entzerrung interpoliert wurden. Neben einer rationellen Auswertung sind stark verringerte Zeichenarbeiten im Vergleich zur Strichauswertung zu erbringen.

In Österreich steht die Anwendung der Orthophototechnik noch in ihren Anfängen und ist Gegenstand von Forschungsvorhaben. Repräsentative Erfahrungswerte aus Ergebnissen der Entwurfsbearbeitung für den Straßenbau liegen auch aus dem Ausland nicht vor.

Nach wie vor sind bei der klassischen Geländeerfassung durch Detailaufnahme und Tachymetrie die bisher üblichen Aufnahmemethoden verbreitet. Die rasche Entwicklung der Elektronik wirkt sich hier vor allem in zwei Bereichen aus. So wurde die indirekte Streckenmessung durch den Bau elektrooptischer Entfernungsmesser in Anwendungsbereich, Wirtschaftlichkeit und Genauigkeit wesentlich verbessert. Aber auch die automatische Registrierung von Meßdaten im Feld ist, wenn auch noch sehr aufwendig, auf Lochstreifen und Magnetband als Datenträger möglich.

Elektrooptische Entfernungsmesser gestatten – bei wirtschaftlicher Geräteinvestition – die rationelle Anwendung kombinierter Meßmethoden (Winkel- und Seitenmessung) zur Bestimmung von Festpunkten. Eine Reihe von theoretischen und praktischen Untersuchungen liegt dazu vor. Von besonderem Interesse dabei ist die Gewichtsbestimmung von Winkel- und Seitenmessungen für die Ausgleichung. Lassen sich polare Aufnahmen und Absteckungen über größere Entfernungen bequem durchführen, so rücken auch die Methoden des trigonometrischen Nivellements wieder mehr in den Vordergrund. So ist bei wesentlich geringerem Feldaufwand als beim geometrischen Nivellement vor allem in topographisch schwierigem Gelände eine zumindest gleiche Genauigkeit zu erreichen. So kann z. B. auch die Bestimmung von Höhenpaßpunkten mittels elektrooptischer Entfernungsmesser sehr rationell vorgenommen werden.

Wird ein elektronischer Entfernungsmesser mit einem Winkelmeßgerät kombiniert, spricht man von einem elektronischen Tachymeter. Hierbei ist je nach Gerät die Optik von Streckenmeßteil und Theodolit coaxial oder die optischen Achsen sind parallel zueinander. Die Winkelmessung erfolgt in üblicher Weise durch Ablesung an Horizontal- und Vertikalreis oder mit codierten Teilkreisen und elektronischem Kreisabgriff. Bei einigen elektronischen Tachymetern ist ein elektronischer Rechner sowie eine Registriereinrichtung zur automatischen Erfassung der Meßdaten angeschlossen. Zur Kontrolle erscheinen die Meßwerte in digitaler Anzeige und können nach entsprechender Codierung registriert werden. Mit dem elektronischen Rechner lassen sich einfache Aufgaben zur Reduktion der Meßwerte (Horizontalentfernung und Höhenunterschied) oder zur Bestimmung von Absteckelementen am Feld vorzunehmen. Elektronische Tachymeter mit coaxialer Anordnung und Registriereinrichtung erfordern einen hohen Investitionsaufwand, der eine spezielle Aufgabenstellung verlangt, um wirtschaftliche Effekte zu erzielen.

VERARBEITUNG DER GELÄNDEDATEN

Wurden die Geländedaten durch Tachymetrie bestimmt und die Messungsdaten in ein Feldbuch eingetragen, so erfolgt deren Auswertung in der Regel mit Hilfe von Kleinrechnern und Anlagen der MDV. Diese elektronischen Rechner besitzen eine Datentastatur zur direkten Eingabe von Daten. Hier ist also kein eigener Datenträger erforderlich. Die vorhandene Software ermöglicht die Berechnung der dabei auftretenden Aufgaben in einzelnen Schritten. Nach den klassischen Gesichtspunkten wie Kleintriangulierung, Polygonzug, Detailpunkte, Nivellement, Trigonometrische Höhenmessung, Tachymetrie etc. geordnet, liegen entsprechende Anwendersoftwarepakete vor. Je nach Typ der Rechanlage besteht die Möglichkeit der Speicherung von Zwischenergebnissen. Vor allem die Koordinaten werden häufig in Arbeitsspeichern oder peripheren Speichern abgestellt. Für weitere Berechnungen stehen diese Werte durch direkten oder sequentiellen Zugriff zur Verfügung. Die durch Rechnung ermittelten Daten werden mit den Ausgangswerten und Messungsdaten in einer Ergebnisliste ausgegeben. Auch die Ausgabe über Datenträger wie Lochstreifen, Lochkarte und Magnetband sind möglich. Die graphische Weiterverarbeitung liefert eine Strichauswertung (Lage- und Höhenplan, Profile).

