

Sonderheft 17  
der Österreichischen Zeitschrift  
für Vermessungswesen

Geodätische  
Deformationsmessungen  
an österreichischen Staumauern  
und Großbauwerken

von

Dr. Karl Ulbrich, Wien



Veröffentlichung des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen

Eigentümer und Verleger:  
Österreichischer Verein für Vermessungswesen  
Wien, VIII., Friedrich-Schmidt-Platz 3

WIEN 1956



TECHNISCHE UNIVERSITÄT WIEN  
INSTITUT FÜR HÖHERE GEODÄSIE  
1040 WIEN, GUSSHAUSSTRASSE 27-29

Sonderheft 17 *Inventar Nr. 809/17*  
der Österreichischen Zeitschrift  
für Vermessungswesen

Geodätische  
Deformationsmessungen  
an österreichischen Staumauern  
und Großbauwerken

von

Dr. Karl Ulbrich, Wien



Veröffentlichung des Bundesamtes für Eich- und Vermessungswesen

Eigentümer und Verleger:  
Österreichischer Verein für Vermessungswesen  
Wien, VIII., Friedrich-Schmidt-Platz 3

WIEN 1956

**Copyright by Österreichischer Verein für Vermessungswesen.  
Nachdruck verboten.**

**Druck: Alois Mally & Co., Wien V. — Printed in Austria.**

## INHALTSÜBERSICHT

1. Vorwort .....	1
2. Einleitung .....	2
3. Deformationseinflüsse .....	4
4. Geodätische Deformationsmessungen .....	8
5. Spullersee, Südstaumauer .....	11
6. Spullersee, Nordstaumauer .....	13
7. Partensteinwerk: Talsperre Langhalsen .....	16
8. Partensteinwerk: Rohrbrücke Neufelden .....	18
9. Tauernmoosperre (Stubachwerk) .....	20
10. Silvretta-Hauptmauer .....	22
11. Silvretta-Seitenmauer .....	35
12. Silvretta Becken - Bielerdamm .....	39
13. Vermuntstaumauer .....	44
14. Wiener Reichsbrücke .....	52
15. Instrumentaltechnische Erfahrungen .....	54
16. Arbeitstechnische Erfahrungen .....	59
17. Bautechnische Vorschläge .....	62
18. Beobachtungsplan für Staumauern .....	65
19. Zusammenfassung .....	69
20. Literaturverzeichnis .....	72
21. Silvretta Becken, Plan 1 : 4000 (am Schluß des Heftes).	



## 1. Vorwort

Der Verfasser hatte im Zuge einer 28jährigen Tätigkeit im Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen, abgekürzt BAFuV., durch häufige dienstliche Zuteilung zu Spezialvermessungen nicht nur die reine Katastralvermessung, sondern in besonderem Umfange auch bautechnisch-geodätische Vermessungsarbeiten kennengelernt.

Im Verlaufe dieser Arbeiten konnte eine reiche Erfahrung insbesondere in der Sparte Bauwerksbeobachtung gewonnen werden. Durch Kontaktnahme mit außeramtlichen Stellen und Fachleuten, wobei besonders auf Studienreisen zu vielen Staumauern hingewiesen sei, konnten die inneramtlichen Erfahrungen in einen größeren Rahmen gestellt werden. Dies erschien besonders wertvoll, da bekanntlich innerhalb eines Amtes leicht die Tendenz zu einer gewissen Erstarrung besteht. Dem Leiter der Abteilung Neuvermessung, Hofrat Ing. *Appel*, dem auch diese Sondervermessungen unterstehen, gebührt das Verdienst, durch besondere Pflege von Fachreferaten dieser Erstarrungstendenz entgegenzuarbeiten und das Personal auch mit Sondererfahrungen bekanntzumachen. Dipl.-Ing. *Stritzko* hielt deshalb am. 19. Jänner 1951 das Fachreferat „Formänderungsmessungen an Staumauern“.

Am 22. Jänner 1953 hielt der Verfasser im Rahmen des Österr. Vereines für Vermessungswesen den Fachvortrag „Geodätische Deformationsmessungen an Staumauern“, um die Fachöffentlichkeit mit den Erfahrungen dieses Spezialgebietes des Bundesamtes bekanntzumachen. Von diesem Vortrag hätte, wie es in solchen Fällen bisher üblich war, ein Referat in der „Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen“ erscheinen sollen.

Durch das Interesse, das der Präsident des BAFuV., Dipl.-Ing. Dr. *Schiffmann*, diesem Fachgebiet entgegenbrachte, war es nunmehr möglich, diese Arbeit als Sonderheft 17 der „Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen“ zu veröffentlichen.

Diese Veröffentlichung verfolgt ferner den Zweck, zwischen dem Bauingenieur und dem Geodäten auf dem Spezialgebiete der geodätischen Deformationsmessung einen wünschenswerten engeren Fachkontakt herzustellen.

Um den Umfang des Sonderheftes möglichst zu beschränken, wird eine gewisse Kenntnis der Materie vorausgesetzt.

Wien, im April 1956

Dipl.-Ing. Dr. techn. Karl Ulbrich  
Obervermessungsrat

## 2. Einleitung

Die Anzahl der technischen Großbauten nimmt in allen Ländern der Erde und natürlich auch in Österreich ständig zu. Es ist dies eine Allgemeinerscheinung, die verschiedene Ursachen hat.

Vor allem ist die stetige Entwicklung der Technik im 20. Jahrhundert derart fortgeschritten, daß sie in ihren Auswirkungen auf das allgemeine Geschehen bereits einen dominierenden Einfluß ausübt. Die Allgemeinheit steht dadurch großzügigen technischen Projekten in der Regel sehr aufgeschlossen gegenüber. Ferner wird ein Großteil dieser Großbauvorhaben durch den Staat verwirklicht oder durch öffentliche Mittel finanziert. Die Produktivität dieser Großanlagen ist in der Regel auch wesentlich größer, so daß auch von der Amortisationsseite her die großzügigen Bauvorhaben günstiger erscheinen. Vor allem aber hat in den letzten Jahrzehnten der Stahlbau, Stahlbetonbau und Massencementbau erhebliche Fortschritte gemacht. Insbesondere der Betonbau, also eine relativ junge technische Wissenschaft, hat durch intensive Forschungsarbeit einen starken Aufschwung genommen. Heute kann durch entsprechend richtige Wahl verschiedener Korngrößen und verschiedener Arten von Zuschlagstoffen die Betongüte dem gewünschten Zweck weitgehend angepaßt werden. Die gleichmäßige Verteilung und die Verdichtung der Betonmasse kann durch die moderne Vibrationsmethode weitgehend gesichert werden, wodurch die fertigen, abgeordneten Baukörper eine früher nicht gekannte Homogenität erreichen.

Auf den ersten Eindruck erwecken die Großbauten, und insbesondere die riesigen Staumauern, das Gefühl absoluter Starrheit und Festigkeit. In Wahrheit „leben“ und „atmen“ diese Betonkolosse, und es ist eine der Aufgaben des Geodäten, diesen „Pulsschlag des Bauwerkes“ größenmäßig zu bestimmen.

Bei Großbauvorhaben können nun vor allem folgende drei Hauptfälle eintreten. Erstens kann ein Großbau eine ziemliche Längserstreckung aufweisen, die über verschiedenartigen Bauuntergrund reicht. Es kann z. B. eine Talsperre von einer felsigen Talseite über den sumpfigen Talboden bis zu einer Moränenablagerung an der anderen Talseite reichen. Es ist klar, daß ein derart verschiedener Bauuntergrund erhebliche Deformationen verursachen kann und auf das Bauwerk ungünstig einwirkt.

Zweitens können bei grundrißmäßig relativ kleineren Bauten durch große Bauhöhe oder durch starke Belastungen außergewöhnliche Bodenpressungen auftreten. Dies ist z. B. bei Brückenpfeilern, Siloanlagen, Hochhäusern und Türmen der Fall, was zwangsläufig zu Bauwerkssetzungen führt.

Drittens können an Großbauten durch die verschiedensten Einflüsse erhebliche Deformationen entstehen. Dies kann z. B. bei Staumauern durch die Aufstauung, also als Druckeinwirkung, bei Kirchtürmen durch das Läuten der Glocken, also durch Schwingungen, der Fall sein. Weitere solche Faktoren sind der Temperatureinfluß, Winddruck und viele andere, die im 3. Abschnitt ausführlicher behandelt worden sind.

In der Praxis treten die Deformationsauswirkungen aller dieser Einflüsse in irgendwelchen verschiedenen Kombinationen auf. Ja sie können sich sogar gegenseitig aufheben. Die starke Ausdehnung der sonnenbeschienenen Luft-

seite einer Staumauer und die wesentlich kleinere Ausdehnung der wassergekühlten Seeseite bewirken z. B. im Frühsommer eine Ausbauchung der Mauerkrone gegen die *Wasserseite* hin. In der gleichen Zeit steigt aber in der Regel der Stauspiegel an und bewirkt eine *luftseitige* Ausbauchung. Die Gesamtdeformation hängt nun von der Art der Staumauer und der Größe der Einzel-Komponenten ab. Tatsächlich treten nun Fälle auf, wo bei *steigendem* Stauspiegel im Frühsommer eine *wasserseitige* Ausbauchung feststellbar ist, was im ersten Augenblick widersinnig erscheint (siehe Lit.-Verz. 5, Seite 4!). Es ist nun die gar nicht leichte Aufgabe zu lösen, durch geeignete Beobachtungsmethoden und Beobachtungsanordnung das Verhalten der Bauten derart zu untersuchen, daß man die auftretenden Deformationen möglichst einwandfrei erfassen und in die entsprechenden Komponenten aufgliedern kann.

Die Durchführung der Deformationsmessungen verfolgt zwei Ziele. Erstens dienen sie als „*technische Sicherungsmessungen*“ für den einwandfreien Bau- und Betriebszustand und zweitens dienen sie als „*wissenschaftliche Forschungsmessungen*“ dem technischen Fortschritt.

Von besonderer Bedeutung sind derartige Deformationsmessungen begreiflicherweise für *Staumauern*. Im Auslande sind Staumauerbrüche vorgekommen, die gezeigt haben, daß derartige Katastrophen nicht zu den Unmöglichkeiten gehören (siehe Lit.-Verz. 9 und 15!). Die Zahl der Opfer und der materielle Schaden waren jedesmal sehr beträchtlich. Selbst Schwergewichtsmauern, die sicherlich unempfindlicher sind als Gewölbestaumauern, müssen mit Vorsicht betrachtet werden, da der Faktor „Erdbeben“ (Lit.-Verz. 1a, Seite 549, und Lit.-Verz. 21!) auch für sie in Betracht kommt. Jede Staumauer bildet für die talabwärtswohnende Bevölkerung eine gewisse potentielle Gefahr. Es besteht kein Zweifel, daß die Behörden und die Werkseigentümer die Pflicht haben, alle Vorkehrungen zu treffen, um diese latenten Gefahrenherde systematisch zu überwachen. Die bequemste und sicherste Methode ist hiebei die periodische, sachgemäße Durchführung von Deformationsmessungen.

Das Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen beobachtete in den Jahren 1924–1935 einige Staumauern der Österr. Bundesbahnen, und zwar die beiden Spullerseeemauern in Vorarlberg und die Tauernmoossperrre in Salzburg. Ferner wurden zwei Bauwerke für das Partensteinwerk in Oberösterreich der Oberösterreichischen Kraftwerke AG. beobachtet. Alle diese Beobachtungen wurden mittels Präzisionstriangulierung nach der 1924 von Hofrat Ing. *Demmer* ausgearbeiteten Methode durchgeführt. Siehe hiezu Lit.-Verz. (3) und (16)!

Dann trat infolge des 2. Weltkrieges eine längere Unterbrechung ein. Ab 1950 wurden durch das Bundesamt 3 Staumauern und der Bielerdamm der Vorarlberger Illwerke AG. beobachtet. Das Beobachtungsprogramm für diese Staumauern, zu denen auch die derzeit längste österr. Staumauer, die rund 600 m lange Silvrettasperrre zählt, ist außerordentlich umfassend und wurde 1950 vom Verfasser auf Grund des derzeitigen Standes der geodätischen Deformationsmessungen ausgearbeitet. Der Leiter der Projektierungsabteilung der VIW, Dipl.-Ing. *Hämmerle*, brachte allen geodätisch-technischen Vorschlägen großes Verständnis entgegen und ermöglichte ihre Durchführung. Diese Arbeiten wurden vom Bundesamt im Jahre 1953 abgeschlossen.

Eine weitere Sonderarbeit bildeten die umfangreichen Setzungsmessungen des Bundesamtes an der Wiener Reichsbrücke. Sie wurden 1934–1956 durch den Verfasser durchgeführt und brachten wertvolle Erfahrungen über die Durchführung von Bauwerksuntersuchungen.

Im 5. bis 14. Abschnitt werden nun die bisherigen einschlägigen Arbeiten des Bundesamtes kurz besprochen. Der Hauptwert wurde, der Intention dieser

Veröffentlichung entsprechend, nicht auf die Veröffentlichung gemessener Deformationen, sondern auf die Hervorhebung der geodätischen Belange gelegt.

Um Mißverständnisse zu vermeiden, sei ausdrücklich darauf hingewiesen, daß das gebrachte Beobachtungsmaterial nur einen Kurzauszug darstellt und infolge der Unvollständigkeit *nicht* geeignet ist, das Verhalten der beobachteten Bauwerke zu diskutieren. Die Zahlenangaben sollten nur dazu dienen, daraus fachliche Rückschlüsse auf die *Art* und *Größe* der zu gewärtigenden Deformationen und auf die Anordnung und die nötige Genauigkeit der geodätischen Meßmethoden zu ermöglichen.

Die wertvollen Spezialerfahrungen, die im Zuge der umfangreichen Arbeiten des Bundesamtes gewonnen wurden und deren Erarbeitung so manche Zeit und Mühe erforderte, sollen nun durch die vorliegende Veröffentlichung einem weiteren Fachkreis zur Kenntnis gebracht werden.

Gleichzeitig soll dadurch erreicht werden, daß bei künftigen Deformationsmessungen der Leiter der Arbeiten sich schon vorher ein Bild über die zu erwartenden Deformationen machen und seinen Beobachtungsplan dementsprechend erstellen kann.

### 3. Deformationseinflüsse

Für die Zwecke dieses Sonderheftes genügt eine prägnante kurze Darstellung der bei Staumauern auftretenden Deformationseinflüsse. Für weitergehendes Eindringen in die Materie wird auf die Spezialfachliteratur verwiesen. (Siehe 20. Abschnitt, Lit.-Verz.!).

Bei Errichtung von Bauwerken, besonders von Staumauern, und während des späteren Betriebes treten eine Reihe von Einflüssen auf, die für die entstehenden Deformationen von verschiedener großer Bedeutung sind. Von besonderer Bedeutung sind hierbei auf Grund der Schlußergebnisse des 1. Staumauerkongresses in Stockholm 1933 (Lit.-Verz. 1a, Seite 549) folgende Einflüsse:

- 1) Die Belastungen
  - a) Wasserdruck,
  - b) Gewicht des Mauerwerkes,
  - c) andere Belastungen, wie Eisdruck, plötzliche Stöße, Erschütterungen infolge des Überfließens von Wasser über die Mauer usw.
- 2) Quellen und Schwinden, hervorgerufen durch die Schwankungen im Gehalt von halb gebundenem Wasser im Mauerwerk.
- 3) Temperaturänderungen,
  - a) hervorgerufen durch das Erwärmen und Wiederabkühlen des Zementes während des Abbindens und Erhärtens,
  - b) der Außenluft,
  - c) des Wassers, das die Mauer bespült.
- 4) Änderungen im Baustoff
  - a) Änderungen der elastischen Eigenschaften,
  - b) Änderungen des Raumgewichtes infolge von Schwankungen des Feuchtigkeitsgehaltes,
  - c) Chemische und physikalische Änderungen, die sonst noch nicht erwähnt sind, wie das Altern des Betons usw.

- 5) Plastische Veränderungen im Beton.
- 6) Örtliche Ermüdungen, Nachlassen der Spannungen durch Risse oder andere Unregelmäßigkeiten im Mauerwerk usw.
- 7) Bewegungen und Veränderungen im Untergrund, einschließlich Erdbeben.  
Für die geodätische Praxis sind einige dieser Einflüsse besonders zu beachten, weshalb nachstehend folgende Gliederung gewählt wird:

- A) Eigengewicht
- B) Staudruck
- C) Temperatur
- D) Sonstige Einflüsse.

#### A) Einfluß des Eigengewichtes

Durch die Errichtung eines Bauwerkes wird der Untergrund infolge der Gewichtsbelastung zusammengepreßt, so daß in der Regel eine zuerst raschere, dann allmählich abklingende Setzung des Bauwerkes eintritt. Diese Setzungen können je nach der Bodenbelastung viele Zentimeter und noch weit mehr betragen. Bei besonders ungünstigen Bodenverhältnissen kann auch eine Abrutschung des Bauwerkes auftreten, was besonders bei kleinen, hochbelasteten Bauwerken, wie Brückenpfeilern, auftreten kann.

Bei Dämmen tritt durch das Eigengewicht zusätzlich noch eine allmähliche Verkleinerung des ursprünglichen Volumens der Schüttung ein. Siehe den 12. Abschnitt über den Bielerdamm, wo derartige Schüttungssetzungen bis zu 100 mm ausgewiesen werden.

#### B) Einfluß des Staudruckes

Wesentlich ist die Tatsache, daß sich dieser Einfluß bei steigendem Stauspiegel progressiv auswirkt. Siehe hiezu die graphische Darstellung (Abb. 14) der Ausbauchung der Silvrettahauptmauer! Bei der 3. Messung ist der Stauspiegel bereits 15 m gegenüber der Leerbeckenmessung angestiegen. Die Ausbauchung der Mauerkrone beträgt aber erst maximal 2,3 mm, gegen 15 mm bei Vollstau. Man sieht also in diesem Falle, daß 15 m Aufstauung praktisch wirkungslos ist, was in Abb. 14 gut zum Ausdruck kommt. Die relativ größere Ausbauchung am Mauerfuß ist eine bleibende Deformation.

In der Regel baucht sich bei steigendem Wasserspiegel die Mauermitte *luftseitig* aus, weshalb diese Komponente waagrechte Ausbiegung oder Ausbauchungskomponente genannt wird. Bemerkte sei, daß bei den Mauerenden bei Stauspiegelhebungen im Frühsommer auch kleinere *wasserseitige* Ausbauchungen auftreten können, wie dies in der graphischen Darstellung (Abb. 10) für das 4. und 8. Alignement der Silvrettahauptmauer ersichtlich ist. Dies ist aber auf den Temperatureinfluß zurückzuführen!

