

Zeitschrift:	Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber:	Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band:	76 (1958)
Heft:	12
Artikel:	Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebewegungen und von Deformationen an Bauwerken
Autor:	Kobold, F.
DOI:	https://doi.org/10.5169/seals-63945

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften auf E-Periodica. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Zeitschriften und ist nicht verantwortlich für deren Inhalte. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern beziehungsweise den externen Rechteinhabern. Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen sowie auf Social Media-Kanälen oder Webseiten ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. [Mehr erfahren](#)

Conditions d'utilisation

L'ETH Library est le fournisseur des revues numérisées. Elle ne détient aucun droit d'auteur sur les revues et n'est pas responsable de leur contenu. En règle générale, les droits sont détenus par les éditeurs ou les détenteurs de droits externes. La reproduction d'images dans des publications imprimées ou en ligne ainsi que sur des canaux de médias sociaux ou des sites web n'est autorisée qu'avec l'accord préalable des détenteurs des droits. [En savoir plus](#)

Terms of use

The ETH Library is the provider of the digitised journals. It does not own any copyrights to the journals and is not responsible for their content. The rights usually lie with the publishers or the external rights holders. Publishing images in print and online publications, as well as on social media channels or websites, is only permitted with the prior consent of the rights holders. [Find out more](#)

Download PDF: 28.01.2026

ETH-Bibliothek Zürich, E-Periodica, <https://www.e-periodica.ch>

Geodätische Methoden zur Bestimmung von Geländebebenungen und von Deformationen an Bauwerken

DK 526.9:624

Von Prof. Dr. **F. Kobold**, ETH, Zürich *)

1. Zweck der Deformationsmessungen

Lage und Höhe von Punkten der Erdoberfläche sind ständigen Änderungen unterworfen. In der Regel besteht kein Bedürfnis, diese Änderungen durch Messung zu erfassen. Verschiebungs- und Deformationsmessungen werden daher nur ausnahmsweise ausgeführt. Mit ihnen soll etwa der Umfang der sich bewegenden Teile eines zu sichernden Rutschhangs festgestellt oder es sollen die Verformungen von Bauwerken wie Brücken, Tunnels und Staumauern ermittelt werden. Mit Hilfe von Deformationsmessungen an Bauwerken will man insbesondere die Zuverlässigkeit der Annahmen über das elastische Verhalten überprüfen. Meistens werden solche Messungen auf die Umgebung des Bauwerkes ausgedehnt. So wird man bei einem Kraftwerk nicht nur die Bewegungen der Mauern feststellen, sondern auch untersuchen, ob infolge Aufstauens oder Absenkens des Sees in der Nähe der Mauer Lageverschiebungen des Untergrundes sowie Hebungen und Senkungen eintreten.

Die Wahl der Messmethode richtet sich nach der verlangten Genauigkeit, welche durch den Zweck der Untersuchungen und den Betrag der Lageänderungen gegeben ist. Sucht man beispielsweise die Verschiebungen in einem Rutschgebiet, wo die jährliche Geschwindigkeit den Betrag von Dezimetern erreicht, so genügen mittlere Fehler von wenigen Zentimetern. Wird dagegen bei einer Staumauer nach den Verschiebungen von Punkten auf benachbarten Betonblöcken gefragt, die sich um wenige Millimeter bewegen, so müssen durch die Messanordnung mittlere Fehler an den zu bestimmenden Grössen von einigen Zehntel Millimetern erreicht werden.

Unter den verschiedenen Möglichkeiten zur Bestimmung von Verschiebungen und Deformationen werden im folgenden nur diejenigen skizziert, bei denen *Messungen nach den Methoden der Geodäsie* ausgeführt werden. Sie tragen fast immer den Nachteil in sich, dass sie mehr Arbeit erfordern als die Methoden mit Pendeln, Neigungs- und Dehnungsmessern und ähnlichen Geräten. Geodätische Messungen allein geben jedoch absolute Verschiebungen; nur bei ihnen werden Verschiebungsrichtungen und Verschiebungsbeträge auf die weitere, von der Bewegung nicht erfassete Umgebung bezogen.

Die Aufgabe, Lage- und Höhenänderungen von Punkten im Gelände und an Bauwerken zu bestimmen, spielt wohl nirgends eine grössere Rolle als in dicht besiedelten Bergwerkgebieten. Für manche der neuen Geräte und Messmethoden, die heute bei Deformationsmessungen in unserm Land zur Anwendung gelangen, findet man die grundlegenden Ideen in Aufsätzen über das Markscheidewesen.

Alle Methoden der Geodäsie stützen sich auf Winkel- und Entfernungsmessungen. Werden nur Winkel gemessen, so spricht man von Triangulation. Werden nur Distanzen gemessen, so spricht man von Trilateration, eine Methode, die in der Landesvermessung wegen der Entwicklung der elektronischen Entfernungsmessgeräte immer mehr an Bedeutung gewinnt. Werden sowohl Winkel als auch Strecken zwischen sich folgenden Punkten gemessen, so entsteht ein Polygonzug. Für Rutschungs- und Deformationsmessungen ist die Trilateration wohl noch nirgends verwendet worden. Alle bisherigen Verfahren beruhen daher auf den Grundsätzen der Triangulation und der Polygonation.