Sind keine eigenen Rechanlagen zur Hand, kann mittels Datenfernverarbeitung und direkter Dateneingabe mit Großrechanlagen gearbeitet werden. Die Problemformulierung hat in Einzelschritten zu erfolgen. Derzeit ist aber das Preis-Leistungsverhältnis dabei eher ungünstig.

Für eine integrierte Datenverarbeitung im Zusammenhang mit Entwurfsberechnungen ist es erforderlich, die Meßwerte auf digitalen Datenträgern zu speichern. Die Herstellung eines für die Weiterverarbeitung optimalen Datenträgers kann vom Feldbuch und von maschinenlesbaren Belegen erfolgen. Die direkte Registrierung analoger Meßdaten in digitaler Form im Zuge der Messung am Feld stellt den derzeit höch-

sten Entwicklungsstand dar. Zur Zeit wird aber diese Möglichkeit noch durch hohen finanziellen Aufwand erkaufte. Abbildung 2 zeigt eine Übersicht zur Erstellung von digitalen Datenträgern. Gemeinsam mit den eigentlichen Meßwerten sind für die Organisation des Datenspeichers sowie für die Auswertung der Messungen entsprechende Schlüsselzahlen mit zuregistrieren. Diese Schlüsselzahlen ersetzen die Feldskizze und sollen daher auch die entsprechenden Informationen bis hin zur graphischen Datenverarbeitung (automatisches Zeichnen) besitzen. Bei Geräten mit Registrierung am Feld sind die Schlüsselzahlen vom Beobachter nach der jeweiligen Messung einzustellen und mitzuregistrieren. Allerdings scheinen die bis jetzt erarbeiteten Systeme der Schlüsselzahlen nicht geeignet, eine optimale Datenorganisation zu ermöglichen. Eine einheitliche Formulierung der Punktbezeichnungen ist eine vordringliche noch zu lösende Aufgabe.