Im Mauerinneren treten als Folge der Ausbauchungen durch den Staudruck Schiefstellungen der Zugangsstollen auf, die *quer* in die Mauer hinein führen. Falls man bei einer bestimmten Mauer die Koeffizienten zwischen Stollenneigung und Kronenausbauchung, durch Relativnivelements im Stollen und durch Alignement der Mauerkrone, empirisch bestimmt hat, kann man bei ungünstigem Alignementwetter auch indirekt die Mauerausbauchung durch ein Relativnivelement im Mauerinneren feststellen, das von der Wetterlage unabhängig ist (siehe Abb. 11!). Diese Methode ist aber nur bei Schwergewichtsmauern möglich, da bei Bogenstaumauern diese Zugangsstollen zu kurz sind. Durch den Staudruck treten auch *Achsisal-* und *Vertikalkomponenten* auf, die aber im Vergleich zur Ausbauchung ein wesentlich kleineres Ausmaß besitzen,

Die Stauhöhe hat noch einen unangenehmen Einfluß, und zwar auf die Höhenlage von Fixpunkten, die nahe beim Stausee liegen. Wenn auch derartige Nivellementsteine tief genug fundiert werden, daß sie durch den Bodenfrost keine Höhenänderung erleiden, hat sich gezeigt, daß starke Wasserspiegelschwankungen auch in solchen Fällen die Höhenlage verändern. Siehe Lit.-Verz. (2) und (18)! Gelegentlich der langjährigen Untersuchungen der Wiener Reichsbrücke (siehe 14. Abschnitt!) zeigte sich bei Donauhochwasser eine Hebung der ufernahen Fixpunkte um rund 1–2 mm. Dies ist aber ein Betrag, der bei Pfeilersetzungsmessungen nicht mehr vernachlässigt werden darf. Da die Stausee-Spiegelschwankungen wesentlich größer als Donauhochwasser sind und bis zu 50 m und mehr betragen können, sind also die etwaigen Höhenänderungen ufernaher Fixpunkte unbedingt festzustellen. Noch besser ist es, die Uferzone zu meiden.

### C) Einfluß der Temperatur

Bei allgemeinem langandauerndem Temperaturanstieg ist infolge des Ausdehnungskoeffizienten des Betons bei Staumauern eine Hebung der Mauerkrone zu gewärtigen. Diese Hebung geht bei Temperaturfall wieder zurück.

Die Sommerwärme oder die Einwirkung des kalten Gletscherwassers braucht aber doch wochenlang, um wirksam zu werden und Hebungen der Mauerkrone zu bewirken, da die Mauerdicke doch bis zu 30 m und mehr betragen kann. Nach *Probst* (Lit.-Verz. 1a, Seite 8) pendelt die innere Mauertemperatur nur um 2° um die mittlere Jahrestemperatur.

Grundsätzlich folgt die Höhenlage der Mauerkrone den jahreszeitlichen, also den langperiodischen Temperaturschwankungen. Jede Mauerkrone atmet dadurch sozusagen in jahreszeitlichem Rhythmus. Durch absolute Präzisionsnivellements lassen sich diese Höhenänderungen ganz deutlich feststellen. Siehe die graphische Darstellung der Ergebnisse des Präz.-Niv. für die Silvrettahauptmauer (Abb. 17) mit einer Höhenamplitude von rund 4 mm und für die niedrigere Vermuntmauer (Abb. 36) mit einer Höhenamplitude von rund 3 mm.

Die Temperaturschwankungen wirken sich aber nicht nur in *vertikaler* Richtung, sondern sehr bedeutend auch in Form *horizontaler* Deformation aus. Dies trifft besonders bei schlanken Bogenmauern zu, bei denen sogar die täglichen Temperaturschwankungen von Einfluß sind. Durch die Sonnenwärme wird die Bogenlänge vergrößert und die Mauer baucht sich dadurch in der Regel wasserwärts aus.

Die Temperaturlage am Beobachtungstag selbst kann direkt irreführend sein, da sie singular ist und vom Monats- oder Wochenmittel stark abweichen kann.

### D) Sonstige Einflüsse

Hiezu zählen alle anderen, in der Einleitung dieses Abschnittes angeführten Einflüsse. Im Vergleich zu den vorhergehend angeführten 3 Einflüssen sind alle anderen von wesentlich geringerer Einwirkung auf Staumauern und von relativ geringer Bedeutung für die geodätische Praxis. Man wird selbstverständlich versuchen, auch diese Deformationskomponenten zu bestimmen. In der Praxis zeigen sich solche Einflüsse dadurch, daß sich z. B. bei Schwergewichtsmauern die einzelnen Blöcke verschieden verhalten. Durch Dilatationsmessungen (siehe 4. Abschnitt!) kann auch in diesen Fällen einiger Einblick gewonnen werden.

Die auftretenden Deformationen müssen für eine sachgemäße Auswertung noch nach einem anderen Gesichtspunkte, und zwar in folgende zwei Gruppen, gegliedert werden:

- I) Bleibende (plastische oder irreversible) Verformungen,
- II) Elastische oder reversible Verformungen.

#### I) *Bleibende (irreversible) Verformungen*

Es sind dies Verformungen, die vor allem im Zuge des Baues und der ersten vollen Betriebsbelastung auftreten und in späterer Zeit nicht mehr zurückgehen, sondern bestehen bleiben. Diese Formveränderungen verschwinden nicht, auch wenn die Ursache der Formänderung wegfällt.

Brückenpfeiler setzen sich im Zuge des eigentlichen Brückenbaues und der anschließenden Belastungsprobe. Bei einer etwaigen späteren Demontage der Brücke wird sich von der Gesamtsetzung die bleibende Komponente der Pfeilersetzung *nicht* mehr zurückbilden. Bei Talsperren tritt nach dem ersten Aufstau eine bleibende luftseitige Verformung ein, die beim Absinken des Stauspiegels nicht mehr zurückgeht. Für die sachgemäße Untersuchung eines Bauwerkes wäre die Feststellung dieser bleibenden Komponente sehr bedeutsam.

Allerdings ist dies bei Talsperren oft nicht möglich, da die Kraftwerke aus volkswirtschaftlichen Gründen bereits in Form von Teilausbauten fertiggestellt werden und schon während des Talsperrenbaues ein allmähliches Nachstauen erfolgt. Eine wirkliche Leerbecken-Grundmessung ist dadurch in diesem Falle nicht mehr möglich. Bei den älteren Deformationsmessungen des BAfEuV. (5. bis 9. Abschnitt) hätten diese bleibenden Deformationen festgestellt werden können, da tatsächlich die unbelasteten Staumauern beobachtet werden konnten. Daß diese bleibenden Deformationen praktisch aber doch nicht gesondert bestimmt wurden, lag daran, weil bedauerlicherweise später keine Leerbeckenmessungen durchgeführt worden sind.

#### II) *Elastische (reversible) Verformungen*

Es sind dies Verformungen, die in irgendwelchen Verhältnissen zu bestimmten Einflüssen stehen und nach Wegfall derselben sich im gleichen Ausmaße wieder zurückbilden. Die Rückkehr in den alten Zustand kann sich jedoch zeitlich verzögern. Bei Vollstau biegt sich z. B. die Mauermitte einer Talsperre luftwärts. Bei Absenkung des Stauspiegels auf die ursprüngliche Stauhöhe nimmt die Mauer wieder die alte Lage ein. Dies gilt aber nur bedingt. In der Praxis zeigten sich nämlich ganz erhebliche *Nachbleibefristen*, die von sehr bedeutendem Einflüsse sind. Diese Nachbleibefrist beträgt z. B. bei großen Schwergewichtsmauern mindestens einige Wochen. Im 18. Abschnitt wird auf die Bedeutung dieser Nachbleibefrist näher eingegangen.

Die Nachbleibefristen entstehen durch die Auswirkung der langperiodischen jahreszeitlichen Temperaturschwankungen, die wegen der Mauerdicke natürlich nur verzögert in Erscheinung treten kann. Es bedarf nämlich einiger Zeit, bis die Temperaturänderung sich gegen das Mauerinnere hin bemerkbar machen kann.

Die Nachbleibefrist ist also ein indirekter Temperatureinfluß. Dies muß entsprechend bedacht werden, um unerwünschte Fehlschlüsse bei der Auswertung zu verhindern.

### *Überlagerung der Deformationseinflüsse*

In der Praxis treten alle diese verschiedenen Einflüsse gemeinsam auf. Sie überlagern sich und können bei geringer Erfahrung oder bei zu geringem Messungsmaterial sogar zu Fehlschlüssen in der Auswertung der Messung führen. Verwiesen sei hier als sehr instruktives Beispiel auf das 30. Alignement der Vermuntstaumauer, das bei Leerbecken (Stauhöhe 1725,92 m) im Mai 1953 durchgeführt wurde (siehe Abb. 34!). Hierbei war die *luftseitige* Ausbauchung 1 bis 2 mm *größer* als beim 27. Alignement, das fast bei Vollstau (Stauhöhe 1740,45 m) durchgeführt wurde. 15 m Absenkung bewirkte also eine *luftseitige* Verformung. Die Ursache dieses scheinbar paradoxen Verhaltens ist die Überlagerung durch den Temperatureinfluß. Die Vermuntmauer verläuft Ost-West und die Erwärmung der *leeren* Wasserseite, wobei die nordseitige Luftseite gleichzeitig noch eisbedeckt war, bewirkte die *luftseitige* Resultante.

Als weiteres Beispiel sei angeführt, daß die ersten drei Präzisionsnivelements für die Silvretta-Hauptmauer (siehe Abb. 17!) eine Hebung der Mauerkrone als Folge des steigenden Stauspiegels zeigen würden, während in Wahrheit der allgemeine jahreszeitliche Temperaturanstieg von Mai zum Juni und zum August die Ursache der Mauerhebung war. Durch die Schneeschmelze, die eben durch den allgemeinen Temperaturanstieg ausgelöst wird, steigt nämlich im gleichen Zeitraum auch der Stauspiegel.

Es ist nun Aufgabe des Geodäten, durch geeignete Wahl des Zeitpunktes der Beobachtung und durch Anwendung mehrerer Beobachtungsmethoden die meßtechnisch festgestellten Deformationen in die einzelnen Komponenten aufzuspalten.

Die hierzu in Betracht kommenden geodätischen Beobachtungsmethoden werden im folgenden 4. Abschnitt einzeln besprochen.

## 4. Geodätische Deformationsmessungen

Die Beobachtungsmethoden zur Bestimmung der Deformationen, insbesondere an Staumauern, sind in den letzten 30 Jahren erheblich verfeinert worden. Im 20. Abschnitt (Literaturverzeichnis) sind eine Reihe von Veröffentlichungen angeführt, die sich speziell mit diesen Problemen befassen.

Die Beobachtungsmethoden lassen sich in folgende zwei Großgruppen teilen:

- I) Physikalische Meßmethoden,
- II) Geodätische Meßmethoden.

Die physikalischen Meßmethoden wurden sehr übersichtlich und ausführlich von *Huggenberger* (Lit.-Verz. 5) besprochen. Hierher werden alle jene Spezialmeßgeräte gerechnet, die nicht zum üblichen geodätischen Instrumentarium zählen. Hiezu zählen Deformeter, Klinometer, Dehnungsmesser, Temperaturanzeiger, Druckmesser usw. Derartige Apparate werden vor allem von den beiden Firmen *Maihak* (Hamburg) und *Huggenberger* (Zürich) hergestellt, die sich darauf spezialisiert haben. Hierher werden auch die Schlauchwaagen gezählt, die in der Baupraxis eine große Rolle spielen und auch für genaue Setzungsmessungen mit Erfolg angewendet worden sind. Siehe die dies-

bezüglichen Veröffentlichungen von *Terzaghi* (Lit.-Verz. 1 a), *H. Löschner* (Lit.-Verz. 12) und *Lüdemann* (Lit.-Verz. 14)! In diese Gruppe wird auch die Pendellotmessung gerechnet. Siehe die diesbezüglichen Veröffentlichungen von *Huggenberger* (Lit.-Verz. 4 und 5)! Diese Methode stammt zwar aus der markscheiderisch geodätischen Praxis; da aber diese Pendellotapparaturen (Koordinometer) in den Staumauern in eigenen Pendelschächten stabil montiert werden, und in der Regel von den Staumauerwärtern abgelesen werden, dürfte die Abspaltung von den geodätischen Methoden gerechtfertigt sein. In der vorliegenden Veröffentlichung werden die mit speziellen Geräten durchgeführten physikalischen Beobachtungsmethoden *nicht* behandelt.

Zu den geodätischen Meßmethoden für Bauwerksuntersuchungen werden jene gerechnet, die mit dem üblichen geodätischen Instrumentarium durchgeführt werden. Es sind, dem technischen Zwecke entsprechend, durchwegs Präzisionsmessungen größtmöglicher Genauigkeit. Zu ihrer Durchführung sind die besten geodätischen Instrumente führender Firmen nötig. Die geodätischen Meßmethoden können in folgende sechs Gruppen gegliedert werden:

- 1) Aligement,
- 2) Trigonometrische Ablotung,
- 3) Präzisionstriangulierung,
- 4) Relativnivellements,
- 5) Absolutnivellements,
- 6) Dilatationsmessungen.

Nachstehend werden diese sechs Gruppen kurz besprochen, um eine einheitliche Auffassung zu erzielen. Erfahrungen bei Durchführung dieser Methoden werden erst im 15. bis 17. Abschnitt zusammengefaßt.

### 1) *Aligement*

Die Endpunkte von Aligements (Gerade) werden durch Pfeiler stabilisiert. Durch geeignete, auf diesen Geraden liegende Zielmarken können Verschiebungen, die *normal* zur Geraden auftreten, festgestellt werden. Bei allen Beobachtungen muß Zwangszentrierung angewendet werden. Diese Methode ist rasch, bequem und gibt absolute Werte der Ausbauchungen normal zur Längsachse. Sie ist insbesondere für Staumauerkronen, auch für bogenförmige, und für Brückenuntersuchungen ausgezeichnet geeignet. (Siehe auch den 16. Abschnitt!)

### 2) *Trigonometrische Ablotung*

Eine Zieltafel wird an einem unbewegten Bauteil angebracht. Vertikal darüber oder darunter, möglichst in der gleichen Vertikalebene, wird am beweglichen oder der Deformation ausgesetzten Bauteile eine horizontale Ziellatte mit Teilung angebracht. Durch Fernrohrkipfung können Schiefstellungen der Vertikalrichtung festgestellt werden. Diese Methode ist rasch und bequem, gibt aber meist nur relative Werte der Schiefstellungen. Sie ist besonders für Türme, Schlote, Brückenpfeiler und Brückenpylonen geeignet. Deformationen durch Winddruck, einseitigen Temperatureinfluß, einseitige Belastungen oder Drücke können dadurch rasch festgestellt werden. Es genügt die Stativaufstellung. Die Standpunkte werden durch Bolzen, Eisenrohre usw. stabilisiert.

### 3) *Präzisionstriangulierung*

In dem zu beobachtenden Bauwerke, bei Staumauern in der Luftseite, werden eine Reihe von Zielmarken angebracht. Von einem geeigneten Pfeilernetze aus werden diese Zielmarken mit aller möglichen Sorgfalt beobachtet und

mittels mehrfacher Vorwärtsschnitte die Koordinaten und die Höhenkoten bestimmt. Durch Differenzbildung gegen eine vorhergehende Grundmessung können nun die Deformationen bestimmt werden, wobei es meist möglich ist, durch geschickte Auswahl gleich die Deformationskomponente in der Achsialrichtung (Längsrichtung), in der Querrichtung (wie beim Alignement) und in der Höhenrichtung (Vertikalkomponente) isoliert festzustellen. Diese Methode ist kompliziert, kostspielig, sehr zeitraubend und nur mit bestens geschultem Personal durchführbar. Bei allen Beobachtungen muß Zwangszentrierung angewendet werden. Sie liefert absolute Werte und ist für schwierige Gelände-verhältnisse oft die einzig anwendbare. Sie wurde vor allem von der Schweizer Landestopographie für Staumauerbeobachtung sehr gut ausgebaut und vom Bundesamt an etlichen Staumauern angewendet. (Siehe auch den 16. Abschnitt!)

#### 4) *Relativnivellements*

An den betreffenden Bauwerken sind an den entsprechenden Stellen Höhenbolzen anzubringen. Durch ein Nivellement – wobei das Instrument meist *auf* oder *im* Bauwerk selbst steht – können etwaige Schiefstellungen festgestellt werden. Die Resultate sind relativ, da vorerst nicht feststellbar ist, ob die konstatierte Schiefstellung durch Hebung oder Senkung eines bestimmten Bauteiles entstanden ist. Diese Methode ist rasch und bequem. Sie ist besonders für Brückenpfeiler zur Feststellung von Neigungen in der Stromrichtung und quer dazu geeignet, ferner für Stollennivellements im Inneren von Staumauern. Durch Anschluß an ein gegebenes Höhennetz können solche Relativnivellements in Absolutnivellements umgewandelt werden, was ja stets wünschenswert wäre. Bei Pfeilern in der Strommitte und bei Stollennivellements ist das aber häufig nicht möglich. Für Relativnivellements genügt meist ein einfacheres Instrumentarium.

#### 5) *Absolutnivellements*

Alle Ausgangspunkte müssen möglichst unveränderlich sein und müssen vorerst zu einem relativ umfangreichen Höhennetz zusammengefaßt werden. Dieses Ausgangsnetz muß unbedingt durch ein Präzisionsnivellement bestimmt werden. In den zu untersuchenden Bauwerken müssen geeignete Höhenpunkte stabilisiert werden. Deren Höhenlage wird vom gegebenen Höhennetz aus bestimmt. Diese Methode ist sehr genau, aber zeitraubend und kostspielig. Sie ist für alle Bauwerke geeignet, deren Form ein Nivellement gestattet, insbesondere für Mauerkronen und für Mauerfußpunkte.

#### 6) *Dilatationsmessungen*

Rechts und links von Baufugen zwischen zwei Bauteilen oder beiderseits von Rissen eines Bauteiles werden Bolzen einbetoniert. Durch Messung der Abstände können Erweiterungen oder Verengungen festgestellt werden. Wenn ein dritter Bolzen angebracht wird, kann auch eine hiezu normale Bewegungskomponente, also auch eine vertikale Bewegung festgestellt werden. *Huggenberger* (Lit.-Verz. 5) hat hierfür eine eigene Apparatur (Deformeter) konstruiert, die sehr genaue Resultate liefert, aber ziemlich kompliziert ist. Im Bundesamt wurde eine einfachere Anordnung eingeführt, die nicht diese hohe Genauigkeit erreicht, für Bauwerksunternehmungen aber durchaus genügt, da in der Praxis eine Genauigkeit von  $\pm 0,05$  mm erzielt werden konnte. (Siehe auch den 15. Abschnitt!)

### *Stauhöhen- und Temperaturmessungen*

Zur richtigen Anlage und Auswertung von Deformationsmessungen ist die Kenntnis der Stauhöhen und Temperaturen unerlässlich. Diese Werte werden nicht nur für den Beobachtungstag selbst, sondern wegen der Nachbleibefrist (siehe 18. Abschnitt!) auch aus mehreren Vormonaten benötigt. Diese Werte werden in der Regel von der zuständigen Betriebsleitung oder vom Staumauerwärter erhoben.

### *Relative und absolute Meßverfahren*

Der Schweizer Fachmann *Lang* (Lit.-Verz. 1, Seite 194) teilte die Meßverfahren für Staumauern in folgende zwei Gruppen ein, die meßtechnisch grundsätzlich voneinander verschieden sind:

A) Verfahren, wobei die Beobachter ihre Meßinstrumente auf der sich verformenden Mauer aufstellen und ablesen. Es sind sonach *relative* Meßverfahren.

B) Verfahren, die mit ihren Instrumenten vom „Festen“ aus, also von außerhalb der Mauer, die Verformung der Mauer messen. Es sind dies sonach *absolute* Meßverfahren.