2. Die Methode der Triangulation

Bei der Feststellung von Verschiebungen nach der Methode der Triangulation handelt es sich meistens um die Aufgabe des Vorwärtseinschneidens (Bild 1). Von zwei oder besser von drei festen Beobachtungsstationen I, II und III aus werden die Richtungen in einer ersten und in einer späteren,

vielleicht auch in weiteren Beobachtungsepochen nach den zu bestimmten Punkten 1.... gemessen. Als Ausgangspunkte für die Sätze dienen weit entfernte, gut anzuzielende Punkte (A, B, C).

Bei der praktischen Lösung dieser theoretisch sehr einfachen Aufgabe treten mancherlei Schwierigkeiten auf. Die wichtigste dieser Schwierigkeiten, von der allein hier die Rede sein soll, besteht darin, dass fast in allen Fällen die *Beobachtungsstationen im Verlaufe der Zeit ihre Lage ändern*; sie erleiden kleine Verschiebungen. Man ist daher bei der Auswertung gezwungen, die Lage der Stationspunkte I, II, III usw. sowie die Orientierung der Sätze für den Zeitpunkt jeder einzelnen Messung festzustellen. Von Anfang an müssen demgemäß die Stationspunkte mit festbleibenden Punkten in Beziehung gebracht werden, und bei jeder Messung ist diese Beziehung neu zu überprüfen. Oft bereitet es Mühe, in nicht zu grosser Entfernung vom Rutschhang oder vom Bauwerk Punkte zu finden, die ihre Lage auch nach Jahren nicht ändern.

Handelt es sich um *Deformationsbeobachtungen bei Stau-
mauern*, wo die Beobachtungsstationen wohl ohne Ausnahme
aus massiven Betonpfeilern bestehen, erweist es sich als vor-
teilhaft, in der Nähe der Pfeiler in bestem Fels Zielmarken
II, II₂, II₃, II₄ anzubringen und anlässlich jeder Messperiode
die Richtungen nach diesen Marken zu messen. Stimmen die
zu verschiedenen Zeiten gemessenen Sätze nicht überein, so
lassen sich aus den Differenzen die Pfeilerverschiebungen be-
stimmen. Diese beziehen sich jedoch nur auf die nächste Um-
gebung. Um festzustellen, ob sich diese nächste gegenüber der
weiteren Umgebung bewegt, baut man im rückwärtigen Ge-
lände, an Stellen, von denen man vermutet, dass sie ihre Lage
nicht verändern, Versicherungspfeiler (Bild 2, Pfeiler IV
und V). Werden alle möglichen Richtungen zwischen den
Pfeilern gemessen, so entsteht ein vollständiges Netz, das
nach der Methode der kleinsten Quadrate ausgeglichen wird.
Man erhält so die Lage der Beobachtungspfeiler gegenüber
den Versicherungspfeilern und zudem die Orientierung für
die Sätze nach den Mauerpunkten.

Meistens betragen die Entferungen zwischen Versicherungs- und Beobachtungspfeilern etwa 200 m. Da die mitt-

^{*)} Nach Referaten im Zürcher Ingenieur- und Architekten-Verein, im Schweiz. Verein für Vermessung und Kulturtechnik und in der Schweiz. Gesellschaft für Photogrammetrie.

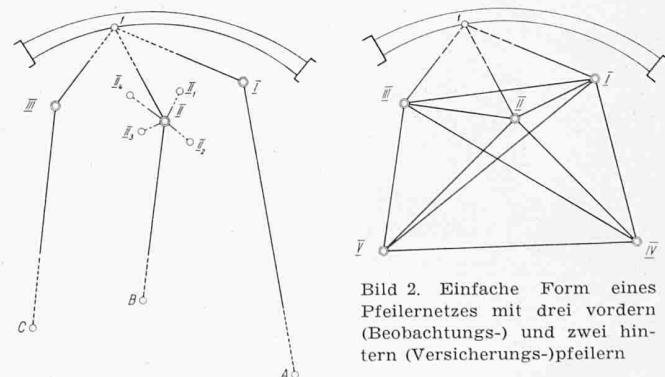


Bild 1. Verschiebungsmessungen nach der Methode der Triangulation (Vorwärts einschneiden)

I. II. III Beobachtungsstationen

1 Zielpunkte, deren Verschiebungen gemessen werden sollen

A, B, C. Festbleibende Zielpunkte zur Orientierung der Richtungen

II₁, II₂ Versicherungsbolzen in der Nähe der Beobachtungspfeiler

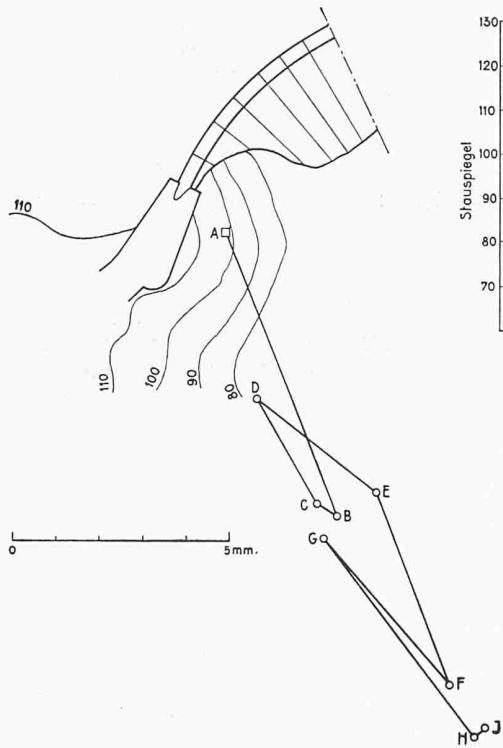


Bild 3. Langfristige Verschiebung eines Beobachtungspfeilers in der Nähe einer Staumauer (Portugal)