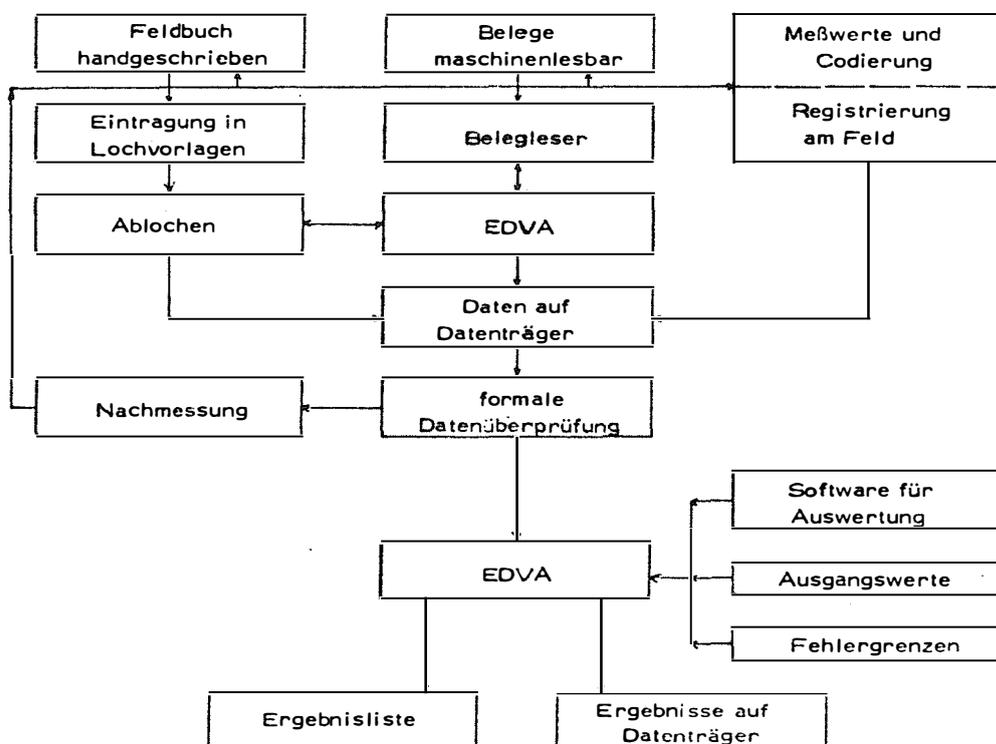


Abbildung 2

Der Datenträger mit den Originalmeßwerten ist für die elektronische Weiterverarbeitung nur bedingt geeignet. Es sind formale Überprüfungen hinsichtlich der Schlüsselzahlen und der Vollständigkeit und Lesbarkeit der Daten vorzunehmen. Aber auch die Meßwerte selbst werden vor den Berechnungen verbessert. Der Einfluß der Instrumentenfehler wird dabei rechnerisch eliminiert. Mehrfachmessungen werden gemittelt und mit den Fehlergrenzen verglichen. Alle auftretenden Widersprüche und Fehlermeldungen werden protokolliert und veranlassen den Bearbeiter zu einer Überprüfung. Dabei ergeben sich entsprechende Berichtigungen und fallweise Nachmessungen. Als Ergebnis wird ein formal richtiger Datenträger (meist Lochstreifen) angestrebt. Dieser Datenträger enthält Schlüsselzahlen mit Punktnummern, Horizontalwinkel, Zenitdistanz und Strecken mit den bereits verbesserten Meßwerten.

Die anschließenden Berechnungen der Koordinaten und Höhen erfolgt in der Regel nach den klassischen Methoden. Die Aufnahmestandpunkte der elektronischen Tachymeter müssen nicht unbedingt koordinatenmäßig bekannte Punkte sein. Über idente Punkte können die einzelnen Standpunkte angeschlossen werden, wobei ein herkömmlicher Polygonzug nicht erforderlich ist. Der lage- und höhenmäßige Zusammenschluß kann auch durch eine Lage- und Höhenblockausgleichung erfolgen. Dabei ergeben sich die Höhen und Koordinaten genauer als bei der konventionellen Tachymetrie. Die durch Blockausgleichung erhaltenen Koordinaten sind überdies homogener als bei der üblichen Auswertung.

Als Ergebnis einer photogrammetrischen oder tachymetrischen Geländeaufnahme wird als Projektierungsunterlage meist eine analoge planliche Darstellung des Geländes erstellt. Parallel dazu können die das Gelände beschreibenden Punkte in digitaler Form (Koordinaten und Höhen) registriert werden.

Die Festlegung von Straßenachsen in Grund- und Aufriß erfordert die Ermittlung von Längen- und Querprofilen. Diese achsbezogenen Profile werden manuell aus Plänen oder Stereoluftbildern bestimmt. Der graphi-

sche Entwurf der Trasse wird dann getrennt nach Grund- und Aufriß geodätisch eingerechnet. Dies geschieht mit EDV-Anlagen nach den bisher üblichen Methoden. Nach erfolgter graphischer Flächenermittlung der Querschnittsflächen kann die Massenberechnung angeschlossen werden. In dieser Vorgangsweise wechseln also manuelle und automatisierte Arbeitsgänge. Die Anwendersoftware zur Trassenfestlegung gliedert sich in

- Achsberechnung von freien Trassen und Anschlußstellen
- Berechnungen zwischen zwei Achsen
- Absteckungsberechnungen
- Gradientenberechnungen
- Fahrbahndeckenbuch
- Berechnung von Profilkpunkten und Querschnittsflächen
- Massenermittlung
- Bauabrechnung
- Hilfsprogramme (Transformationen etc.).