In der Regel sind von den vorher besprochenen sechs Meßverfahren die Trig. Ablotung, das Relativnivellement und die Dilatationsmessung in die Gruppe der *Relativverfahren* einzureihen. Das Alignement, die Präz. Triangulierung und das Absolutnivellement gehören in der Regel zu den Gruppen der *Absolutverfahren*.

Diese Einteilung ist aber nicht scharf abgrenzbar und ist es durchaus möglich, daß ein Alignement auf einer zwischen Felswänden eingespannten Bogenstaumauer zur Trennung von den Kämpferbewegungen als Relativmessung durchgeführt wird, wobei die Pfeiler *auf* den beiden Mauerenden errichtet werden. Bei der Vermuntstaumauer befindet sich der Alignementpfeiler A 1 (siehe Abb. 33!) auf der Mauer selbst, ist also einseitig relativ, weshalb diese Alignements fallweise auf absolute Bewegungen reduziert werden müssen (siehe 13. Abschnitt!). Andererseits kann die Trig. Ablotung bei Schornsteinen und Brückenpylonen als Absolutmethode angesprochen werden, da im Vergleich zur Bewegung der oberen Partien das Fundament bzw. der Pfeiler als unbeweglich betrachtet werden kann. Selbstverständlich geht das Bestreben dahin, alle Relativverfahren durch Zusatzmessungen möglichst in Absolutverfahren umzuwandeln.

Nachstehend wird nun im 5. bis 14. Abschnitt die tatsächliche Anwendung dieser vorstehend beschriebenen geodätischen Meßmethode durch das BAfEuV. in der Praxis beschrieben.

## **5. Spullersee, Südstaumauer**

### *Bautechnische Daten*

Die Staumauer befindet sich im Bundesland Vorarlberg,  
Eigentümer: Österreichische Bundesbahnen,  
Bauzeit 1921/25, bogenförmige Schwergewichtsmauer ( $r = 5000$  m),  
Kronenlänge 278 m, größte Bauhöhe 34 m, Betonkubatur 63.000 m<sup>3</sup>,  
Stauziel 1825 m, Mauerkrone 1826,3 m, Jahresspeicher,  
Speicherinhalt 13,5 Millionen m<sup>3</sup>.

*Beobachtungstermine des BAfEuV.*

1924: Leerbeckenmessung	(Hofrat Demmer),
1925: Drei Teilerien (Zwischenstau)	(Hofrat Demmer),
1926: Vollstaumessung	(Hofrat Demmer),
1935: Vollstaumessung	(Dr. Schiffmann).

*Präzisionstriangulierung*

Die Arbeitsaufgabe bestand darin, durch eine Präzisionstriangulierung Deformationen der Staumauer festzustellen, wobei von der Bauleitung nur Wert auf die Kenntnis der Ausbauchungskomponente und der Senkungen gelegt wurde. Das Triangulierungsnetz umfaßte außer etlichen Versicherungsrichtungen folgende Hauptpunkte:

- 2 Instrumentenpfeiler (J 1 und J 2) mit indirekter Zwangszentrierung, durch Zentrierspitze.
- 21 Zielstifte (100 × 6 mm) in der Luftseite der Mauer in 3 Profilen (Vertikalreihen) und 2 Einzelpunkte.

Die zugehörige Netzskizze enthält alle obigen Punkte (siehe Abb. 1!). Abb. 3 stellt die zugehörige Luftbildaufnahme dar.

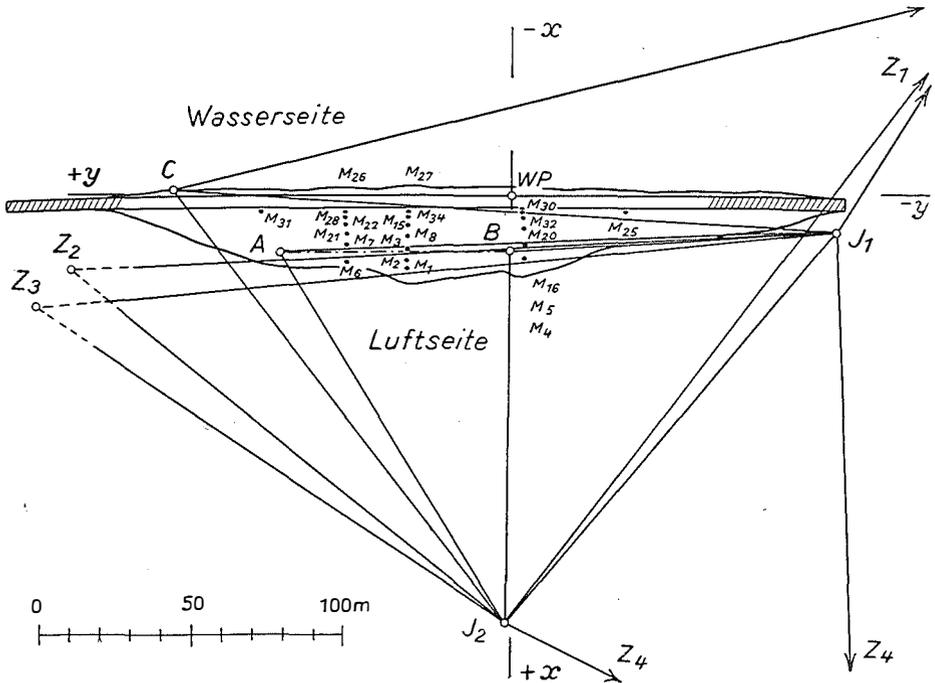


Abb. 1: Spullersee, Südstaumauer  
Triangulierungsnetzskizze 1 : 2500

*Geodätisch wesentliche Daten*

Instrument: 2"-Schraubenmikroskoptheodolit (Fa. Starke und Kammerer),  
9 Sätze für die Einmessung der Zielstifte,

Mittl. Fehler einer Richtung:  $\pm 0,5''$  bis  $\pm 1,0''$ .

Pfeiler J 1: 1924: Ausgangslage,  
1925: 2,5 mm Bewegung,  
1935: 1,3 mm Bewegung (also rückläufig).

### Beobachtungsergebnisse

#### Maximale Mauerbewegungen: Ausbauchungskomponente

- 1924: Ausgangslage,  
1925: 1,3 mm luftseitige Ausbauchung (Zielstift M 1),  
1926: 2,6 mm luftseitige Ausbauchung (Zielstift M 1),  
1935: { 2,3 mm luftseitige Ausbauchung (Zielstift M 2),  
      { 3,1 mm wasserseitige Ausbauchung (Zielstift M 21).

#### Maximale Mauerbewegungen: Vertikalkomponente

- 1924: Ausgangslage,  
1925: 1,4 mm Senkung (Zielstift M 5),  
1925: 0,4 mm Hebung (Zielstift M 2),  
1926: { 2,2 mm Senkung (Zielstift M 27),  
      { 1,0 mm Hebung (Zielstift M 34),  
1935: { 3,0 mm Hebung (Zielstift M 15),  
      { Keine Senkung.

Man sieht, daß die festgestellten Deformationen mit maximal 3 mm sehr geringfügig sind. Es ist allerdings zu vermuten, daß bei Beobachtungsterminen, die die Nachbleibefrist einschließen, etwas größere Deformationen zu gewärtigen sind. Weiteres darüber folgt im 18. Abschnitt.

#### Schlußbemerkung

Über die Anlage und Durchführung dieser Messungen besteht eine Veröffentlichung von Demmer (Lit.-Verz. 3), weshalb hier nur auszugsweise berichtet wird. Andere geodätische Meßmethoden wurden nicht angewendet, insbesondere auch kein Aligement.

Eine Fortsetzung dieser Messungen durch eine weitere Beobachtungsreihe wäre vom fachlichen Standpunkte aus sehr zu begrüßen, da nunmehr eine 21-jährige Pause besteht. Insbesondere wäre die Durchführung einer Beobachtungsreihe bei Leerbecken nötig, um eine etwaige *bleibende* Deformation festzustellen, da nach der ersten Leerbeckenmessung (Grundmessung) aus dem Jahre 1924 leider nur mehr Vollstaumessungen durchgeführt worden sind. Die Neudurchführung eines Aligements und ein Präzisionsnivelllement auf der Mauerkrone wäre wünschenswert.

## 6. Spullersee, Nordstaumauer

### Bautechnische Daten

Die Staumauer befindet sich im Bundesland Vorarlberg,  
Eigentümer: Österreichische Bundesbahnen,  
Bauzeit 1923/25, bogenförmige Schwergewichtsmauer, ( $r=400$  m),  
Kronenlänge 186 m, größte Bauhöhe 25 m, Betonkubatur 24.000 m<sup>3</sup>,  
Stauziel 1825 m, Mauerkrone 1826,3 m, Jahresspeicher, Speicherinhalt 13,5 Millionen m<sup>3</sup>.

### Beobachtungstermine des BAfEuV.

- 1925: Leerbeckenmessung (Hofrat Demmer),  
1926: Vollstaumessung (Hofrat Demmer),  
1935: Vollstaumessung (Dr. Schiffmann).

### Präzisionstriangulierung

Die Arbeitsaufgabe bestand darin, durch eine Präzisionstriangulierung Deformationen der Staumauer festzustellen, wobei von der Bauleitung nur Wert auf die Kenntnis der Ausbauchungskomponente und der Senkung gelegt wurde. Das Triangulierungsnetz umfaßte außer etlichen Versicherungsrichtungen folgende Hauptpunkte:

- 2 Instrumentenpfeiler J 1 und J 2 mit indirekter Zwangszentrierung durch Zentrierspitze.
- 15 Zielstifte ( $100 \times 6$  mm) in der Luftseite der Mauer in 3 Profilen (Vertikalreihen).

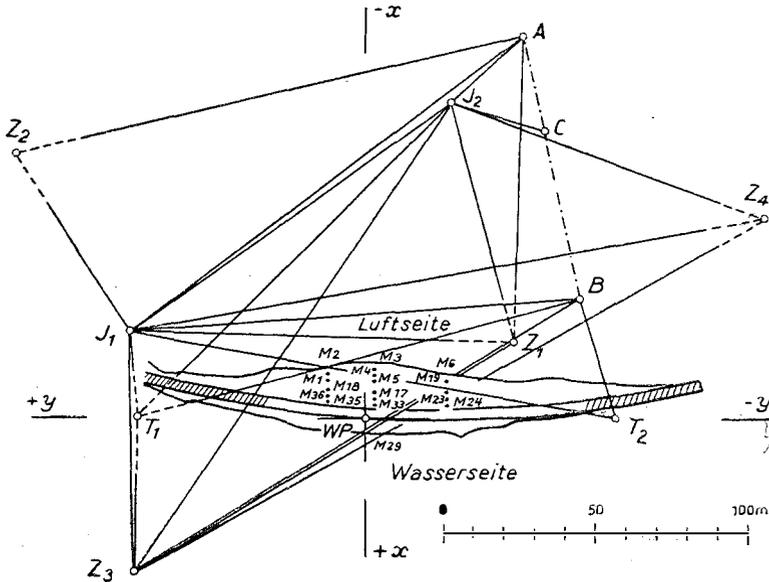


Abb. 2: Spullersee, Nordstaumauer  
Triangulierungsnetzskizze 1 : 2500

Die zugehörige Netzskizze enthält alle obigen Punkte, (siehe Abb. 2!).  
Abb. 3 stellt die zugehörige Luftbildaufnahme dar.

### Geodätisch wesentliche Daten

- Instrument: 2"-Schraubenmikroskoptheodolit (Fa. Starke und Kammerer)
- 6 Sätze für die Einmessung der Zielstifte.
- Mittl. Fehler einer Richtung  $\pm 0,5''$  bis  $\pm 1,0''$
- Pfeiler J 1: 1925: Ausgangslage
- 1926: Keine Bewegung
- 1935: 1,5 mm Bewegung

### Beobachtungsergebnisse

Maximale Mauerbewegungen: Ausbauchungskomponente

- 1925: Ausgangslage
- 1926: 0,5 mm luftseitige Ausbauchung (Zielstift M 17),
- 1926: 1,2 mm wasserseitige Ausbauchung (Zielstift M 29),
- 1935: { 1,9 mm luftseitige Ausbauchung (Zielstift M 6),
- { 0,8 mm wasserseitige Ausbauchung (Zielstift M 29).

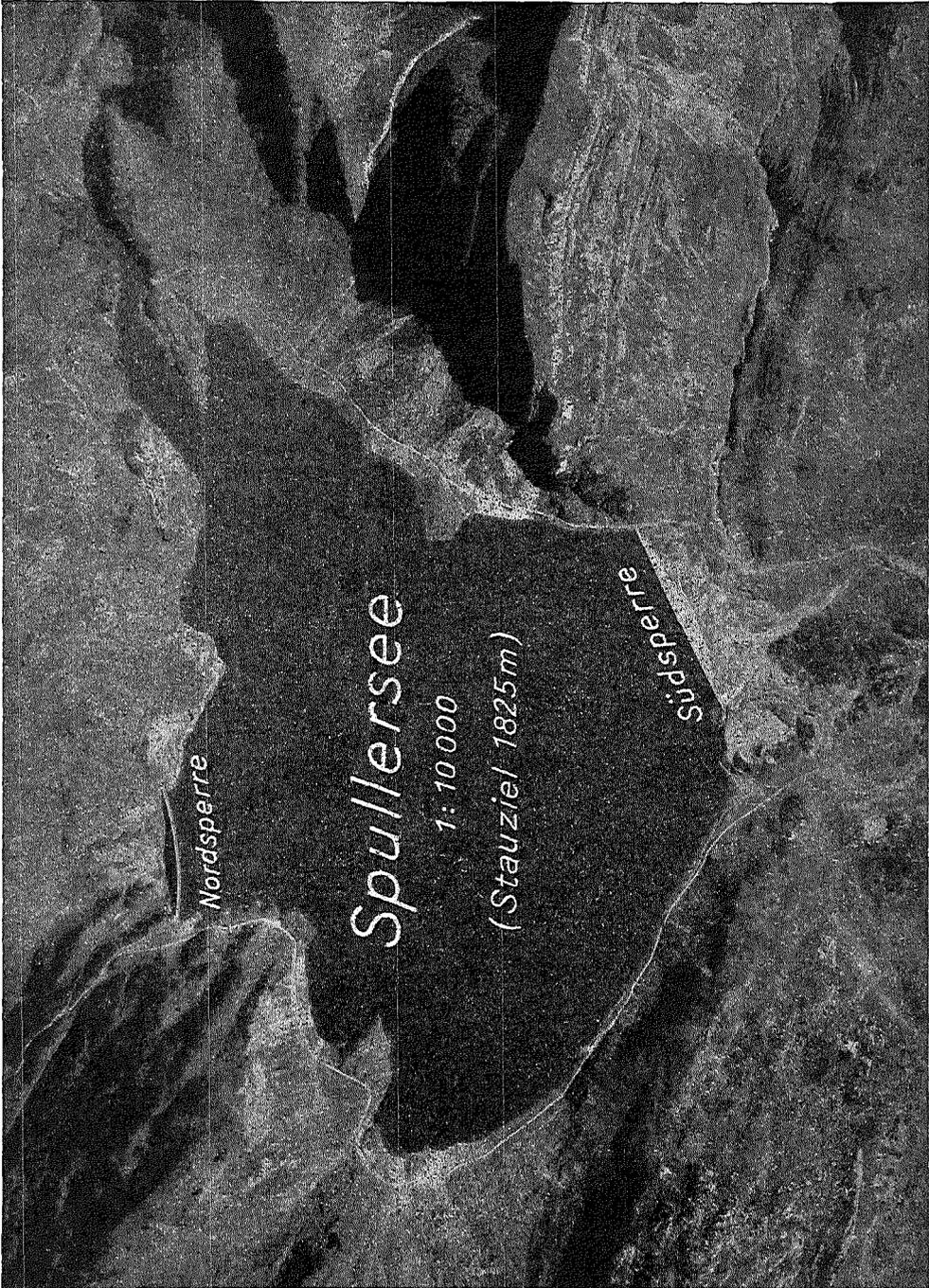


Abb. 3: Spullersee  
Luftbildaufnahme 1 : 10.000

Maximale Mauerbewegung: *Vertikalkomponente*

1925:	Ausgangslage	
1926:	{ 1,5 mm Senkung	(Zielstift M 1),
	{ 2,6 mm Hebung	(Zielstift M 3),
1935:	{ 2,0 mm Senkung	(Zielstift M 18),
	{ 1,4 mm Hebung	(Zielstift M 3).

Man sieht, daß die festgestellten Deformationen mit maximal  $2\frac{1}{2}$  mm sehr geringfügig sind. Es ist allerdings zu vermuten, daß bei Beobachtungsterminen, welche die Nachbleibefrist einschließen, etwas größere Deformationen zu gewärtigen sind. Weiteres darüber folgt im 18. Abschnitt.

### *Schlußbemerkung*

Über die Anlage und Durchführung dieser Messungen besteht eine Veröffentlichung von *Demmer* (Lit.-Verz. 3), weshalb hier nur auszugsweise berichtet wird. Andere geodätische Meßmethoden wurden nicht angewendet, insbesondere auch kein Alignement.

Eine Fortsetzung dieser Messungen durch eine weitere Beobachtungsreihe wäre vom fachlichen Standpunkte aus sehr zu begrüßen, da nunmehr eine 21-jährige Pause besteht. Insbesondere wäre die Durchführung einer Beobachtungsreihe bei Leerbecken nötig, um eine etwaige *bleibende* Deformation festzustellen, da nach der ersten Leerbeckenmessung (Grundmessung), aus dem Jahre 1925 leider nur mehr Vollstaumessungen durchgeführt worden sind. Die Neudurchführung eines Alignements und eines Präzisionsnivelements auf der Mauerkrone wäre wünschenswert.

## 7. Partensteinwerk; Talsperre Langhalsen

### *Bautechnische Daten*

Das Bauwerk befindet sich im Bundesland Oberösterreich,  
Eigentümer: Oberösterreichische Kraftwerke AG. (OKA),  
Bauzeit 1922/24, Schwerkemachtmauer + bewegliche Schleusenanlage,  
Kronenlänge 117 m, größte Mauerhöhe 16 m, Stauziel 456,2 m,  
Wochenspeicher, Speichereinhalte 783.000 m<sup>3</sup>.

### *Beobachtungstermine des BAfEuV.*

1924:	Leerbeckenmessung vor dem Stau	(Hofrat Demmer),
1925:	Vollstaumessung bei Stauhöhe 454,5 m	(Hofrat Demmer),
1926:	Vollstaumessung bei Stauhöhe 453,4 m	(Hofrat Demmer),
1934:	Vollstaumessung bei Stauhöhe 454,5 m	(Dr. Schiffmann).

### *Präzisionstriangulierung*

Die Arbeitsaufgabe besteht darin, durch eine Präzisionstriangulierung Deformationen der Staumauer festzustellen, wobei von der Bauleitung nur Wert auf die Kenntnis der Ausbauchungskomponente und der Senkungen gelegt wurde. Das Triangulierungsnetz umfaßte außer etlichen Versicherungsrichtungen folgende Hauptpunkte:

4 Instrumentenpfeiler J 1 bis J 4, indirekte Zwangszentrierung mit Zentrierspitzen,

17 Zielstifte (100 × 6 mm) in der Luftseite der beiden Flügelmauern in 2 Profilen (Vertikalreihen) + 3 Einzelpunkte.  
Die zugehörige Netzskizze enthält alle obigen Punkte (siehe Abb. 4!).