leren Fehler an den beobachteten Richtungen nicht unter $\pm 2^{\circ}$ gebracht werden können, ergeben sich mittlere Lagefehler für die Beobachtungspfeiler gegenüber den Versicherungspfeilern von rund 1 mm. Zeigen sich daher bei der Auswertung Verschiebungen von der Größenordnung von weniger als rd. 1 mm, so wird man diese Lageänderungen nicht als verbürgt ansehen. Man bestimmt dann die Pfeilerlage auf Grund der in der Nähe angebrachten Zielmarken. Die mittleren Fehler der momentanen Pfeilerlage sind dann in der Größenordnung von einigen Zehntel Millimetern. Ergeben sich aber bei der Auswertung für die vordern Pfeiler grössere Verschiebungen als durchschnittlich 1 mm, so dürfen die nahen Zielmarken nicht verwendet werden. Die Pfeilerlage ist damit etwa dreimal schlechter bestimmt, als wenn die nahen Marken beigezogen werden dürfen. Da die Distanzen von den Beobachtungspfeilern zur Mauer etwa 200 m betragen werden, kann mit mittleren Lagefehlern der Mauerpunkte von

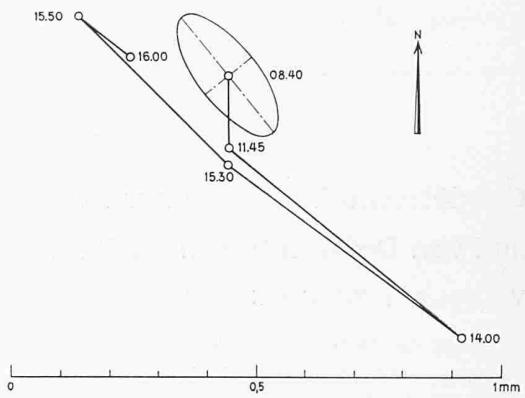
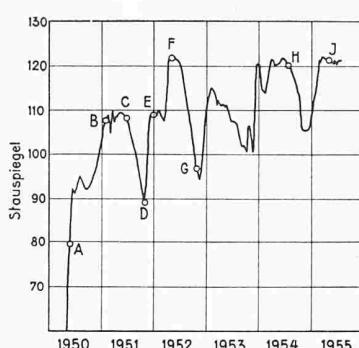


Bild 4. Kurzfristige Verschiebungen eines Beobachtungspfeilers

etwas weniger als 1 mm gerechnet werden, wenn die Pfeilerlage auf Grund der nahen Zielmarken bestimmt werden darf, und mit 1,5 mm, wenn zur Bestimmung der Pfeilerlage nur die Versicherungspfeiler in Frage kommen.

Die erwähnte Wanderung der Pfeiler kann auf verschiedene Ursachen zurückgeführt werden. Hier sollen nur zwei von ihnen kurz skizziert werden, nämlich die langfristige Wanderung wegen der Seespiegelschwankungen und die kurzfristige wegen Temperaturspannungen im Pfeiler.

Bei der *langfristigen* Erscheinung, die auf das Aufstauen und das Absenken des Sees zurückzuführen ist, wird meistens ein Teil der Vorwärtsbewegung durch eine Rückwärtbewegung kompensiert. Während in unserm Land kaum je Pfeilerverschiebungen ermittelt wurden, die den Zentimeter überschritten, sind aus dem Ausland Fälle bekannt, wo die Lageänderung der Pfeiler im Laufe der Jahre mehrere Zentimeter beträgt. Bild 3 zeigt langfristige Verschiebungen eines Beobachtungspfeilers und damit vermutlich des Felsens in der Nähe einer Staumauer. Die Talwärtsbewegung des Pfeilers A erreicht nach fünf Jahren den Betrag von 14 mm. Unverkennbar ist der Zusammenhang zwischen Verschiebung und Stauhöhe. Bei Aufstau des Sees in der Periode von A bis C erfolgt eine Talwärtswanderung; bei Absenken des Sees in der Periode von C nach D eine Rückwanderung. Die Erscheinung wiederholt sich bis zur Messung J.

Schwerer zu erfassen als diese Lageänderungen der Pfeiler infolge Änderung der Stauhöhe sind die *kurzfristigen* Änderungen der Lage der Pfeileroberfläche, auf welcher Instrument oder Zielmarken stehen, gegenüber dem Boden. Sie röhren fast immer von ungleicher Erwärmung oder Abkühlung des Pfeilers her und stellen nicht eigentliche Lageände-