Die Software bietet im Rahmen ihres sequentiellen Aufbaus zumeist die Möglichkeit, die für die weiteren Berechnungen benötigten Zwischenwerte zu speichern. Sämtliche Eingaben und Ergebnisse werden protokolliert und bei entsprechender peripherer Ausstattung der Rechenanlage im Anschluß an die Berechnungen graphisch dargestellt. Dies erfolgt durch automatische Zeichenmaschinen hoher Präzision. Damit ist es möglich, Lagepläne, Längen- und Querprofile mit oder ohne Beschriftung rationell herzustellen. Die zur Steuerung von automatischen Zeichenmaschinen benötigte System- und Anwendersoftware ist äußerst umfangreich und nur zum Teil erarbeitet. Dies gilt vor allem für die Steuerung der Zeichenmaschinen durch MDV-Anlagen.

Im Hinblick auf die Entwicklung der EDV und einen kontinuierlichen Datenfluß bei der elektronischen Entwurfsbearbeitung werden neue EDV-gerechte Verfahren der Geländebeschreibung entwickelt und getestet. Unter dem Begriff des digitalen Geländemodells (DGM) versteht man eine Menge von Geländepunkten, die eine bestimmte Geländeoberfläche dar-

stellt. Diese Geländedaten können für verschiedenste Aufgaben nach entsprechenden mathematischen Verfahren ausgewertet werden. Für den Straßenbau wird heute vor allem die Möglichkeit der automatischen Profilermittlung durch Interpolation angewendet. Die verschiedenen Interpolationsverfahren benötigen zur optimalen Lösung einen entsprechend organisierten Datenspeicher. Die große Anzahl von Geländedaten findet im Kernspeicher nicht mehr Platz und muß auf externe Speicher aufgeteilt werden. Die im Zuge der Berechnungen erforderlichen Datentransporte verursachen hohe Rechenkosten und müssen möglichst minimal gehalten werden. Das geschieht einmal durch Beschränkung auf einen möglichst schmalen Interessenstreifen sowie durch eine achsabhängige Datenanordnung. Damit ist die Profilermittlung mittels punktwiser Interpolation wesentlich erleichtert, die Allgemeingültigkeit des DGM aber eingeschränkt. In Zukunft wird die rasterförmige Anordnung der Geländepunkte ohne Berücksichtigung der Morphologie vorherrschen. Der Datenspeicher ist durch den regelmäßigen Raster einfach zu organisieren und durch die Gesetzmäßigkeit zwischen den Koordinaten erübrigt sich deren Speicherung. Die notwendige hohe Punktdichte wird in Zukunft vor allem durch die fortschreitende Automatisierung der Photogrammetrie rationell zu erzielen sein.

Eine integrierte Weiterverarbeitung im Zuge der Entwurfsbearbeitung wird zur Zeit nicht vorgenommen, da hierfür noch umfangreiche Programmentwicklungen notwendig sind. Die interessanten Möglichkeiten der Optimierung der Entwurfsbearbeitung im DGM, wie etwa der Erdmassenausgleich, können noch nicht genutzt werden, einerseits wegen fehlender Programme aber auch weil der dazu erforderliche Preis dem Planungsingenieur nicht zugestanden wird. Die Versuche in Österreich, das DGM zur Entwurfsbearbeitung heranzuziehen, können nicht zu einer gerechten Beurteilung der neuen Planungsverfahren herangezogen werden, da naturgemäß eine Reihe von Anfangsschwierigkeiten auftraten.

Verfahren zur automatischen Berechnung von Höhenschichtenlinien

durch Interpolation wurden in jüngster Zeit entwickelt und stellen in Verbindung mit automatischen Zeichenmaschinen eine weitere Möglichkeit der Rationalisierung dar.

LITERATURVERZEICHNIS

BENNER E.: Das digitale Geländemodell - Begriff und Anwendungen im Straßen- und Ingenieurbau.
Vortragsskizzenfassung.
Stuttgart 1972.

IBM Deutschland: Programmsystem Straßenbau für IBM System/360 und IBM 1130.
Stuttgart 1969.

KNOOP H.: Wirtschaftlicher Einsatz von elektronischen Tachymetern. XIII. Internationaler Kongreß der Vermessungsingenieure. Band 5, 501.4.
Wiesbaden 1971.

KRAUS K.: Rationalisierung der tachymetrischen Geländeaufnahme und Automatisierung der Weiterverarbeitung zur großmaßstäbigen Karte.
AVN 1973, Heft 1.