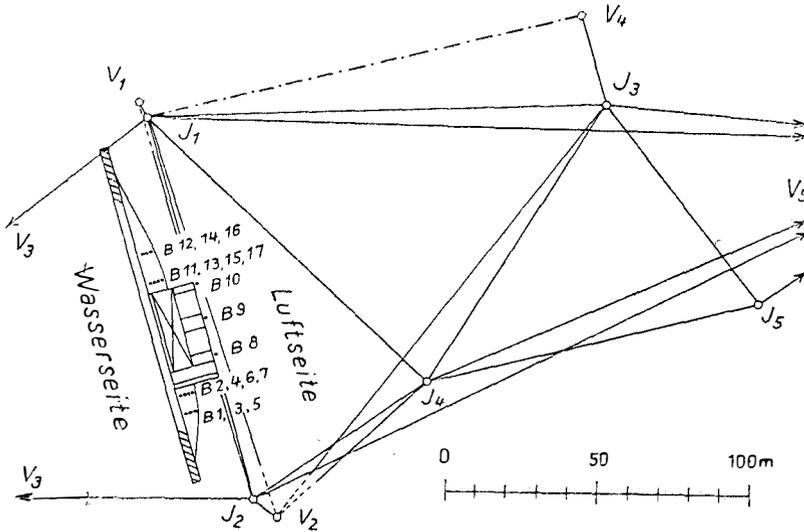


Abb. 4: Partensteinwerk, Talsperre Langhalsen  
Triangulierungsnetzskizze 1 : 2500

#### Geodätisch wesentliche Daten

Instrument: 2"-Schraubenmikroskoptheodolit (Fa. Starke und Kammerer)

Mittl. Fehler einer Richtung  $\pm 1''$

Pfeiler J 1:

1924: Ausgangslage  
1925: 2,3 mm Verschiebung  
1926: 2,3 mm Verschiebung  
1934: 2,3 mm Verschiebung

Pfeiler J 2:

1924: Ausgangslage  
1925: Keine Verschiebung  
1926: Keine Verschiebung  
1934: 3,1 mm Verschiebung

#### Beobachtungsergebnisse

Maximale Mauerbewegungen: Ausbauchungskomponente

1924:	Ausgangslage,	
1925:	2,7 mm luftseitige Ausbauchung	(Zielstift B 17),
1926:	1,6 mm luftseitige Ausbauchung	(Zielstift B 5),
1926:	0,4 mm wasserseitige Ausbauchung	(Zielstift B 14),
1934:	{ 1,6 mm luftseitige Ausbauchung	(Zielstift B 16),
	{ 2,2 mm wasserseitige Ausbauchung	(Zielstift B 10).

Maximale Mauerbewegungen: Vertikalkomponente

1924:	Ausgangslage,	
1925:	{ 1,4 mm Hebung	(Zielstift B 12),
	{ 4,0 mm Senkung	(Zielstift B 15),
1926:	{ 0,7 mm Hebung	(Zielstift B 12),
	{ 4,0 mm Senkung	(Zielstift B 6),
1934:	{ 1,7 mm Hebung	(Zielstift B 12),
	{ 4,5 mm Senkung	(Zielstift B 13).

Die Deformationen betragen bisher maximal  $4\frac{1}{2}$  mm, sind also relativ geringfügig.

### *Schlußbemerkung*

Über die Anlage und Durchführung besteht eine Veröffentlichung von Demmer (Lit.-Verz. 3), weshalb hier nur auszugesweise berichtet wird. Andere geodätische Meßmethoden wurden nicht angewendet, insbesondere auch kein Präzisionsnivellement.

Eine Fortsetzung dieser Messungen durch eine weitere Beobachtungsserie wäre vom fachlichen Standpunkte aus sehr zu begrüßen, da nunmehr bereits eine 22jährige Pause besteht. Insbesondere wäre die Durchführung einer Beobachtungsserie bei Leerbecken nötig, um eine etwaige *bleibende* Deformation festzustellen, da nach der ersten Leerbeckenmessung (Grundmessung) aus dem Jahre 1924 leider nur mehr Vollstaumessungen durchgeführt worden sind.

## 8. Partensteinwerk; Rohrbrücke Neufelden

### *Bautechnische Daten*

Das Bauwerk befindet sich im Bundesland Oberösterreich,  
Eigentümer: Oberösterreichische Kraftwerke AG. (OKA),  
Eisenbetonbrücke über die Mühl für die doppelrohrige Druckrohrleitung.  
2 Widerlager, 23 m Spannweite.

### *Beobachtungstermine des BAfEuV.*

1925: (Hofrat Demmer, Ing. Wruß),  
1926: (Hofrat Demmer, Ing. Wruß),  
1932: (Hofrat Demmer).

Die Arbeitsaufgabe bestand darin, durch eine Präzisionstriangulierung Bewegungen der beiden Widerlager als auch des Mittelteiles, und zwar sowohl in der Richtung zueinander (Achsialkomponente) als auch in der Flußrichtung (Ausbauchungskomponente) festzustellen. Ferner sollten durch ein Nivellement etwaige Bauwerkssetzungen, insbesondere der Widerlager festgestellt werden.

### *Präzisionstriangulierung*

2 Instrumentenpfeiler J 1 und J 2, indirekte Zwangszentrierung mit Zentrierspitzen.

6 Brückenbolzen, je 3 in beiden Widerlagern.

Die zugehörige Netzskizze enthält alle obigen Punkte (siehe Abb. 5!).

### *Absolutnivellement*

1 Höhenmarke in Felswand,  
10 Nieten (je 5 flußauf- und flußabwärts).

Die Lage der obigen Punkte ist in der Netzskizze (siehe Abb. 5!) eingezeichnet worden.

*Geodätisch wesentliche Daten*

Instrument: 2" – Schraubenmikroskoptheodolit (Fa. Starke und Kammerer)

Mittl. Fehler einer Richtung:  $\pm 1''$

Pfeiler J 1: in Bodenhöhe um 1930 abgebrochen

Pfeiler J 2: 1925 Ausgangslage

1926 keine Verschiebung

1932 11 mm Verschiebung

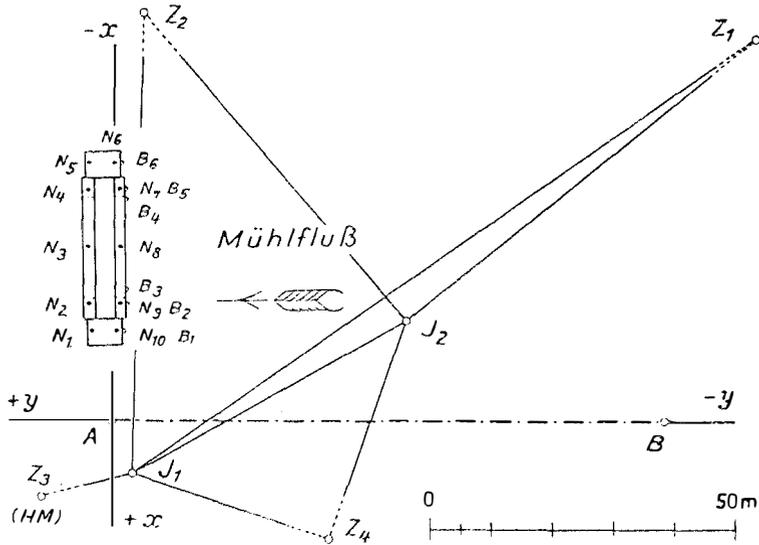


Abb. 5: Partensteinwerk, Rohrbrücke Neufelden  
Triangulierungsnetzskizze 1 : 1250

*Beobachtungsergebnisse*

Maximale Brückenbewegung (in der Brückenlängsachse)

- |       |                                    |               |
|-------|------------------------------------|---------------|
| 1925: | Ausgangslage,                      |               |
| 1926: | { 1,4 mm rechtsufrige Verschiebung | (Bolzen B 4), |
|       | { 2,1 mm linksufrige Verschiebung  | (Bolzen B 5), |
| 1932: | { 1,5 mm rechtsufrige Verschiebung | (Bolzen B 1), |
|       | { 2,2 mm linksufrige Verschiebung  | (Bolzen B 6). |

Maximale Brückenbewegung (in der Flußrichtung)

- |       |                                       |               |
|-------|---------------------------------------|---------------|
| 1925: | Ausgangslage,                         |               |
| 1926: | { 0,4 mm stromabwärtige Verschiebung  | (Bolzen B 4), |
|       | { 0,6 mm stromaufwärtige Verschiebung | (Bolzen B 6), |
| 1932: | { 1,3 mm stromaufwärtige Verschiebung | (Bolzen B 6), |
|       | { Keine stromabwärtige Verschiebung.  |               |

### Maximale Brückenbewegung (Vertikalkomponente)

1925:	Ausgangshöhe,	
1926:	{ 1,3 mm Hebung	(Niete 8),
	{ Keine Senkungen,	
1932:	{ 6,3 mm Hebung	(Niete 8),
	{ Keine Senkungen.	

### *Schlußbemerkung*

Über die Anlage dieser Messungen besteht eine Veröffentlichung von Demmer (Lit.-Verz. 3), weshalb hier nur auszugsweise berichtet wird.

Eine Fortsetzung dieser Messungen durch eine weitere Beobachtungsreihe wäre vom fachlichen Standpunkte aus sehr zu begrüßen, da nunmehr bereits eine 24jährige Pause besteht. Insbesondere die 1932 festgestellte starke Hebung der Widerlager, deren Ursache eigentlich nicht recht erklärlich war, würde eine neue Nivellementserie nötig erscheinen lassen.

## 9. Tauernmoossperre (Stubachwerk)

### *Bautechnische Daten*

Die Staumauer befindet sich im Bundesland Salzburg,  
Eigentümer: Österreichische Bundesbahnen,  
Bauzeit 1926/29, gerade Schwergewichtsmauer, 20 Blöcke,  
Kronenlänge 190 m, größte Mauerhöhe 28 m, Betonkubatur 28.000 m<sup>3</sup>,  
Stauziel 2003 m, Mauërkronen 2004,5 m Jahresspeicher, Stauseehalt 22 Millionen m<sup>3</sup>.

### *Beobachtungstermine des BAfEuV.*

1928:	Leerbeckenmessung	(Hofrat Demmer),
1929:	Vollstaumessung	(Hofrat Demmer),
1935:	Vollstaumessung	(Dr. Schiffmann).

### *Präzisionstriangulierung*

Die Arbeitsaufgabe bestand darin, durch eine Präzisionstriangulierung Verformungen der Staumauer zu bestimmen, wobei bereits alle drei Komponenten, also die Ausbauchungs-, Achsial- und Vertikalkomponente, getrennt zu erfassen waren. Das Triangulierungsnetz umfaßte außer den Versicherungspunkten folgende Hauptpunkte:

2 Instrumentenpfeiler J 1 und J 2, indirekte Zwangszentrierung, mit Zentrier-  
spitze.

8 Zielstifte (100 × 5 mm) in der Luftseite der Mauer in 2 Profilen (Vertikal-  
reihen).

Die zugehörige Netzskizze enthält alle obigen Punkte (siehe Abb. 6!).

Abb. 6: Tauernmoossperre (Stubachwerk)  
Triangulierungsnetzskizze 1 : 2750

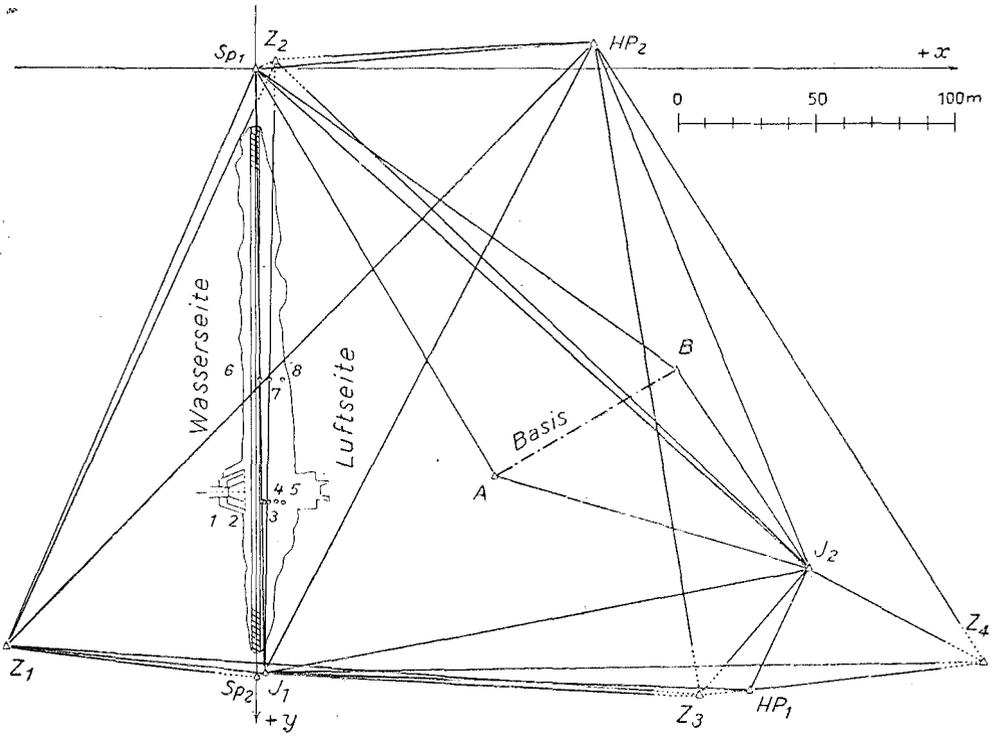
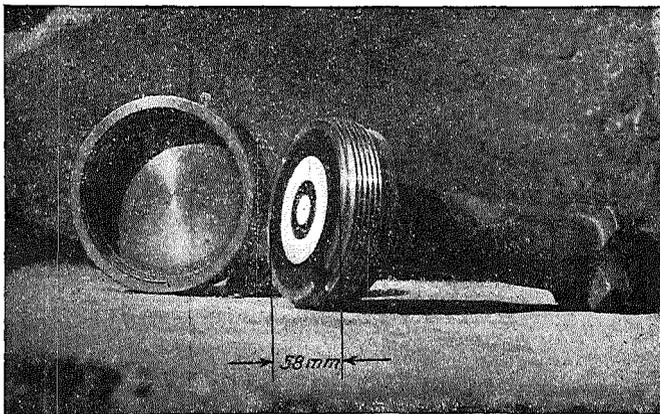


Abb. 7: Mauerzielmarke der Fa. Rost  
mit Schraubendeckel



### Geodätische Belange

Instrument: 2"-Schraubenmikroskoptheodolit (Fa. Starke und Kammerer)

Mittl. Fehler einer Richtung:  $\pm 0,5''$  bis  $\pm 1,0''$

	Pfeiler J 1	Pfeiler J 2
1928:	Ausgangslage	1928: Ausgangslage
1929:	Keine Verschiebung	1929: Keine Verschiebung
1935:	2,2 mm Verschiebung	1935: 0,7 mm Verschiebung

### Beobachtungsergebnisse

Maximale Mauerbewegungen: *Ausbauchungskomponente*

1928:	Ausgangslage,	
1929:	{ 1,3 mm luftseitige Ausbauchung	(Zielstift M 2),
	{ Keine wasserseitige Ausbauchung	
1935:	{ 0,9 mm luftseitige Ausbauchung	(Zielstift M 1),
	{ 1,3 mm wasserseitige Ausbauchung	(Zielstift M 6).

Maximale Mauerbewegungen: *Achsenkomponente*

1928:	Ausgangslage,	
1929:	{ 1,5 mm linksufrige Verschiebung	(Zielstift M 1),
	{ Keine rechtsufrige Verschiebung	
1935:	{ 3,6 mm linksufrige Verschiebung	(Zielstift M 5),
	{ Keine rechtsufrige Verschiebung.	

Maximale Mauerbewegungen: *Vertikalkomponente*

1928:	Ausgangslage,	
1929:	{ 1,8 mm Hebung	(Zielstift M 5),
	{ 1,3 mm Senkung	(Zielstift M 1),
1935:	{ 2,8 mm Hebung	(Zielstift M 6),
	{ 1,3 mm Senkung	(Zielstift M 4).

Man sieht, daß die festgestellten Deformationen mit maximal  $3\frac{1}{2}$  mm sehr geringfügig sind. Es ist allerdings zu vermuten, daß bei Beobachtungsterminen, welche die Nachbleibefrist einschließen, etwas größere Deformationen zu erwarten sind. Weiteres darüber folgt im 18. Abschnitt.

### Schlußbemerkung

Andere geodätische Meßmethoden würden nicht angewendet, insbesondere auch kein Alinement. Eine Fortsetzung dieser Messungen wäre vom fachlichen Standpunkte aus sehr zu begrüßen, da nunmehr bereits eine 24jährige Pause besteht. Diese Fortsetzung wäre auch dann wünschenswert, wenn die geplante Umgestaltung der ganzen Anlage tatsächlich durchgeführt wird. Insbesondere eine nochmalige Leerbeckenmessung wäre wissenschaftlich wertvoll, um eine etwaige *bleibende* Deformation festzustellen, da nach der ersten Leerbeckenmessung (Grundmessung) aus dem Jahre 1928 leider nur mehr Vollstaumessungen durchgeführt worden sind.

## 10. Silvretta-Hauptmauer

### Bautechnische Daten

Die Staumauer liegt im Bundesland Vorarlberg,

Eigentümer: Vorarlberger Illwerke AG.,

Bauzeit 1938/48, gerade Schwergewichtsmauer, 28 Blöcke,

Kronenlänge 432 m, größte Bauhöhe 80 m, 405.000 m<sup>3</sup> Betonkubatur, Stauziel 2030 m, Mauerkrone 2032 m, Jahresspeicher, Staueinhalt 38,6 Millionen m<sup>3</sup>.

Mit der unmittelbar anschließenden Seitenmauer umfaßt die Sperrenanlage eine Länge von rund 600 m. Diese Staumauer ist in Abb. 8 und 9 und in der Planbeilage (Abb. 41) am Schluß des Heftes dargestellt.

#### *Beobachtungstermine des BAfEuV.*

1950: Vollstau	(Dr. Ulbrich, Dipl.-Ing. Stritzko),
1951: Leerbecken bis Vollstau	(Dr. Ulbrich),
1952: Leerbecken bis Vollstau	(Dr. Ulbrich),
1953: Leerbecken bis Vollstau	(Dr. Ulbrich).

#### *Beobachtungsumfang*

Die Arbeitsaufgabe bestand darin, Verformungen der Staumauer nach dem derzeitigen Stande der geodätischen Verformungsmessungen in möglichst einwandfreier und sachgemäßer Weise zu bestimmen, um eine spätere wissenschaftliche, statische und bodenmechanische Auswertung zu gestatten. Das umfangreiche Beobachtungsprogramm wurde 1950 vom Verfasser in enger Zusammenarbeit mit den VIW ausgearbeitet. Der gewaltige Umfang der Anlage und die ungünstige Form des luftseitigen Vorgeländes erschwerte die Arbeit beträchtlich. Das hochalpine Klima, mit gleißendem Sonnenschein im Sommer und mit Nebel und hoher Schneelage im Frühjahr und Herbst, bildete ein arges Beobachtungshindernis. Wichtig ist, daß in der Mauer in besonderen Pendelschächten 6 ständig beobachtete Pendellotgeräte eingebaut sind, deren sehr genaue, aber nur *relative* Deformationsergebnisse durch geodätische Messungen und damit durch *absolute* Werte zu ergänzen waren. Es kamen deshalb, mit Ausnahme der Trigon. Ablotung, alle im 4. Abschnitt besprochenen geodätischen Methoden zur Anwendung.