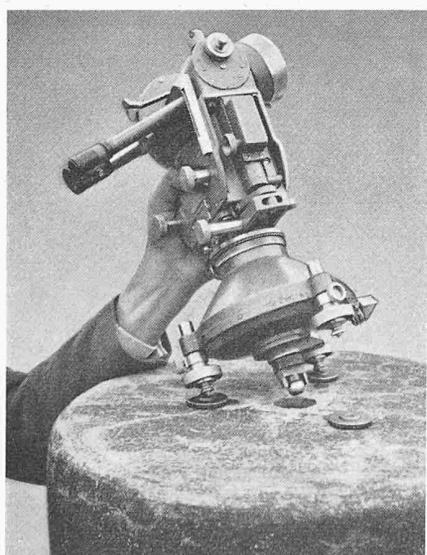


Bild 5. Zentrierung des Präzisionstheodolits T3 von Wild-Heerbrugg auf Pfeiler

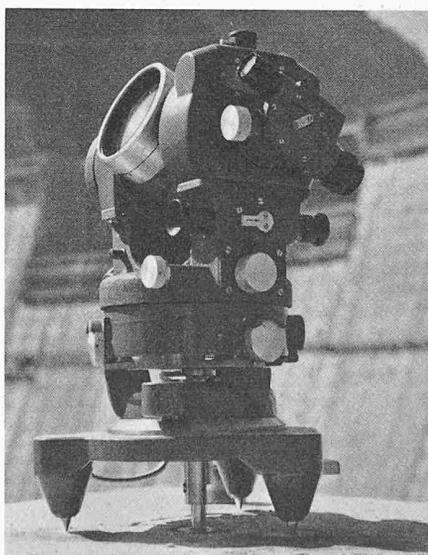


Bild 8. Präzisionstheodolit DKM3 von Kern-Aarau auf Pfeilergrundplatte

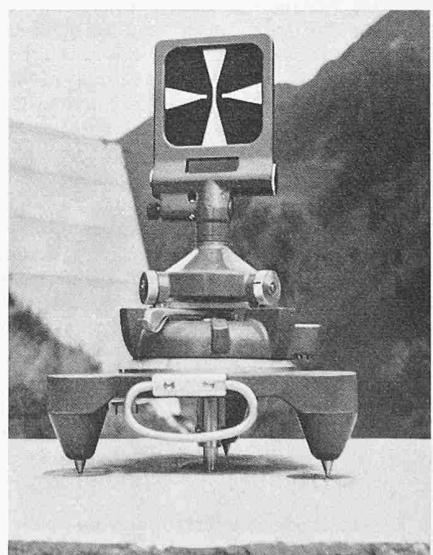


Bild 9. Zielmarke auf Pfeilergrundplatte von Kern-Aarau

Auf der Unterfläche des Theodolits wird ein Aufsatzstück, das in einer kleinen Kugel endet, in der Verlängerung der Vertikalachse aufgeschraubt. Die Kugel passt genau in den im Beobachtungspfeiler eingelassenen Metall-Lochbolzen

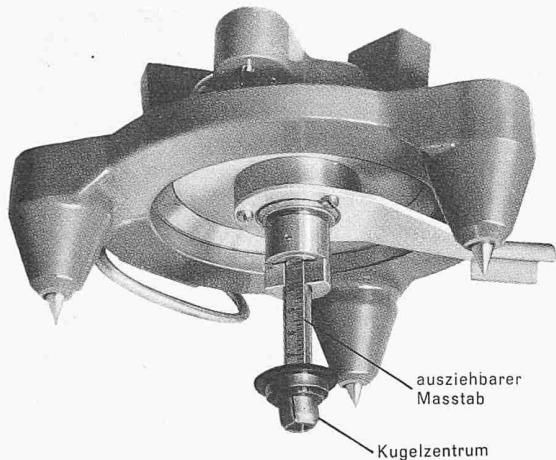
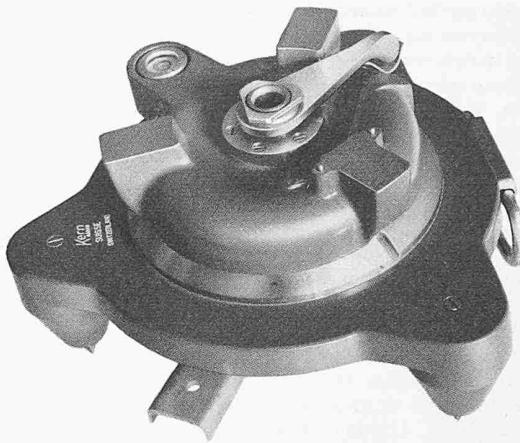


Bild 6 (links). Pfeilergrundplatte zu den Theodoliten und Zielmarken von Kern-Aarau, von unten. Die Pfeilergrundplatte ruht auf drei Spalten. Sie wird mit der Kugel am untern Ende des ausziehbaren Maßstabes zentriert.

Bild 7 (rechts). Pfeilergrundplatte von oben. Dreht man den oberen Teil um das Kugelgelenk, bis die Dosenlibelle genau einspielt, so liegt der Mittelpunkt der Bohrung vertikal über dem Zentrum und die Auflageflächen für Theodolit oder Zielmarken werden in sehr guter Näherung horizontal.