#### *Alignement*

Die Alignementgerade I–VI ist 501 m lang und wurde durch 3 Pfeiler (I, VI, V) und durch 1 Versicherungspunkt stabilisiert. In der Mauerkrone befinden sich 13 Alignementpunkte, die rund 1 m von der luftseitigen Kronenkante entfernt sind, um Aussprengungen der 50 cm dicken Betondecke zu verhindern. Da nicht die Bewegungen dieser Deckplatte, sondern die Bewegungen der darunter befindlichen Mauerkrone zu untersuchen waren, mußte durch Spezialgeräte diese Deckplatte erst durchbohrt werden. Der Lochdurchmesser war 15 cm. Alle Punkte besitzen die bekannte Zwangszentrierung mit Wild-Kappenbolzen. Die Alignementpunkte bilden eine komplizierte Sonderkonstruktion, um die Beton-Deckplatte zu überwinden. (Siehe Abb. 19!). Bei Nichtgebrauch werden diese Alignementstellen durch ovale Metalldeckel verschlossen, um sie vor Beschädigungen und vor Witterungseinflüssen zu schützen.

Instrumentarium: Hildebrand-Theodolit (29 cm Kreisdurchmesser, 60fache Vergrößerung),  
Wild-Zieltafeln für Zwangszentrierung,  
Wild-Spezialzieltafel zur Selbstablesung (Millimeterschätzung) im Instrument und mit Diopter zur Normalstellung.  
(Siehe Abb. 19!)

Beobachtungsmaterial 1950–53:

17 Alignements bei verschiedenen Stauhöhen.

Abb. 8: *Silvrettahaupt- und Seitenmauer*  
Allgemeine-Ansicht vom Bielerplatt aus

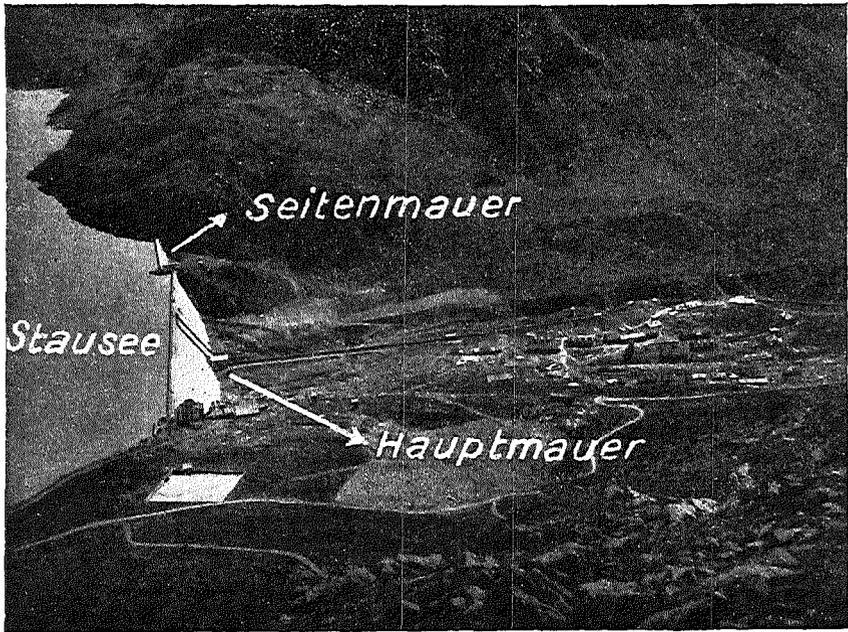
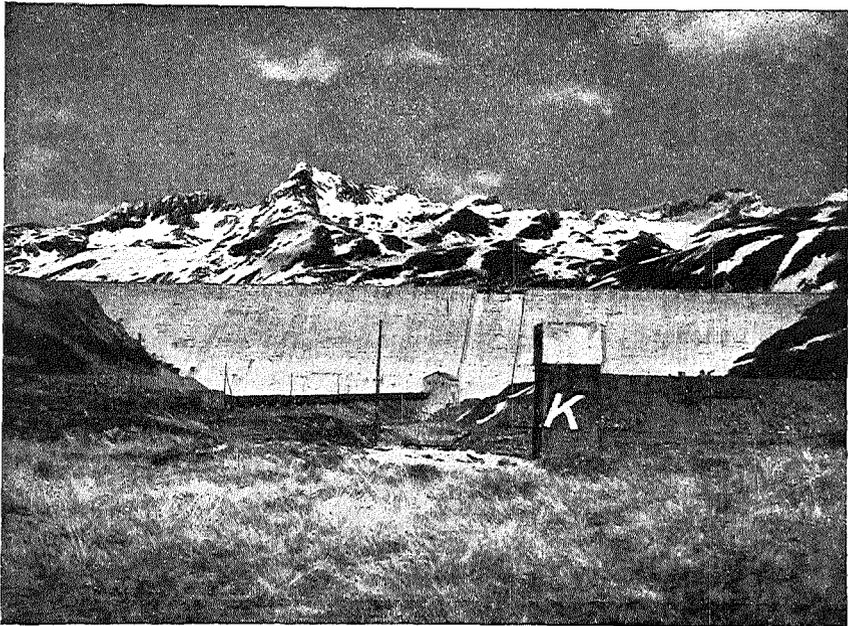


Abb. 9: *Silvrettahauptmauer*  
Ansicht vom Silvrettadorf aus



Je nach der Wetterlage umfaßt jedes Alignement 2 bis 3 vollständige Sätze von den beiden Endpfeilern I und VI aus. Außerdem wurden natürlich alle Ablesungen in beiden Kreislagen gemacht, oft sogar auch mit umgelegtem Fernrohr. Meßgenauigkeit:  $\pm 1$  mm.

In Abb. 10 ist eine graphische Darstellung der bemerkenswertesten Alignmentserien enthalten. Eine Besprechung der Ergebnisse wird im 18. Abschnitt durchgeführt.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken vom Mai 1951

15,4 mm *luftseitige* Ausbauchung von Block 13 (Mauermitte) bei Vollstau Oktober 1951,

3,1 mm *wasserseitige* Ausbauchung von Block 23 (beim südl. Mauerende) bei Mittelstau Juli 1952.

In der Planbeilage am Schlusse dieser Veröffentlichung sind alle vorstehend angeführten Punkte eingezeichnet.

### *Präzisionstriangulierung*

Wegen der unmittelbaren Nachbarschaft von Haupt- und Seitenmauer wurde ein gemeinsames Triangulierungsnetz aufgebaut. Zur eigentlichen Hauptmauerbeobachtung dienen 4 Pfeiler (A, B, C, G) und 34 Zielmarken, die in drei Reihen bzw. in 12 Profilen angeordnet wurden. Die oberste Reihe (A-Reihe) befindet sich 2 m unter der Mauerkrone in einer Höhe von 2030 m. Die mittlere Reihe (B-Reihe) liegt in einer Höhe von 2005–2010 m; die unterste Reihe befindet sich 2 bis 3 m über dem Mauerfuße. Am Mauerfuße bleibt erfahrungsgemäß bis Juni eine hohe Schnee- und Eisschichte liegen, so daß Leerbeckenmessungen (April, Mai) ohne diesen Zwischenraum nicht möglich wären.

Für die Zielmarken wurde die Type der Tauernkraftwerke (siehe Lit-Verz. 5, Seite 84!), die von der Fa. Rost (Wien) erzeugt wurde, verwendet (siehe Abb. 7 und Abb. 22!).

Zusätzlich zu diesen 4 Hauptbeobachtungspfeilern wurden nun weitere Instrumentenpfeiler (D, E, F, M) stabilisiert, um etwaige Verschiebungen der Alignementpfeiler und der 4 obigen Hauptpfeiler feststellen zu können. Schließlich wurden als rückwärtige Reihe die Pfeiler H, J, K und L stabilisiert, um etwaige Bewegungen der nördlichen Talseite, die vorwiegend aus Moränenschutz besteht, von der festen südlichen Talseite aus feststellen zu können.

Das Pfeilernetz umfaßt mit den 5 Alignementpfeilern insgesamt 17 Pfeiler, ist also relativ sehr umfangreich. Allerdings kann nur dadurch der unvermeidliche schädliche Einfluß der Druckzone praktisch ausgeschaltet werden. Gleichzeitig wird damit auch die südlich anstoßende Seitenmauer erfaßt. Außerdem wurde die Verbindung mit dem Netz des Bielerdammes hergestellt. Obwohl es rein bautechnisch nicht nötig war, wurden alle Pfeiler an das staatliche Triangulierungsnetz angeschlossen. Alle Pfeiler besitzen Zwangszentrierung mit Wild-Kappenbolzen. Durch die Präzisionstriang. wurden die 3 Hauptkomponenten, die Ausbauchungs-, Achsial- und Vertikalkomponente, *getrennt* bestimmt.

Instrumentarium: Wild-Theodolit T 3 (40fache Vergrößerung),

Wild-Zieltafeln für Zwangszentrierung (siehe Abb. 21!).

Beobachtungsmaterial 1950–53:

5 vollständige Serien bei verschiedenen Stauhöhen.

Die Richtungen wurden in der Regel in 3 Sätzen beobachtet. Grundsätzlich wurden alle bestehenden Visuren gemessen. Das Netz umfaßte dadurch 388 Dreiecke. Das sonach sehr umfangreiche Triangulierungsnetz ist in Abb. 12 dargestellt.

Abb. 10: Silvertahauptmauer  
Alignement

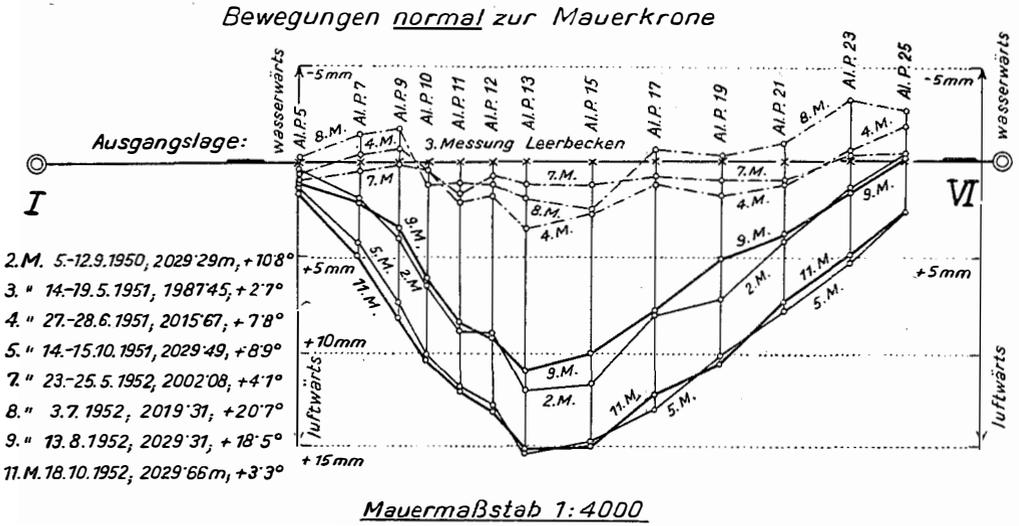


Abb. 11: Silvertahauptmauer  
Stollennivellement

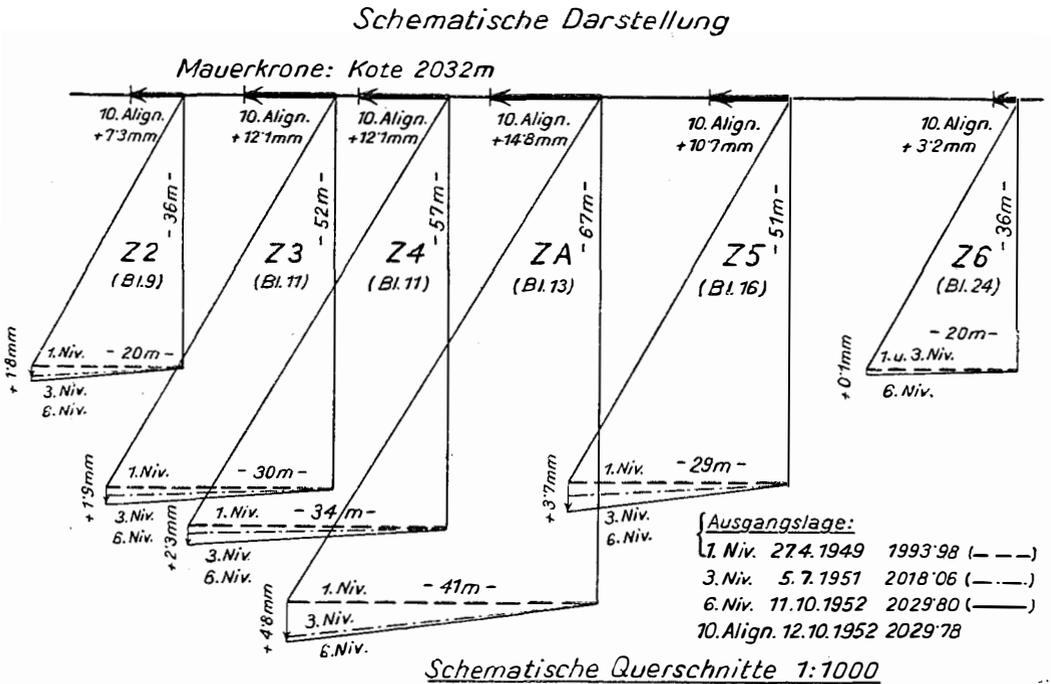
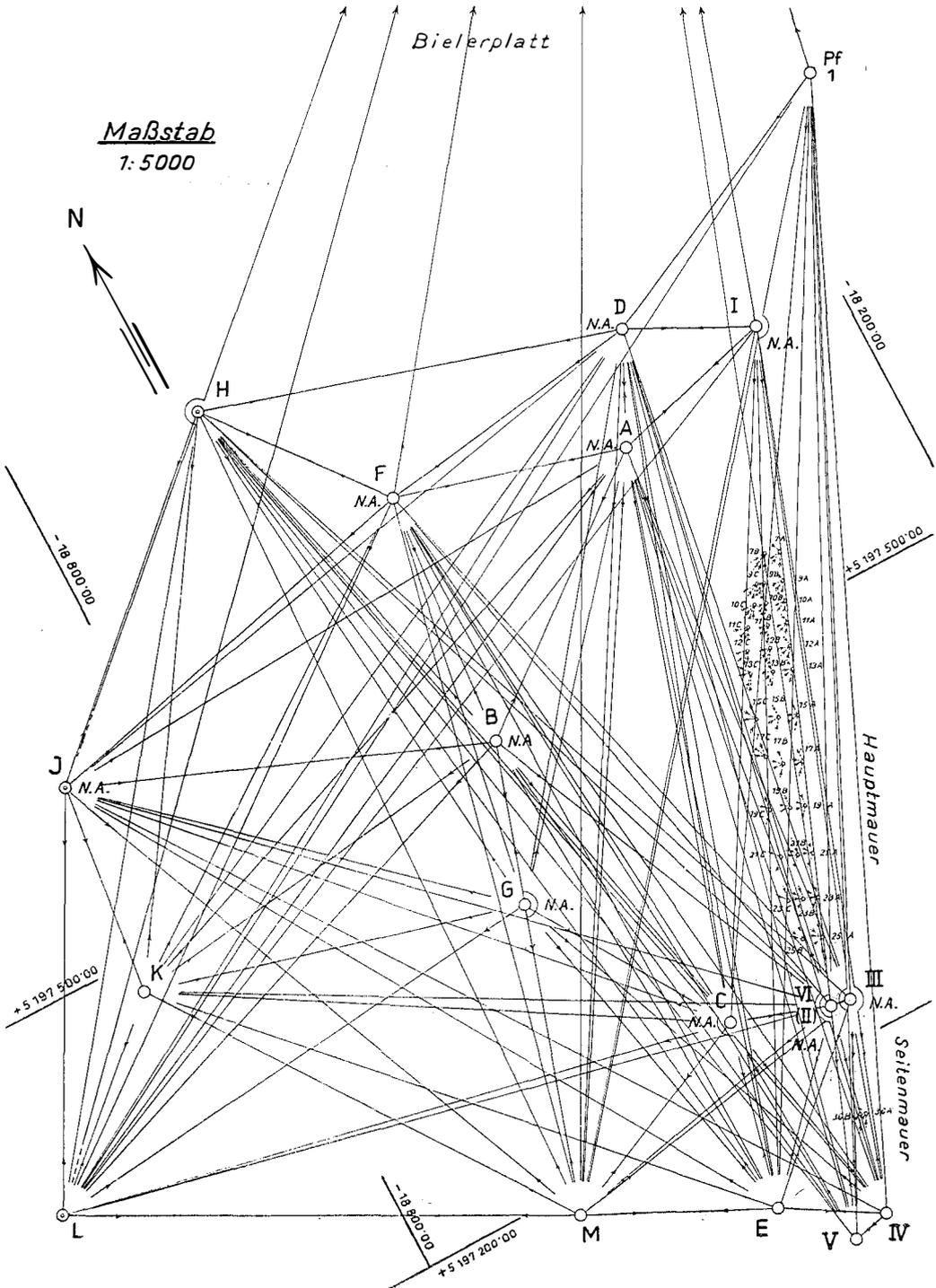


Abb. 12: Silretta-Hauptmauer und Silretta-Seitenmauer  
Präzisionstriangulierung  
Netzübersicht 1 : 5000



Meßgenauigkeit:  $\pm 0,8''$  mittl. Fehler einer Richtung. aus den Dreiecks-  
abschlußfehlern,  
 $\pm 1$  mm je Komponente.

Die durchschnittliche Sichtweite zu den Mauerzielmarken betrug 260 m, was für die Größe der Mauer spricht.

Pfeiler B:	Pfeiler G:
1950 Ausgangslage	Ausgangslage
1951 1,2 mm Bewegung	1,2 mm Bewegung
1952 (Mai) 2,1 mm Bewegung	2,2 mm Bewegung
1952 (Okt.) 1,4 mm Bewegung	2,5 mm Bewegung
1953 5,1 mm Bewegung	2,5 mm Bewegung

Abb. 13, 15 und 16 stellen drei graphische Darstellungen dar, die das Verhalten der Staumauer zwischen Leerbecken und Vollstau für alle 3 Komponenten zeigen. Ferner wurde in Abb. 14 die Ausbauchungskomponente bei Untermittelstau gezeigt, wobei erkennbar ist, daß sich dieser praktisch gar nicht auswirkt.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1951

- 14,0 mm *luftseitige* Ausbauchungskomponente vom Block 13 (Mauermitte) bei Vollstau Okt. 1952,
- 7,0 mm *wasserseitige* Ausbauchungskomponente vom Block 12 (Mauermitte) bei Leerbecken Mai 1952,
- 5,1 mm *südseitige* (linksufrige) Achsialkomponente vom Block 21 (beim südl. Mauerende) bei Vollstau Okt. 1952,
- 8,8 mm *nordseitige* (rechtsufrige) Achsialkomponente vom Block 12 (Mauermitte) bei Vollstau Sept. 1953,
- 5,1 mm *Hebung* von Block 13 (Mauermitte) bei Vollstau Aug. 1950,
- 3,3 mm *Senkung* von Block 9 (nördl. Mauerteil) bei Vollstau Okt. 1952.

In der Planbeilage am Schlusse des Heftes sind alle vorstehend angeführten Punkte enthalten. Die Arbeiten waren sehr umfangreich und waren wegen der häufigen Nebeltage durch die bis zu 500 m langen Sichten stark behindert. Sie erforderten jedesmal rund 3 Wochen Arbeitszeit. Da nur 7 große Wild-Zieltafeln zur Verfügung standen, mußte mit Satzgruppen gearbeitet werden. Durch die große Zahl (34) von Mauerzielmarken, erforderte die reine Mauerbeobachtung stets zumindest 1 Woche. Glücklicherweise ist das Silvrettabecken ein Jahrespeicher, der täglich nur geringe Spiegeländerungen erleidet, so daß diese große Zeitspanne gerade noch tragbar war.

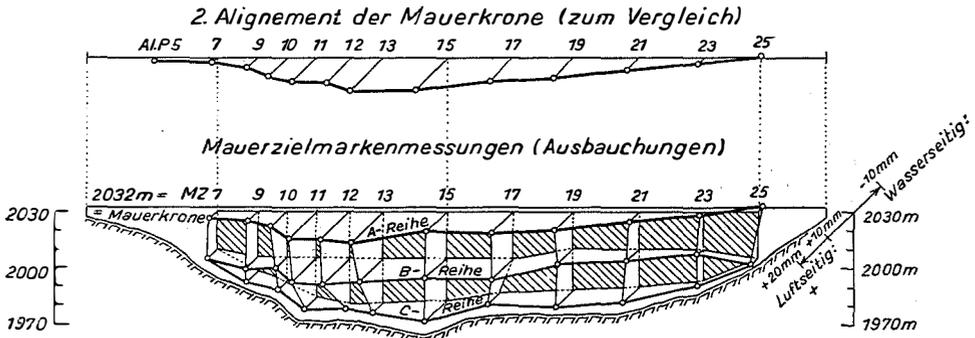
### *Relativnivellement—Stollennivellement*

Auf diese seltenere Meßmethode wurde bereits im 3. und 4. Abschnitt hingewiesen. Die Silvrettahauptmauer besitzt 5 Zugangsstollen (Z2 bis Z6) von 20–34 m Länge und in der Mauermitte im Block 13 sogar einen 41 m langen Ablaufstollen. Diese relativ langen Querstollen sind zur Durchführung eines Relativnivellements sehr gut geeignet. Sowohl beim luftseitigen Ausgang als auch bei den stirnseitigen Längsstollen, in denen alle diese Querstollen einmünden, wurden Höhenbolzen stabilisiert, die übrigens zum Schutze gegen Verrostung durch besondere Schraubkappen und durch Einfetten gesichert wurden.

In allen 6 Fällen kann durch nur eine Instrumentenaufstellung der relative Höhenunterschied nivellistisch bestimmt werden.

Abb. 13: Silvretta-Hauptmauer

Präzisionstriangulierung: Ausbauchungskomponente bei Vollstau



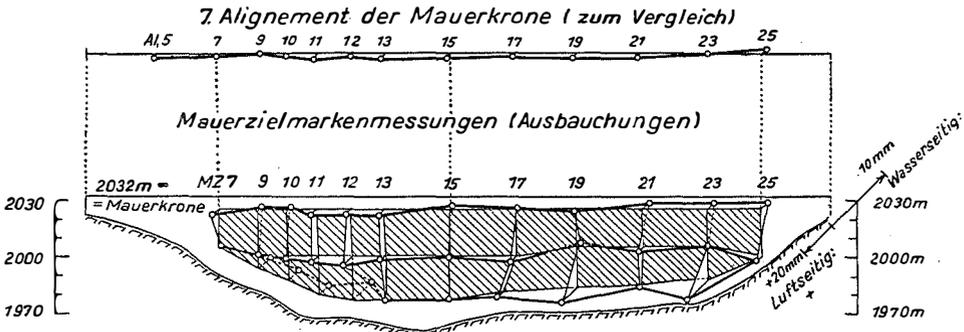
2. Präz. Triang.: Leerbecken (18.5.1951, 1987'46m, +6'1°) gilt als Ausgangslage (—)

1. Präz. Triang.: Vollstau (11.8.1950, 2029'35m, +11'9°) gibt die ausgebauchte Lage (—)

Mauermaßstab 1:4000

Abb. 14: Silvretta-Hauptmauer

Präzisionstriangulierung: Ausbauchungskomponente bei Zwischenstau



2. Präz. Triang.: Leerbecken (18.5.1951, 1987'46m, +6'1°) gilt als Ausgangslage (—)

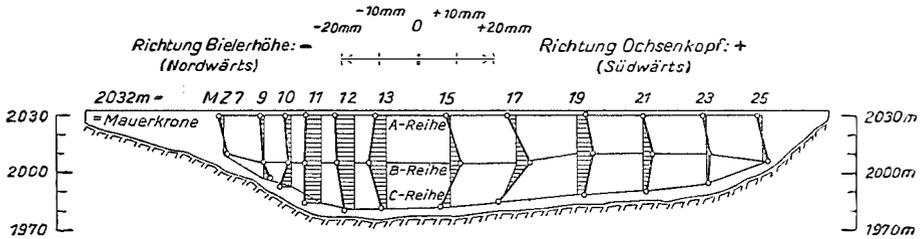
3. Präz. Triang.: Mittelstau (31.5.1952, 2002'24m, +9'4°) gibt die ausgebauchte Lage (—)

Mauermaßstab 1:4000

Abb. 15: Silvretta-Hauptmauer

Präzisionstriangulierung: Achsialkomponente

Mauerzielmarkenmessungen (Achsisverschiebungen)



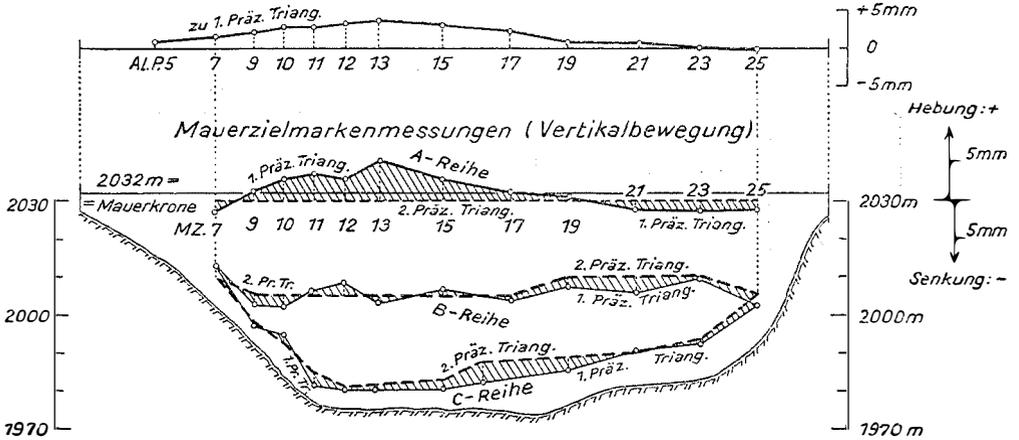
2. Präz. Triang.: Leerbecken (18.5.1951, 1987'46m, +6'1°) gilt als Ausgangslage (---)  
 1. Präz. Triang.: Vollstau (11.8.1950, 2029'35m, +11'9°) gibt die verschobene Lage (—)

Mauermaßstab 1:4000

Abb. 16: Silvretta-Hauptmauer

Präzisionstriangulierung: Vertikalkomponente

Nivellement der Mauerkrone (zum Vergleich)



Mauermaßstab { horizontal: 1: 4000  
 vertikal: 1: 2000

2. Präz. Triang. { Ausgangslage (---)  
 Leerbecken (18.5.1951, 1987'46m, +6'1°)  
 1. Präz. Triang. Vollstau (11.8.1950, 2029'35m, +11'9°)

Instrumentarium: Präz.-Niv.-Instr. Zeiß III,  
Spezialanschlußmaßstab (mm-Teilung),  
Speziallatte (1,20 m lang).

Beobachtungsmaterial 1949–53:

8 Stollennivellements bei verschiedenen Stauhöhen,

Meßgenauigkeit:  $\pm 0,3$  mm je Stollen.

Abb. 11 zeigt eine graphische Darstellung der bemerkenswertesten 3 Stollennivellements.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken 1949

5,0 mm Gefällsvergrößerung von Block 13 (Mauermittle) bei Vollstau Sept. 1950.

Bei Leerbecken haben also die Stollen die relativ ebenste Lage und bei Vollstau die relativ abschüssigste Lage. Diese Verformung entspricht durchaus einem physikalisch richtigen Verhalten.

### *Absolutnivellement—Stollennivellement*

Die Zugangsstollen-Eingänge liegen, ihrem Zwecke entsprechend, stets an der Luftseite der Staumauer, nahe beim Fuße derselben. Bei hochgelegenen Gebirgsstaumauern liegen aber gerade an diesen Stellen bis weit in das Frühjahr hinein Eis- und Schneemassen, die im Laufe des Winters von der schrägen Mauerluftseite abgerutscht sind. Bei den großen Jahresspeichern sind zu Beginn der Schneeschmelze, also zur Zeit des Leerbeckens, diese Stollenzugänge für ein Nivellement noch nicht passierbar.

Bei der Silvrettastaumauer können wegen der Schneelage Absolut- Stollennivellements erst ab Juni durchgeführt werden. Ab dieser Zeit wurde der Anschluß an das Präzisionsnivellementnetz der Umgebung durchgeführt.

Es ergab sich hiebei, daß ungefähr  $\frac{1}{3}$  der ausgewiesenen Gefällsänderungen am luftseitigen und ungefähr  $\frac{2}{3}$  am wasserseitigen Ende auftreten. Das heißt also, daß sich bei steigendem Wasserspiegel das luftseitige Ende der Zugangsstollen absolut um 1–2 mm *senkt* und das wasserseitige Ende sich um ungefähr den doppelten Wert, also um 2–3 mm *hebt*. Es ist immerhin bemerkenswert, daß sich ein derartiger Mauerkolöß auf der Wasserseite infolge der elastischen Verbiegung und Verkantung tatsächlich hebt. Andererseits zeigt es sich, daß Höhenbolzen am luftseitigen Mauerfuß keinesfalls „Festpunkte“ sind. Dies konnte, natürlich mit etwas geringerer Genauigkeit, auch durch Präzisionstriangulierung festgestellt werden.

### *Absolutnivellement = Präzisionsnivellement*

Da Deformationsmessungen mittels Präz.-Niv. eine relativ sehr hohe Genauigkeit erreichen, wurde dieser Methode besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Wegen der unmittelbaren Nachbarschaft von Haupt- und Seitenmauer wurde ein gemeinsames Nivellementnetz aufgebaut.

Alle Pfeiler wurden mit den genormten Turmbolzen der Österr. Triangulierung versehen. (Siehe Abb. 21 unter der Warnungstafel!). Es sind dies Loch-Höhenmarken mit 4-mm-Bohrung, zu deren präzisiertem Nivellementanschluß in Österreich ein spezieller Anschlußmaßstab mit einer Teilgenauigkeit von  $\pm 0,02$  mm in Verwendung steht. Ferner wurde eine größere Anzahl von Höhenbolzen stabilisiert, so daß sowohl die nähere als auch die weitere Umgebung der Mauer, aber auch die Mauer selbst, mit verlässlichen Höhenpunkten versehen ist.

Die Praxis zeigt, daß man bei der Zahl der Höhenpunkte keinesfalls sparen soll. Die Umgebung von Staumauern ist erfahrungsgemäß für Nivellements infolge starker Höhenunterschiede, die in diesem Falle rund 100 m betragen, ungünstig. Bei einem langen und schwierigen Nivellementweg können tatsächliche Bauwerksetzungen durch unvermeidliche Nivellementfehler verfälscht werden, wodurch die Messung illusorisch werden kann.

Es wurden selbstverständlich nur einwandfreie Höhenpunkte mit eindeutig höchstem Punkt einbezogen. Behelfspunkte (wie Steinoberflächen, Gebäudesockel, Stufen, usw.) wurden grundsätzlich nicht einbezogen.

Instrumentarium: Zeiß-Nivellier Type III (wälzbar) mit Planplatte (36fache Vergrößerung).

2 Zeiß-Invarlatten (3 m lang), kompariert,

1 Anschlußmaßstab,

2 schwere Lattenuntersätze.

Höhennetz: 11 Höhenmarken,

111 Höhenbolzen,

13 Nivellementschleifen von 11 km einfacher Länge.

In der Planbeilage am Schlusse dieser Veröffentlichung sind alle vorstehend angeführten Höhenpunkte enthalten.

Nivellementmethode: 2- bis 3faches Niv. (möglichst) aus der Mitte, in beiden Lagen, mit einspielender Libelle.

Höhengenaugigkeit  $\pm 0,6$  mm je Kilometer. (Äußere Fehler aus den Schleifenabschlüssen.)

Da in derartigem Felsgelände das Einschlagen der beim Präz.-Niv. üblichen großen eisernen Nivellierpflocke in den Boden nicht möglich war, mußte mit den schweren Untersätzen gearbeitet werden. Bemerkenswert ist, daß das Nivellement auch über Sumpfbereiche geführt werden mußte, deren Überquerung sehr schwierig war.

Die tatsächlich nivellierte Strecke betrug 26,5 km mit 804 Ständen. Die durchschnittliche Stationsweite (Rückblick + Vorblick) betrug nur 33 m je Stand, woraus die Schwierigkeit des Geländes ersichtlich ist, ja ansonsten in der Regel in der Ebene die durchschnittliche Stationsweite 100 m beträgt.

#### *Absolutnivellement der Mauerkrone*

Auf der Mauerkrone wurden neben jedem der 13 Alignementpunkte in der gleichen Bohrungsöffnung Höhenbolzen aus rostfreiem Stahl stabilisiert. Außerhalb der Druckzone befinden sich im Präzisionsnivellementnetz, das ja hiezu geschaffen wurde, genügend Höhenmarken, um einen verlässlichen, mehrfach kontrollierten Nivellementanschluß zu gewährleisten.

Höhennetz: Anschlußhöhenpunkte,

13 Mauerkronenpunkte.

In der Planbeilage (Abb. 41) am Schlusse des Heftes sind alle vorstehend angeführten Punkte eingezeichnet.

Instrumentarium: wie Präzisionsnivellement.

Nivellementmethode: wie Präzisionsnivellement.

Höhengenaugigkeit:  $\pm 0,6$  mm je Kilometer.

Beobachtungsmaterial 1950—53:

5 Präz.-Niv. bei verschiedenen Stauhöhen und Temperaturen.

Abb. 17 zeigt eine graphische Darstellung aller 5 Präzisionsnivellements. Wie bereits im 3. Abschnitt festgestellt wurde, ist die Höhenänderung der Mauerkrone keine Funktion der Stauhöhe, sondern hauptsächlich eine solche der

allgemeinen Durchschnittstemperatur. Sekundär ist nämlich die Stauhöhe ebenfalls dabei von Einfluß, da ja das gestaute Wasser die Wasserseite der Stau-  
mauer im Sommer abkühlt und im Winter relativ wärmer erhält als die Luftseite.  
Festgestellte Maximalhöhenänderungen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1951

3,5 mm Hebung von Block 13 in der Mauermitte bei Vollstau Aug. 1950,  
1,1 mm Senkung von Block 23 bei südl. Mauerende bei Vollstau Okt. 1952.

### Vertikalbewegungen der Mauerkrone

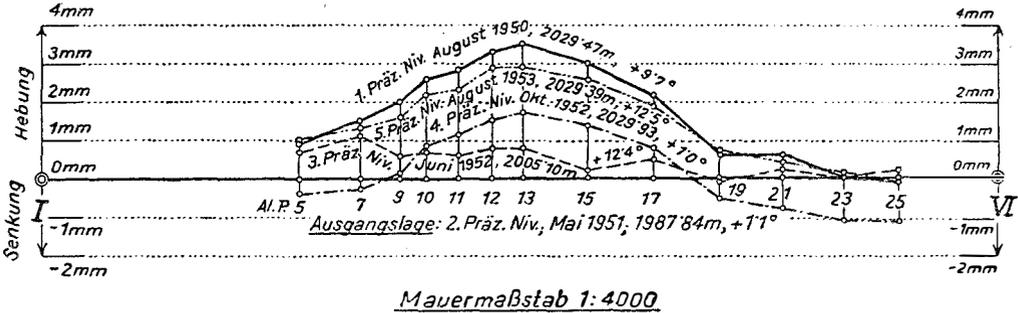


Abb. 17: Silvretta-Hauptmauer  
Absolutnivellement der Mauerkrone

### Dilatationsmessung

Im Innern der Staumauer wurden an 6 Blockfugen Dilatationsmessungen durchgeführt. Es wurden solche Fugen gewählt, die auf Grund der bisherigen Betriebs Erfahrungen als besonders heikel galten. Die Silvrettahauptmauer besitzt 4 Längsstollen, von welchen der oberste und längste Stollen I in 2012 m Höhe liegt. In diesem obersten Stollen I wurden alle 6 Fugen einbezogen. Dann wurde die jeweils gleiche Fuge im möglichst tiefsten, vertikal darunter verlaufenden Parallelstollen gleichfalls beobachtet. Es sind dies die Längsstollen II, III und IV. Der Längsstollen IV ist mit 1965 m Höhe der tiefste. In der beigegebenen graphischen Darstellung (siehe Abb. 18!) ist die Anordnung der Beobachtungsstellen gut ersichtlich. Die unteren Fugen weisen eine starke Sinterbildung auf, die oft so stark ist, daß die Sinterschicht vor der Messung abgeschlagen werden mußte (siehe Abb. 20!).

An jeder der 12 Beobachtungsstellen wurden nun je 3 Messingbolzen mit zentrischer Bohrung, und zwar die österr. Triangulierungs-Standpunktbolzen, stabilisiert. Hierbei wurden folgende Anordnungen eingehalten:

2 Bolzen sind rund 45 cm vertikal übereinander jeweils links (südlich) der Fuge und 1 Bolzen ist jeweils rechts (nördlich) der Fuge in der Höhe des oberen linken Bolzens angebracht. Die 3 Bolzen bilden also ein rechtwinkeliges Dreieck mit einer längeren vertikalen Kathete von 45 cm, einer kürzeren horizontalen Kathete von rund 30 cm, die von der Fuge geschnitten wird und einer schrägen Hypotenuse von rund 55 cm, die ebenfalls von der Fuge geschnitten wird. Mittels der kürzeren Kathete kann die Horizontalkomponente und mittels der schrägen Diagonale indirekt die Vertikalkomponente gemessen werden (siehe Abb. 20!).



Fugen in den *unteren* Längsstollen II–IV  
Ausgangslage = Oktober 1952 Vollstau

- 0,13 mm horizontale Erweiterung, Fuge 8/9 (nördl. Mauerhälfte) Leerbecken Mai 1952,
- 0,19 mm horizontale Verengung, Fuge 22/23 (südl. Mauerhälfte) Vollstau August 1950,
- 0,47 mm vertikale (diagonale) Erweiterung, Fuge 19/20 (südl. Mauerhälfte) Leerbecken Mai 1951,
- 0,23 mm vertikale (diagonale) Verengung, Fuge 12/13 (Mauermitte) Vollstau August 1950.