rungen der Pfeiler, sondern Drehungen der Pfeiler um ihren Fuss dar, wobei die Felsunterlage und die nächste Umgebung keinerlei Wanderungen durchmachen. Wie Bild 4 zeigt, ergaben Messungen auf einem Pfeiler an einem sonnigen Tag im Oktober Verschiebungsbeträge der Pfeileroberfläche gegenüber dem Boden von 1,0 mm im Laufe von zwei Stunden. Die Lage der Oberfläche des Beobachtungspfeilers wurde um 0840, 1145, 1400, 1530, 1550 und 1600 auf Grund naher Vermessungsmarken (Versicherungsbolzen) eingemessen. Die Genauigkeit, aus der mittleren Fehlerellipse erkennbar, ist für alle Bestimmungen gleich. Die Wanderung der Oberfläche ist reell; sie vollzieht sich in einer Geraden. Sobald die Temperatur zwischen Sonnen- und Schattenseite einen gewissen Betrag überschritten hat, hier nach 1145, setzt die Bewegung ein und wird rückläufig, wenn die Temperaturdifferenz unter einen gewissen Betrag sinkt. Die Bewegungen sind nicht proportional zur Zeit und vermutlich überhaupt nicht stetig, sondern ruckartig.

Pfeilerdrehungen beim Messen von Sätzen sind dem Geodäten seit langem bekannt. Weniger bekannt sind ihm bisher die Pfeilerverschiebungen, weil sie bei den normalen geodätischen Arbeiten ohne Einfluss auf die Ergebnisse bleiben. Anders bei Staumauerbeobachtungen. Hier muss unbedingt dafür gesorgt werden, dass sich die Pfeiler während der Beobachtungen nicht einseitig erwärmen. Schutzmassnahmen sind natürlich nicht nur für die Pfeiler zu treffen, auf denen beobachtet wird, sondern auch für die Pfeiler, auf denen Zielmarken stehen. Die wirksamsten Schutzmassnahmen wurden wahrscheinlich bei einer portugiesischen Mauer getroffen, wo um jeden Pfeiler eine drehbare Kuppel mit Beobachtungsspalte gebaut wurde.

Da es aber in günstigen Fällen möglich ist, die Lage der Beobachtungspfeiler mit der Genauigkeit von Zehntelmillimetern zu bestimmen, erweist es sich als notwendig, dass die Theodolite mit besonderen Einrichtungen versehen sind, die eine Zentriergenauigkeit von einem Zehntel-

Millimeter gewährleisten. In den Bildern 5 bis 9 sind die Zusatzgeräte, wie sie von den Firmen Kern und Wild für ihre Instrumente konstruiert werden, dargestellt.

Grundsätzlich gleich wie bei den Staumauerbeobachtungen liegt das Problem der Bestimmung der momentanen Lage der Beobachtungsstationen bei *Rutschungsmessungen*. Meistens ist es sehr schwierig, Punkte in der Umgebung der Rutschzonen zu finden, deren Lage unverändert bleibt. Man ist nicht selten gezwungen, an entfernte Punkte anzubinden, die sich auf Gipfeln und Gratlinien befinden, wo erfahrungsgemäss die Verschiebungen geringer sind als in den Talhängen. Die Genauigkeit der Lage der Stationspunkte nimmt selbstverständlich mit zunehmender Entfernung der Zielpunkte ab.

An einigen Beispielen seien die Verhältnisse skizziert: Das erste Beispiel (Bild 10) bezieht sich auf die Verschiebungsmessungen im Gebiet von Peiden im untern Lungnez. Um die Bewegung der linken Talseite im Raum Peiden-Cumbels zu untersuchen, wurden auf vier Stationen der untersten Terrasse der rechten Talseite Richtungen beobachtet. Es erschien fraglich, ob die vier Stationen sowie die benachbarten Punkte dritter Ordnung ihre Lage beibehielten. Zunächst wurden die Punkte dritter Ordnung als freies Netz ausgeglichen und mittels einer Helmert-Transformation mit den gegebenen Landeskoordinaten verglichen. Bei keinem der Punkte zeigten sich reelle Verschiebungen. Nachher wurden die vier Stationen als