Abb. 18 zeigt eine graphische Darstellung der Ergebnisse für 2 vollständige Beobachtungsserien, die einen sehr instruktiven Überblick ermöglicht. Die Horizontalkomponente ist im obersten Stollen groß, in den unteren Stollen praktisch Null. Die vertikale (diagonale) Deformation ist unabhängig davon verschieden groß. Im Oktober 1952 wurden die bisher durchschnittlich engsten Fugen festgestellt.

## 11. Silvretta - Seitenmauer

### *Bautechnische Daten*

Die Staumauer liegt im Bundesland Vorarlberg,  
Eigentümer: Vorarlberger Illwerke AG.,  
Bauzeit 1942/48, gerade Schwergewichtsmauer, 12 Blöcke,  
Kronenlänge 143 m, größte Mauerhöhe 31 m, 25.000 m<sup>3</sup> Betonkubatur,  
Stauziel 2030 m,  
Mauerkrone 2032 m, Jahresspeicher, Inhalt 38,6 Millionen m<sup>3</sup>.

Die Seitenmauer ist eine indirekte Fortsetzung der Hauptmauer gegen Süden hin, mit der sie zusammen einen Sperrenkomplex von rund 600 m Länge bildet. Dieser Komplex ist in Abb. 8 und in der Planbeilage am Schluß des Heftes dargestellt.

### *Beobachtungstermine des BAfEuV*

- 1950: Vollstau (Dr. Ulbrich, Dipl.-Ing. Stritzko),
- 1951: Leerbecken bis Vollstau (Dr. Ulbrich),
- 1952: Leerbecken bis Vollstau (Dr. Ulbrich),
- 1953: Vollstau (Dr. Ulbrich).

### *Beobachtungsumfang*

Die Seitenmauer ist die südliche Fortsetzung der Hauptmauer und es besteht dazwischen nur ca. 10 m Abstand durch die Trennung beim „Kleinen Ochsenkopf“. Dadurch sind die Deformationsmessungen beider Mauern sehr eng verknüpft und übergreifen sich bei der Präzisionstriangulierung und beim Absolutnivellement, so daß in beiden Fällen nur ein einheitliches Netz errichtet wurde. Abb. 12 zeigt die Triangulierungsnetz-Skizze. In der Seitenmauer befinden sich keine Pendellotgeräte. Da die Seitenmauer wesentlich kleiner als die Hauptmauer ist, entfiel das Stollennivellement, weil nur ein sehr kurzer Quer-Zugangsstollen besteht. Ferner entfiel die Dilatationsmessung, weil sie als entbehrlich erschien.

### Silvretta-Hauptmauer.

Abb. 19: Aligmentpunkt 15  
mit Spezialzieltafel

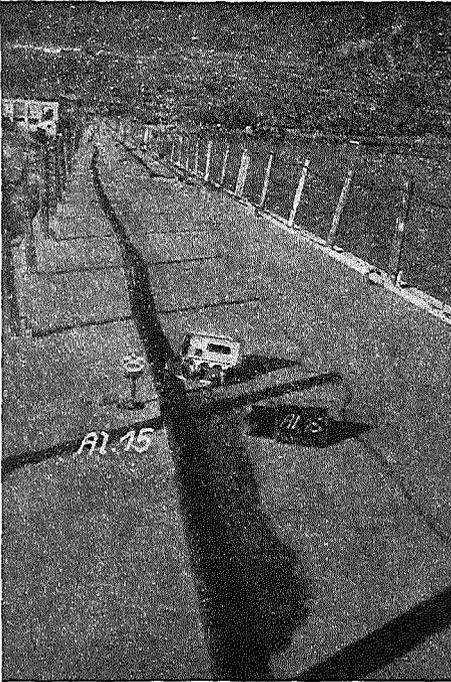
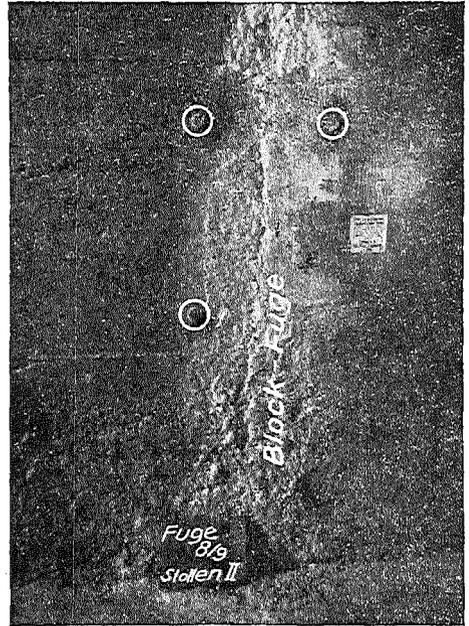


Abb. 20: Dilatationsmeßstelle  
Fuge 8/9 (mit 3 Meßbolzen)

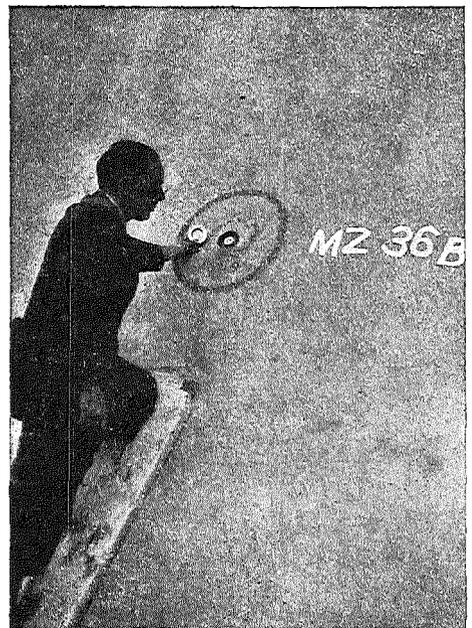


### Silvretta-Seitenmauer.

Abb. 21: Aligmentpfeiler III mit Wild-Ziel-  
tafel und Turmbolzen. Versicherungspunkt III  
(mit Doppelmillimeter-Teilung, Zielmarke).



Abb. 22: Mauerzielmarke 36 B  
mit abgeschraubtem Deckel  
und Suchkreis.



### Alignement

Die Alignementgerade III–IV ist 158 m lang und wurde durch 2 Pfeiler und 2 Versicherungspunkte stabilisiert. In Abb. 21 ist der Pfeiler III und sein zugehöriger Versicherungspunkt III dargestellt. Beide befinden sich notgedrungen in der Druckzone und mußten deshalb vom Präz.-Triangulierungsnetz aus gesichert werden.

In der Mauerkrone befinden sich 3 Alignementpunkte, die rund 1 m von der wasserseitigen Kronenkante entfernt sind. Da die Seitenmauer ebenfalls durch eine 50 cm dicke Betondeckplatte abgedeckt ist, waren die gleichen Schwierigkeiten wie bei der Hauptmauer zu überwinden. Zur Stabilisierung der Alignementpunkte wurde deshalb die gleiche Type (Wild-Kappenbolzen), wie bei der Hauptmauer verwendet. (Siehe 10. Abschnitt!)

Instrumentarium: Hildebrand-Theodolit (29 cm Kreisdurchmesser, 60fache Vergrößerung),  
 Wild-Zieltafeln für Zwangszentrierung,  
 Wild-Sonderzieltafel zur Selbstablesung im Instrument (Millimeterschätzung) und mit Diopter zur Normalstellung (Abb. 19).

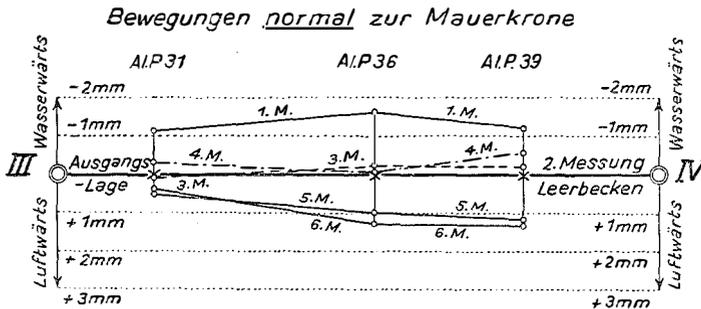
Beobachtungsmaterial 1950–53:

3 Alignements bei verschiedenen Stauhöhen.

Jedes Alignement umfaßte 2 vollständige Sätze von jedem Endpfeiler aus. Außerdem wurde in beiden Kreislagen beobachtet.

Meßgenauigkeit:  $\pm 1/2$  mm.

Abb. 23 zeigt eine graphische Darstellung der ersten 6 Alignements.



Mauermaßstab 1:2000

- |             |                 |           |                        |
|-------------|-----------------|-----------|------------------------|
| 1. Messung; | 8.-9.8.1950 ;   | 2029'36m; | +121°                  |
| 2. Messung; | 16.5.1951 ;     | 1987'26m; | 0° <u>Ausgangslage</u> |
| 3. Messung; | 24.-25.5.1952 ; | 2001'98m; | +43°                   |
| 4. Messung; | 3.7.1952 ;      | 2019'31m; | +207°                  |
| 5. Messung; | 11.10.1952 ;    | 2029'80m; | -27°                   |
| 6. Messung; | 17.10.1952 ;    | 2029'63m; | +06°                   |

Abb. 23: *Silvretta-Seitenmauer*  
Alignement

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1951

1,3 mm luftseitige Ausbauchung von Block 36 (Mauermitte) bei Vollstau  
 Oktober 1952,

1,6 mm *wasserseitige* Ausbauchung von Block 36 (Mauermitte) bei Vollstau August 1950.

Die Seitenmauer hat also offensichtlich eine kleine bleibende, luftseitige Verformung erlitten. In der Planbeilage am Schlusse der Veröffentlichung sind alle vorstehend angeführten Punkte eingezeichnet.

### *Präzisionstriangulierung*

Da die Seitenmauer wesentlich kleiner als die Hauptmauer ist, wurden nur 2 Mauerzielmarken angebracht, und zwar in der Luftseite der Mauermitte (Block 36), oben bei der Krone, und beim Mauerfuß. In Abb. 22 ist die untere Mauerzielmarke 36 B (mit abgeschraubtem Deckel) dargestellt.

Diese Mauerzielmarken wurden von den Pfeilern C, E und V des Triangulierungsnetzes beobachtet.

In der Planbeilage am Schlusse dieser Veröffentlichung sind alle vorstehend angeführten Punkte eingezeichnet.

Instrumentarium: Wild-Theodolit T 3 (40fache Vergrößerung),

Wild-Zieltafeln für Zwangszentrierung. (Siehe Abb. 21!)

Beobachtungsmaterial 1950–53:

5 vollständige Serien bei verschiedenen Stauhöhen.

Die Richtungen wurden in der Regel in 3 Sätzen beobachtet.

Meßgenauigkeit:  $\pm 0,8''$  je Richtung,  
 $\pm 1$  mm je Komponente.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1951

0,5 mm *luftseitige* Ausbauchung der Mauermitte bei Vollstau Oktober 1952,

1,7 mm *wasserseitige* Ausbauchung der Mauermitte bei Vollstau August 1950 und September 1953.

2,7 mm *südseitige* Achsialkomponente der Mauermitte bei Vollstau September 1953.

1,5 mm *Hebung* der Mauermitte bei Vollstau September 1953.

*Senkungen* wurden bisher *nicht* festgestellt.

Die Seitenmauer hat also offensichtlich eine kleine, bleibende Verformung erlitten, was mit dem obigen Alignementergebnis erfreulicherweise korrespondiert.

### *Absolutnivellement der Mauerkrone*

Auf der Mauerkrone wurden, ebenso wie in der Hauptmauer, neben jedem der 3 Alignementpunkte in der gleichen Bohrungsöffnung Höhenbolzen aus rostfreiem Stahl stabilisiert. Diese wurden an das Präzisionsnivellementnetz außerhalb der Druckzone angeschlossen.

Höhennetz: Anschlußhöhenpunkte,  
3 Mauerkronenpunkte.

Instrumentarium: Zeiß-Nivellier Type III (wälzbar) mit Planplatte,  
2 Zeiß-Invarlatten 3 m lang, kompariert,  
1 Anschlußmaßstab.

Nivellementmethode: 2- bis 3faches Nivellement (möglichst aus der Mitte) in beiden Lagen, mit einspielender Libelle.

Höhengenauigkeit:  $\pm 0,6$  mm je Kilometer.

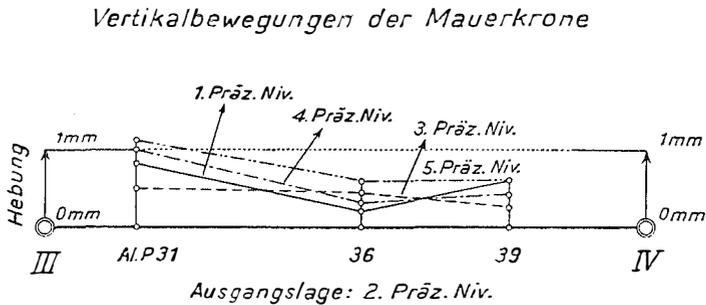
Beobachtungsmaterial 1950–53:

5 Präz.-Niv. bei verschiedenen Stauhöhen und Temperaturen.

Abb. 24 zeigt eine graphische Darstellung aller 5 Präzisionsnivellements.  
Festgestellte Maximalhöhenänderung:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1951

1,1 mm *Hebung* von Block 31 (nördl. Mauerhälfte) bei Vollstau August 1953.  
*Senkungen* wurden bisher *nicht* festgestellt.



Mauermaßstab 1: 2 000

1. Pr. Niv. August 1950, 2029'47m, +9'7°
2. Pr. Niv. Mai 1951, 1987'84m, +1'1° Ausgangslage
3. Pr. Niv. Juni 1952, 2005'10m, +12'4°
4. Pr. Niv. Oktober 1952, 2029'93m, +1'0°
5. Pr. Niv. August 1953, 2029'39m, +12'5°

Abb. 24: Silvretta-Seitenmauer  
Absolutnivellement der Mauerkrone

## 12. Silvrettabecken — Bielerdamm

### *Bautechnische Daten*

Der Staudamm liegt im Bundesland Vorarlberg,

Eigentümer: Vorarlberger Illwerke AG.,

Bauzeit 1938/48, gekrümmter Kiesdamm mit Eisenbeton-Kernmauer,

43 Blöcke, Kronenlänge 710 m, größte Höhe 21 m, größte Dammbreite 135 m,

Schüttungskubatur 360.000 m<sup>3</sup>, Kernmauerkubatur 19.000 m<sup>3</sup>, Stauziel 2030 m,

Dammkrone 2032,50 m, Jahresspeicher, Inhalt 38,6 Millionen m<sup>3</sup>.

Eine Gesamtansicht des Dammes zeigt Abb. 25 und die Planbeilage am Schluß des Heftes.

### *Beobachtungstermine*

1949: Zwischenstau

1950: Vollstau

1951: Zwischenstau

1952: Leerbecken und Vollstau

1953: Leerbecken und Vollstau

VIW. (Bauleitung),

BAfEuV. (Dr. Ulbrich),

BAfEuV. (Dr. Ulbrich),

BAfEuV. (Dr. Ulbrich),

BAfEuV. (Dr. Ulbrich),

### Beobachtungsumfang

Der Bielerdamm, eine Dammschüttung mit Eisenbetonkernmauer, ist ein interessantes Bauwerk. Er besitzt in besonderen Pendelschächten, die neben den 3 Alinementpunkten liegen, 3 ständig beobachtete Pendellotgeräte. Deren sehr genaue, aber nur *relative* Deformationsergebnisse waren durch geodätische Messungen und damit durch *absolute* Werte zu ergänzen. Vor allem mußten also Verformungen der Kernmauer und Setzungen der Schüttung beobachtet werden. Das Beobachtungsprogramm und die Grundmessungen waren von den VIW im Jahre 1949 durchgeführt worden. Das BAfEuV. führte das Beobachtungsprogramm 4 Jahre lang weiter.

### Alinement

Infolge der gekrümmten Form des Dammes war die Anlage eines Alinements relativ sehr schwierig. Es konnte aber doch in einer ausgesprengten Felsschneise am Südennde mit einem Pfeiler (Pfeiler 0) das Auslangen gefunden werden, während beim Nordende 3 verschiedene Pfeiler (1, 2, 3) stabilisiert werden mußten. Dieses interessante Alinementnetz ist in Abb. 28 dargestellt. Alle Pfeiler besitzen Fennelring-Zwangszentrierung. Diese Zentrierung ist in der Abb. 26 unter der Zieltafel sichtbar.

Diese Alinementpfeiler sind untereinander und mit dem Pfeilernetz der Silvrettastauammer durch eine Präzisionstriangulierung verbunden, so daß bei etwaigen Pfeilerbewegungen die Größe der Änderung bestimmt werden kann. (Siehe Abb. 12!).

Durch die 4 Alinementpfeiler entstanden die 3 Alinementgeraden 0–1, 0–2 und 0–3, die je rund 1 km lang sind. In jeder dieser Geraden wurde auf der Kernmauerkrone je 1 Alinementpunkt, insgesamt also 3 Punkte mit Fennelring-Zwangszentrierung, stabilisiert. In Abb. 25 sind die 3 Alinementpunkte dargestellt. In der Planbeilage am Schlusse dieser Veröffentlichung sind alle vorstehend angeführten Punkte eingezeichnet.

Instrumentarium: Hildebrand-Theodolit (29 cm Kreisdurchmesser, 60fache Vergrößerung),  
*verschiebbare* Fennelzieltafel zur Aufstellung und Ablesung am Alinementpunkt, (siehe Abb. 26!),  
*fixe* Fennelzieltafel zur Aufstellung am Endpfeiler.

Beobachtungsmaterial 1949–53:

12 Alinements, davon 9 vom BAfEuV., bei verschiedenen Stauhöhen.

Infolge der großen Distanz (1 km) wurde jedes Alinement von jedem Endpfeiler her in 3–4 Sätzen und in beiden Kreislagen, zum Teil sogar mit umgelegtem Fernrohr, beobachtet.

Meßgenauigkeit:  $\pm 1\frac{1}{2}$  mm.

Abb. 28 zeigt eine graphische Darstellung der ersten 10 Alinements.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1950

26,5 mm *luftseitige* Ausbauchung von Al. P. 2 (Dammitte) bei Vollstau Oktober 1952.

2,3 mm *wasserseitige* Ausbauchung von Al. P. 1 (südl. Dammhälfte) bei Übermittelstau Oktober 1949.

Abb. 25: Bielerdamm  
Gesamtansicht der 3 Alignementpunkte.