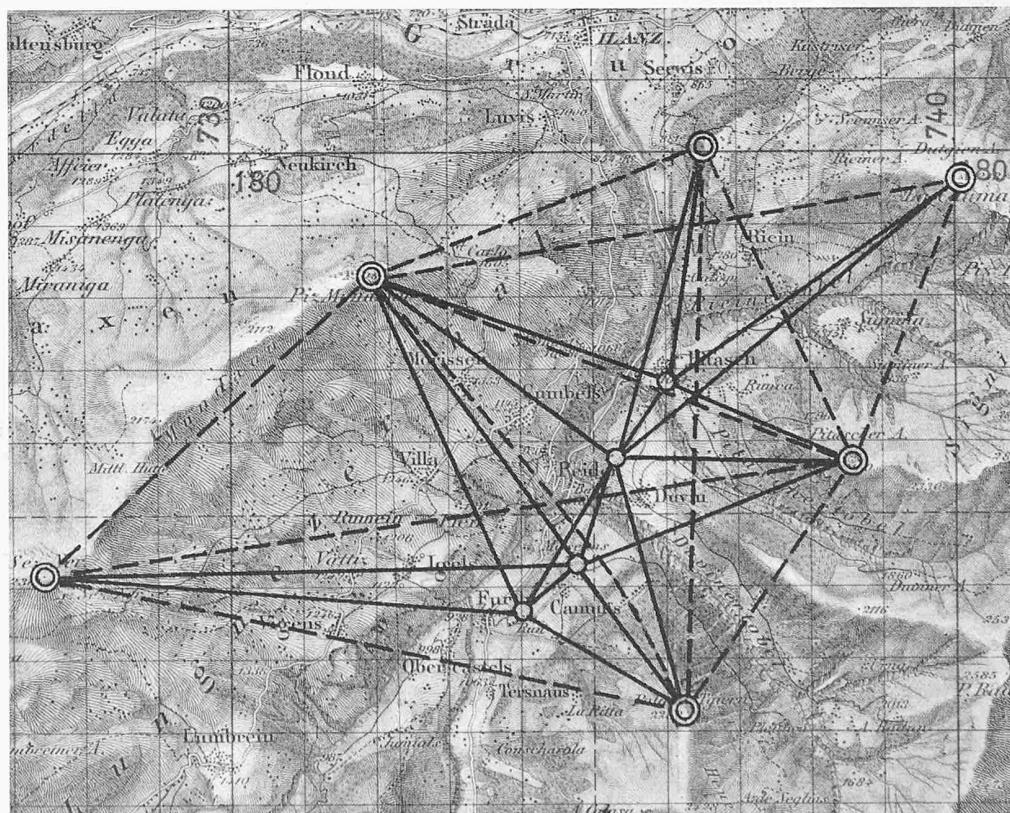


Bild 10. Verschiebungsmessungen im untern Lungnez; Maßstab 1 : 100 000. Bestimmung der mit \circ bezeichneten Stationspunkte im Gebiet Pitasch-Duvin-Camuns auf Grund der Triangulation dritter Ordnung (Doppelkreise). — Die Bilder 10 und 13 werden reproduziert mit Bewilligung der Eidg. Landestopographie vom 7. 3. 58.

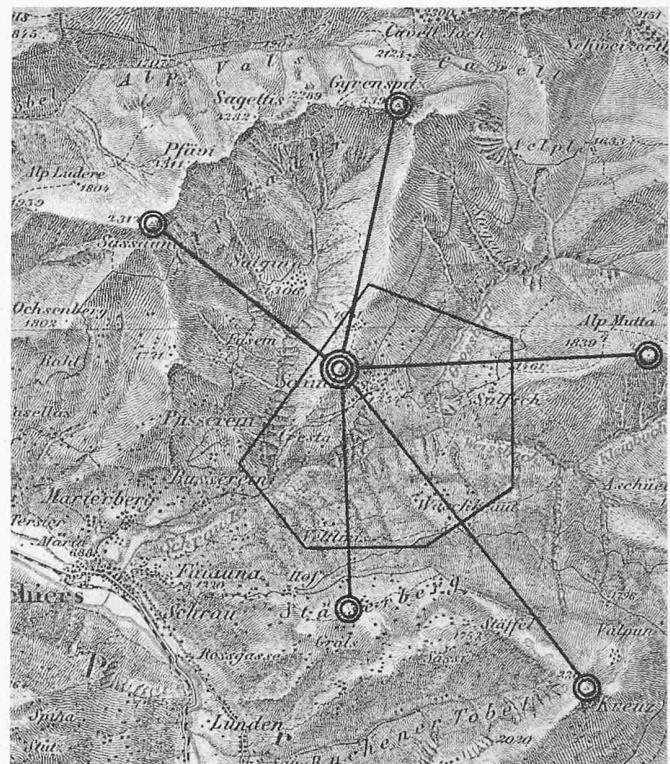
Mehrpunkteinschaltung berechnet. Aus dem Vergleich mit den früheren Koordinaten ging hervor, dass sich alle vier Punkte im Laufe von zehn Jahren um durchschnittlich $5 \div 10$ cm talwärts verschoben hatten. Das zweite Beispiel bezieht sich auf die Verschiebungsmessungen in *Braunwald* (Bild 11). Von den Punkten auf Gipfeln und auf Gratlinien wurde vermutet, dass sie ihre Lage seit Erstellung der Triangulation vierter Ordnung vor 30 Jahren nicht verändert hätten. Ueber diese Punkte (soweit im Bild liegend mit Doppelkreisen bezeichnet) wurden ein Lage- und ein Höhennetz beobachtet und beide frei ausgeliert. Der Vergleich mit den Landeskoordinaten erfolgte durch eine Helmert-Transformation. Trug man den mittleren Fehlern der alten und der neuen Bestimmungen Rechnung und berücksichtigte man den Umstand, dass die neue Punktbestimmung in ganz anderer Art erfolgte als die alte, so liessen sich Verschiebungen an den Punkten auf Gipfeln und Gratlinien nicht nachweisen. Von diesen Punkten ausgehend, ergaben sich jedoch für die Punkte auf der Hangterrasse teilweise recht grosse Verschiebungen. Das Bild zeigt die Aenderungen in Höhe (Senkungen).

Besonders schwierig war es im Rutschgebiet von *Schuders* (Bild 12), feste Anhaltspunkte für die Deformationsmessungen zu finden. Das in Bild 13 eingerahmte Gelände sollte auf Rutschungen untersucht werden. Zu diesem Zweck wurde eine ziemlich dichte Triangulation über das Gebiet gelegt. Als unveränderlich konnten nur die mit einem Doppelring bezeichneten Punkte dritter Ordnung gelten. Vom Punkt dritter Ordnung *Schuders* (Dreierring) war bekannt, dass er seine Lage nicht beibehielt. Er musste aber benutzt werden, da ohne ihn ein Netz nicht aufgebaut werden konnte. Man ging, da sich der Punkt durch Rückwärtseinschneiden aus den festbleibenden Punkten leicht bestimmen liess, so vor, dass man die Koordinaten zu Beginn und am Ende der Messungen rechnete und zwischen die beiden Werte diejenigen einer beliebigen Beobachtungszeit interpolierte. Dass das Vorgehen einigermassen richtig war, ergibt sich aus Bild 14. Die Verschiebung beträgt zwölf Zentimeter im Zeitraum von knapp einem Monat. Sie ist reell, was aus den mittleren Fehlerellipsen hervorgeht. Die Interpolation der Lage für einen beliebigen Zeitpunkt darf als zuverlässig angesehen werden, denn einmal geht die Kontrollvisir vom 6. 9. sehr nahe am interpolierten Punkt vorbei, und sodann befindet sich am 15. 9. der interpolierte Punkt innerhalb der — allerdings etwas grossen — mittleren Fehlerellipse.

Bei allen Verschiebungsmessungen verlangt man ausser der Aenderung der Lage auch die *Aenderung der Höhe*. Wird nach der Methode der Triangulation beobachtet, sei es zur Bestimmung von Rutschungen oder zur Bestimmung von Deformationen an Bauwerken, werden ausser den Richtungen auch die Höhenwinkel gemessen. Auch hier stellt sich die Frage nach Festpunkten, die in Höhe unveränderlich bleiben. Sie müssen oft weit ausserhalb des Beobachtungsgebietes oder des Bauwerkes gesucht werden. Die Genauigkeit der Höhenbestimmung hängt von der Genauigkeit der gemessenen Höhenwinkel und von den Zieldistanzen ab.

Handelt es sich um Messungen zur Bestimmung von Rutschbewegungen, so darf man mit den aus der normalen Triangulation bekannten mittleren Fehlern rechnen.

Eine viel höhere Genauigkeit erreicht man bei den Höhen der Beobachtungspfeiler bei Staumauern. Im Pfeilernetz werden alle Höhenwinkel gegenseitig gemessen, wobei die mittleren Fehler etwa bei $\pm 2^{\circ}$ liegen. Infolge der kurzen Ziel-



weiten erreicht man nach der Ausgleichung des Netzes erstaunlich hohe Genauigkeiten. Es gelingt, die mittleren Fehler der Höhen der Beobachtungspfeiler auf den Betrag von 0,3 mm herunterzubringen; eine Genauigkeit, die derjenigen eines guten Präzisionsnivellieres entspricht. Weniger gut ist die Genauigkeit der Höhen der Mauerbolzen. Man muss mit mittleren Fehlern an den Höhenänderungen der Mauerpunkte bis zu 1 mm rechnen, weil sehr häufig die Visuren von den Pfeilern zu den Mauerbolzen durch anormale Refraktionserscheinungen gestört sind.

3. Die Methode der Polygonzüge

Dem Verfahren der Triangulation zur Bestimmung von Verschiebungen im Gelände und an Bauwerken haften verschiedene Nachteile an. Zunächst darf nicht übersehen werden, dass der Arbeitsaufwand für Beobachtungen und Berechnungen viele Tage, ja sogar Wochen betragen kann. Sodann ist die Genauigkeit der Methode beschränkt; einige Angaben wurden bereits gemacht. Will man nur Aufschluss über die Verschiebungsbeträge weniger Punkte, die untereinander nicht in enger Beziehung stehen, so werden die bei der Methode der Triangulation zu erwartenden mittleren Fehler meistens den Ansprüchen genügen. Anders steht es, wenn Verschiebungen benachbarter Punkte ermittelt werden sollen. Bei der Methode der Triangulation werden alle Punkte unabhängig voneinander bestimmt. Damit können aber beispielsweise die Verschiebungen von Punkten eines Rutschgebietes, die 100 m auseinander liegen, um mehrere cm fehlerhaft werden, während eine direkte Messung einen mittleren Fehler von 1 cm ergeben würde.

Daraus geht hervor, dass in den Fällen, in denen die Distanzen zwischen den zu untersuchenden Punkten gemessen werden können, die Messung von Polygonzügen höhere Genauigkeiten für die Verschiebungen liefert als die Methode der Triangulation. Die Polygonierung drängt sich daher immer dann auf, wenn die Bewegungen benachbarter Punkte erfasst werden sollen. — Selbstverständlich müssen Anfangs- und Endpunkt des Polygonzuges auf Grund festbleibender Punkte bei jeder Messung nach Lage bestimmt werden.

Sofern bei Polygonzügen, die der Bestimmung von Rutschungen dienen, keine höhere als Zentimetergenauigkeit für benachbarte Punkte verlangt wird, kann die Aufgabe mit den üblichen Messmethoden gelöst werden.



Bild 11. Verschiebungsmessungen Braunwald; Bezeichnungen im Text

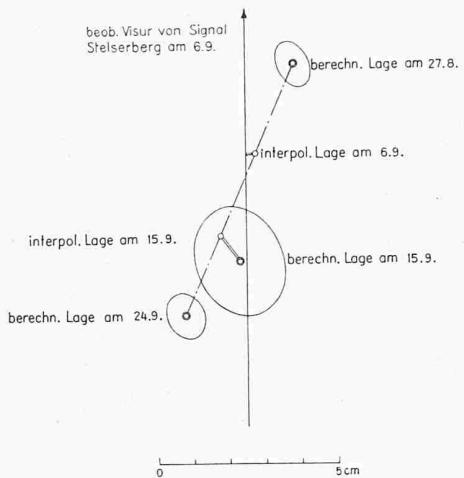


Bild 12 (rechts). Das Rutschgebiet von Schuders; G = Gyrenspitz. Der Punkt dritter Ordnung ist mit einem Dreierkreis bezeichnet, wie in Bild 13

Bild 13 (links). Verschiebungsmessungen Schuders, Maßstab 1 : 100 000

Bild 14 (oben). Verschiebung des Punktes dritter Ordnung oberhalb Schuders



Werden höhere Genauigkeiten gefordert — etwa mittlere Fehler unter 5 mm bei Seitenlängen von 50 m — so erheischt sowohl die Seiten- als auch die Winkelmessung besondere Sorgfalt. Bei der Seitenmessung muss namentlich auf richtige Länge des Messmittels geachtet werden. Bekanntlich ist die genaue Prüfung von Basis- und andern Distanzlatten oder von Stangen und Drähten nicht in einfacher Weise durchzuführen. Die Messung der Polygonwinkel bietet deshalb einige Schwierigkeiten, weil eine Zentriergenauigkeit von rund 1 mm gefordert werden muss. Sie wird mit dem Senkel nicht erreicht. Man muss mit einem berichtigten optischen Lot oder mit einem Zentriererstock, der mit einer guten Dosenlibelle versehen sein soll, arbeiten. Zentrierstativ erleichtert die Arbeit.

Solche Polygonzüge eignen sich zur Untersuchung von Rutschbewegungen, wenn die Bewegung in sehr vielen, nahe beieinander liegenden Punkten erfasst werden soll. Meistens befinden sich diese Punkte ungefähr in Horizontalen oder in Falllinien. Ein Beispiel einer solchen Untersuchung zeigt das Bild 15. Es handelt sich um die Umgebung des Rutschgebietes von Peiden. Als Ausgangspunkte dienen die vier Beobachtungsstationen auf der rechten Talseite, deren Bestimmung in Bild 10 gezeigt wurde. Von ihnen aus werden die Koordinaten von Triangulationspunkten im Rutschgebiet durch Vorwärts- oder kombiniertes Einschneiden bestimmt. Zwischen diesen Punkten werden Polygonzüge mit einer durchschnittlichen Seitenlänge von 50 m gelegt. Die mittleren Fehler benachbarter Punkte sollen unter 4 mm bleiben. Die Ermittlung der Distanzen geschah mit der Zwei-Meter-Invarbasislatte. Die Zentrierung erfolgte mit dem Zentrierstativ von Kern-Aarau. — Etwas fragwürdig war hier die Einpassung der Polygonzüge in die Triangulationspunkte, weil die Genauigkeit der durch Triangulation bestimmten Koordinaten nicht höher als die der entsprechenden Werte aus der Polygonierung ist. So bleiben die Abschlussfehler durchwegs unter 2 cm; es wird nach einem der üblichen Verfahren eingepasst.

Polygonzüge dieser Art — Lagegenauigkeit für benachbarte Punkte 3–5 mm — gelten nicht als eigentliche Präzisionspolygonzüge. Man spricht vielmehr erst dann von *Polygonzügen hoher Präzision*, wenn eine Lagegenauigkeit von einigen Zehntel-Millimetern für benachbarte Punkte gefordert wird. Die Polygonseiten sind dann selten länger als etwa 24 m, in einzelnen Fällen, wie etwa in Kontrollgängen von Staumauern, nur 10 m lang. Sowohl die Messung der Distanzen, bei denen die mittleren Fehler in der Größenordnung von Zehntel-Millimetern bleiben sollen, als auch die Messung der Polygonwinkel, bei der die Zentrierung des Theodolits mit mittleren Fehlern von nicht mehr als einem Zehntel-Millimeter erfolgen soll, erfordern besondere instrumentelle Einrichtungen (Theodolit und Zielmarke genau gleich zentriert).

Besondere Instrumente, welche diese hohen Genauigkeiten liefern, bestanden bis vor kurzem nicht, sie mussten erst geschaffen werden. Die grundlegenden Ideen für den Aufbau der in diesem Aufsatz gezeigten Instrumente stammen zum grössten Teil von Mitarbeitern des Geodätischen Institutes der ETH; die Konstruktion besorgte die Firma Kern & Co. in Aarau. Wegleitend war bei allen diesen Geräten der Gedanke, soweit als möglich vorhandene Instrumente zu verwenden und sie durch einfache, nicht teure Zusatzeinrichtungen für die speziellen Aufgaben geeignet zu machen. — Zudem sollten die Zusatzeinrichtungen so gestaltet werden, dass sie für mancherlei Aufgaben und nicht nur für einzelne spezielle gebraucht werden können *). *(Schluss folgt)*

*). Andere Wege als die hier beschriebenen hat Prof. W. K. Bachmann, Lausanne, für die Konstruktion spezieller Instrumente beschritten. Auch diese Geräte wurden von Kern (Aarau) konstruiert.



Bild 15. Verschiebungsmessungen im unteren Lungnez mittels Polygonzügen. In Bildmitte Peiden, rechts Peidenbad (vgl. Bild 10)