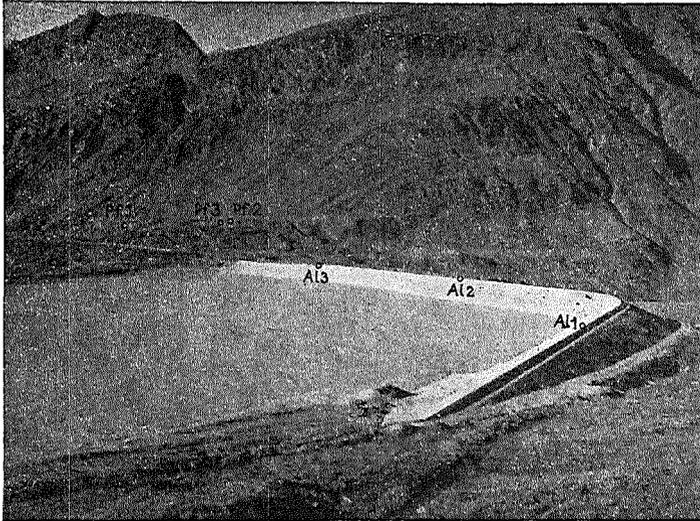


Abb. 26: *Bielerdamm*  
Fennel-Zwangszentrierung  
Bewegliche Zieltafel

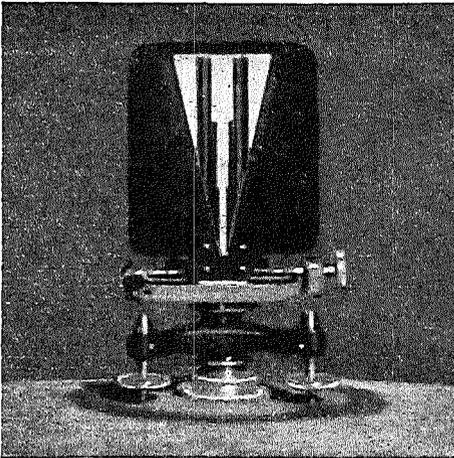


Abb. 27: *Bielerdamm*  
Nivellement der Dammkrone  
(luftseitig, Kernmauer, wasserseitig)



Der Bielerdamm hat bisher in der Dammitte eine bleibende luftseitige Verformung von rund 10 mm aufzuweisen, wie aus Abb. 28 entnommen werden kann. Verwiesen sei auf den 15. Abschnitt, in dem über ein Alignement mittels Winkelmessung mit dem Wild T 3 berichtet wird.

### *Absolutnivellement der Mauerkrone*

Zur Erfassung von Setzungen des Bielerdammes müssen folgende 3 verschiedene Bauteile beobachtet werden:

- a) Wasserseitige Dammschüttung,
- b) Eisenbeton-Kernmauer,
- c) Luftseitige Dammschüttung.

An 3 charakteristischen Dammquerschnitten in der Nähe der 3 Pendelschächte wurden nun je 3 Höhenpunkte stabilisiert, und zwar je einer in jedem der 3 obigen Bauteile. In der Abb. 27 ist die grundsätzliche Anordnung dieser 3 Höhenkontrollpunkte ersichtlich. Zusammen sind dies also 9 Höhenpunkte. Die 3 Punkte in der Kernmauer waren vertikale Kopfbolzen. Die 6 Punkte in der Schüttung waren in Betonkörpern mit besonders großen Grundflächen stabilisiert. Dadurch soll verhindert werden, daß diese Punkte sozusagen allmählich isoliert in die Schüttung einsinken und dadurch ein verfälschtes (verstärktes) Setzungsergebnis ergeben. Es ist mit diesen großen Grundflächen vielmehr ein *gemeinsames* Einsinken mit der Dammschüttung bezweckt worden. Das Präzisionsnivellementnetz der Silvretta-Hauptmauer (siehe 10. Abschnitt!) und das Nivellementnetz für die Setzungsbeobachtungen des Bielerdammes hängen zusammen, da die beiden Bauwerke kaum 400 m voneinander entfernt sind.

Instrumentarium: Zeiß-Nivellier Type III (wälzbar),

- 2 komparierte Felderlatten (3 m, starr), mit Streben,
- 2 schwere Lattenuntersätze.

Nivellementmethode: 2- bis 3faches Niv. (möglichst aus der Mitte), in beiden Lagen mit einspielender Libelle,  
3-Fadenablesung.

Höhengengenauigkeit:  $\pm 1,5$  mm je Kilometer,

Beobachtungsmaterial 1949–53:

6 vollständige Nivellements bei verschiedenen Stauhöhen.

Festgestellte Maximaländerungen:

Ausgangshöhe = Zwischenstau Oktober 1949,

Kernmauer: 1 mm Senkung des Bolzens Ni 3 K (nördl. Dammteil) Oktober 1952,

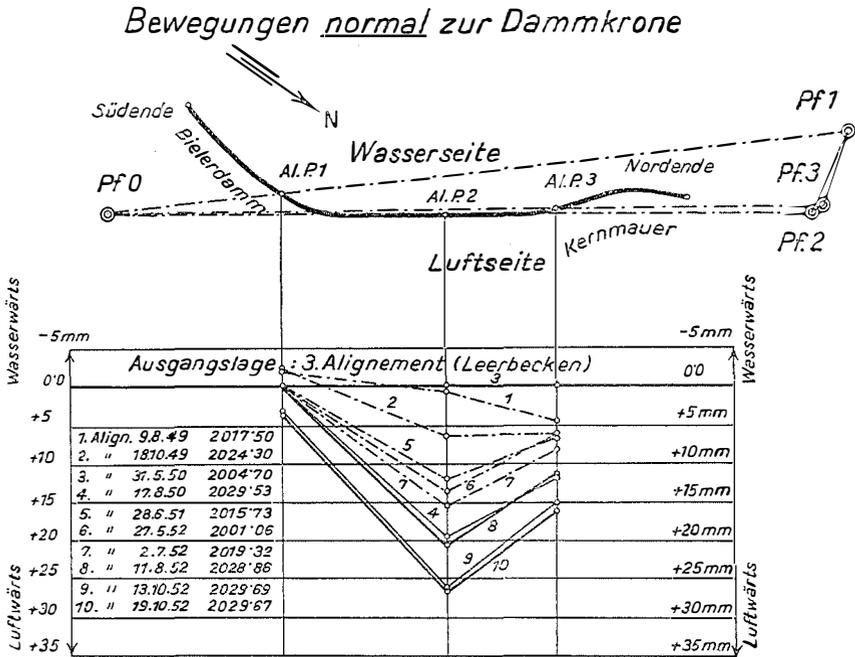
Luftseitige Schüttung: 30 mm Senkung des Bolzens Ni 2 L  
(Dammitte) Mai 1953,

Wasserseitige Schüttung: 100 mm Senkung des Bolzens Ni 2 W  
(Dammitte) September 1953.

*Hebungen* wurden bisher *nicht* festgestellt.

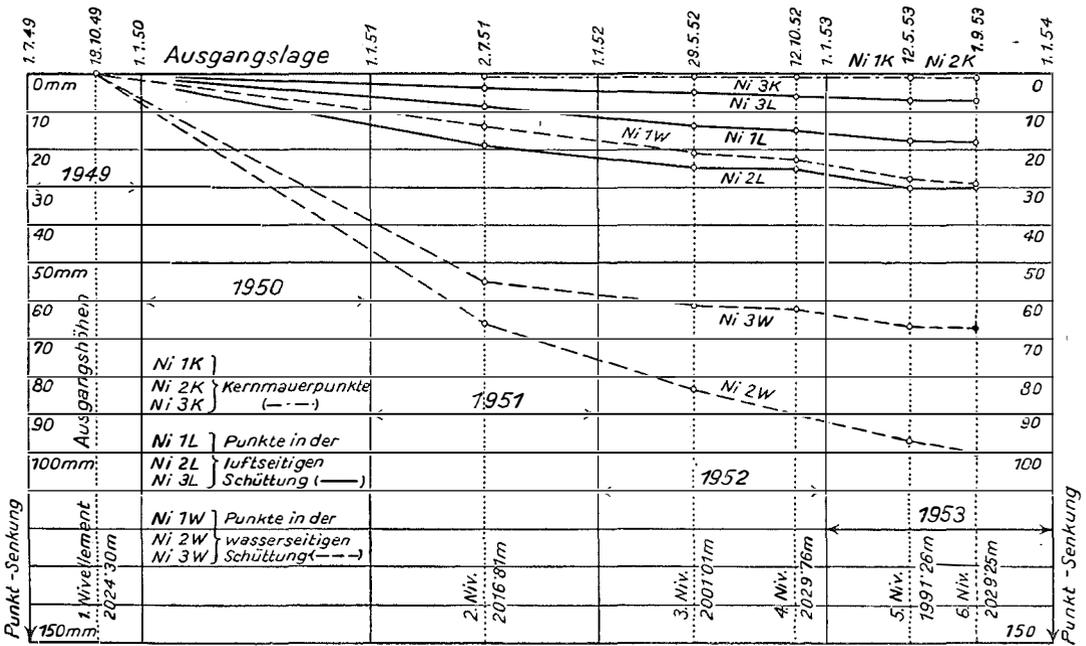
Abb. 29 zeigt eine graphische Darstellung der bisherigen Nivellement-Ergebnisse. Man ersieht daraus, daß sich die Kernmauer (K) praktisch nicht gesenkt hat. Die luftseitige Schüttung (L = voll ausgezogen) ist schon wesentlich stärker und die wasserseitige Schüttung (W = strichliert ausgezogen) ist infolge der Durchfeuchtung am stärksten eingesunken, was physikalisch ein ganz richtiges Verhalten darstellt. Bemerkenswert ist ferner, daß diese Senkungen bisher offensichtlich nicht von der Stauhöhe oder der Temperatur ab-

Abb. 28: Bielerdamm  
Alignment



Damm - Maßstab 1:10 000

Abb. 29: Bielerdamm  
Absolutnivelement der Mauerkrone



hängen, sondern hauptsächlich funktionell von der Zeit abhängig sind. Die Senkungskurven verlaufen schön verflachend, so daß man mit einem allmählichen Abklingen der Senkungen rechnen kann und dadurch einigermaßen bereits Vorhersagen über das künftige Senkungsausmaß machen kann.

### 13. Vermuntstaumauer

#### *Bautechnische Daten*

Die Staumauer liegt im Bundesland Vorarlberg,  
Eigentümer: Vorarlberger Illwerke AG.,  
Bauzeit 1925/31, gerade Schwerkriegtsmauer mit 2 Seitenmauern, 22 Blöcke,  
Kronenlänge 418 m, größte Höhe 53 m, Betonkubatur 142.000 m<sup>3</sup>,  
Stauziel 1743 m, Mauerkrone 1744,70 m,  
Wochenspeicher, Inhalt 5,0 Millionen m<sup>3</sup>.

In Abb. 30 und Abb. 33 ist die Staumauer dargestellt.

#### *Beobachtungstermine*

1931–1936: Verschiedene Stauhöhen	VIW. (Bauleitung),
1951: Zwischenstau	BAfEuV. (Dr. Ulbrich),
1952: Zwischenstau	BAfEuV. (Dr. Ulbrich),
1953: Leerbecken bis Vollstau	BAfEuV. (Dr. Ulbrich).

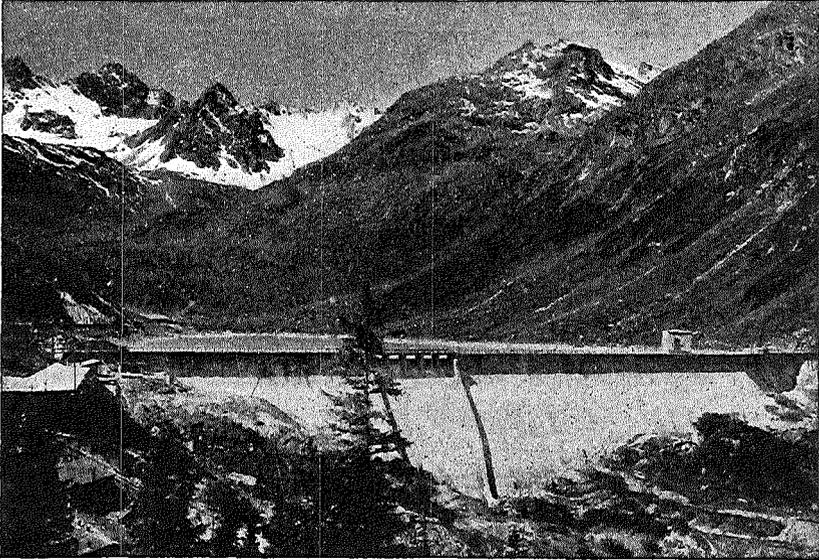
#### *Beobachtungsumfang*

Die Vermuntstaumauer besitzt leider keine Pendellotgeräte. Durch die Bauleitung waren 1931–36 Alignements durchgeführt worden, die später nicht mehr fortgesetzt wurden. Im Jahre 1951 war nun die Aufgabe zu lösen, dieses alte Alignementnetz zu reaktivieren und mit einem neu zu schaffenden Präzisionstriangulierungsnetz zu verknüpfen. Ferner waren die Verformungen der Staumauer möglichst einwandfrei zu erheben. Außer dem Alignement und der Präzisionstriangulierung wurde deshalb ein Präzisionsnivellement, ein Absolutnivellement der Mauerkrone und ein Relativ-Stollennivellement durchgeführt. 1953 wurden im Mauerinneren Dilatationsmessungen durchgeführt. Es wurde also das gleiche Beobachtungsprogramm wie bei der Silvrettastaumauer abgewickelt.

#### *Alignement*

Bei der Übernahme der Staumauer in das Beobachtungsprogramm des BAfEuV. war 1951 die Frage zu klären, ob das alte Alignement der Bauleitung beibehalten werden sollte, da es noch mit Fennelring-Zwangszentrierung ausgestattet war. Da aber 22, wenn auch unvollständige, alte Alignements bestanden, wurde das alte Alignementnetz, das durch den späteren Einbau des Geländers eine starke Seitenrefraktion aufwies, wieder reaktiviert. Allerdings wird nicht mehr auf der ursprünglichen Alignementgeraden A1–A2 beobachtet, die 327 m lang ist, sondern das östliche Ende der Alignementgeraden wurde von Pfeiler A1 zum Pfeiler V1 verlegt, der 5 m höher liegt, wodurch die Seitenrefraktion wesentlich weniger störend wirkt. Außerdem steht der Alignementpfeiler A1 auf der Mauer selbst, liegt also zweifellos im Druckbereich. Auch diese unangenehme Tatsache

Abb. 30: Vermuntstaumauer  
Allgemeine Ansicht



*Vermuntstaumauer*

Abb. 31: Stollennivellement  
Luftseitiger Bolzen



Abb. 32: Präzisionstriangulierung  
Mauerzielmarke MZ 5/6 C

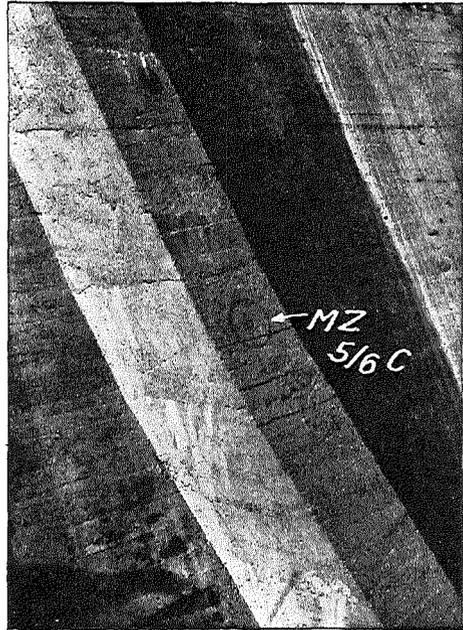
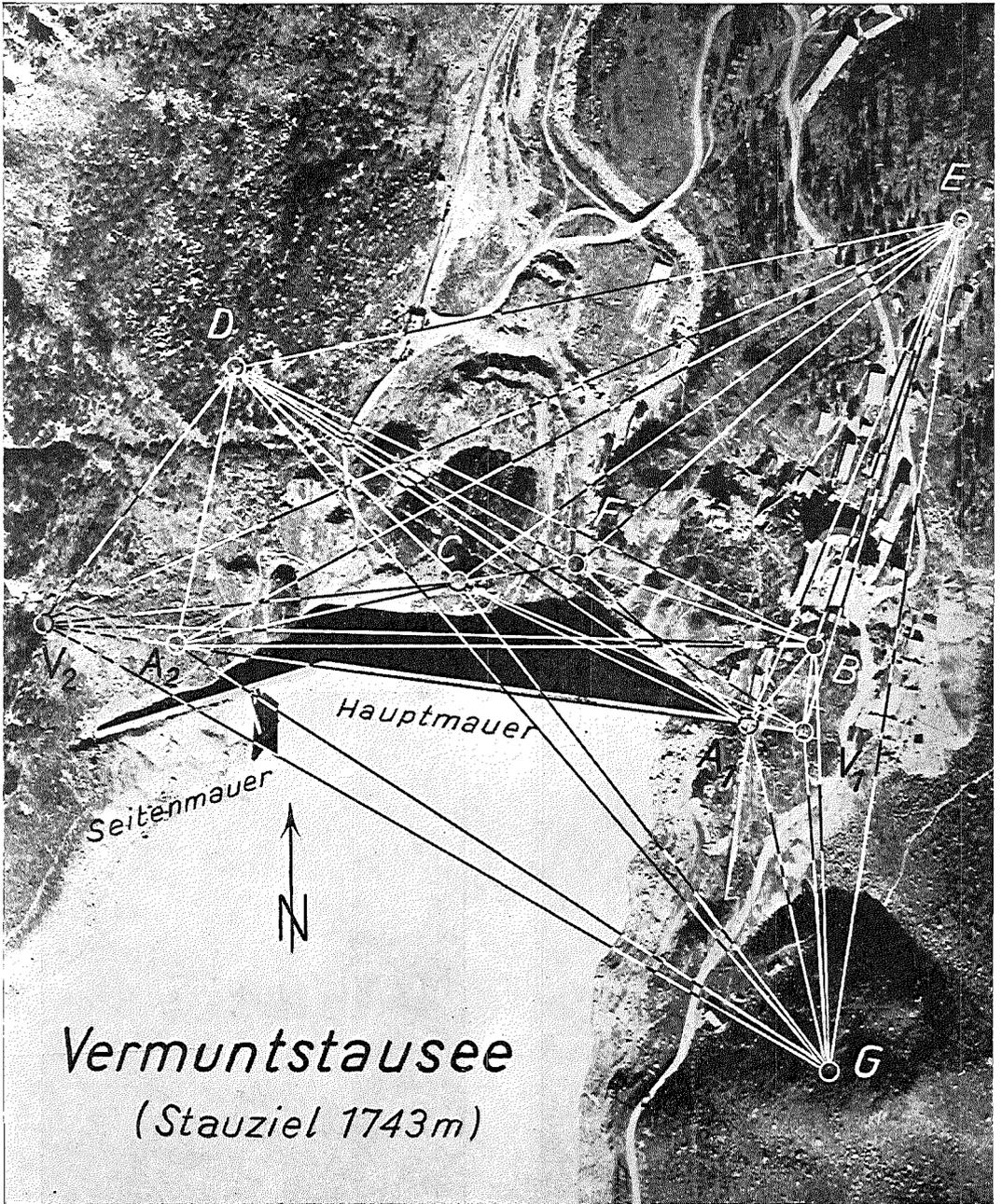


Abb. 33: Vermuntstaumauer  
Präzisionstriangulierung  
Netzübersicht 1 : 4000



wurde durch diese Verlegung ausgeschaltet und der Pfeiler A1 hat die Funktion eines Versicherungspfeilers übernommen. Die neue Aligmentgerade VI–A2 ist 358 m lang und enthält 15 Aligmentpunkte, die knapp am wasserseitigen Rande der Mauerkrone angebracht sind. Ferner besteht noch der Versicherungspunkt V2. Alle Punkte sind durch Fennelring-Zwangszentrierung stabilisiert (siehe Abb. 26!). Diese Zwangszentrierungskonstruktion wird bei Nichtgebrauch durch aufschraubbare Eisendeckel geschützt. Die Vermuntstau-mauer besitzt derzeit noch keine Beton-Deckplatte.

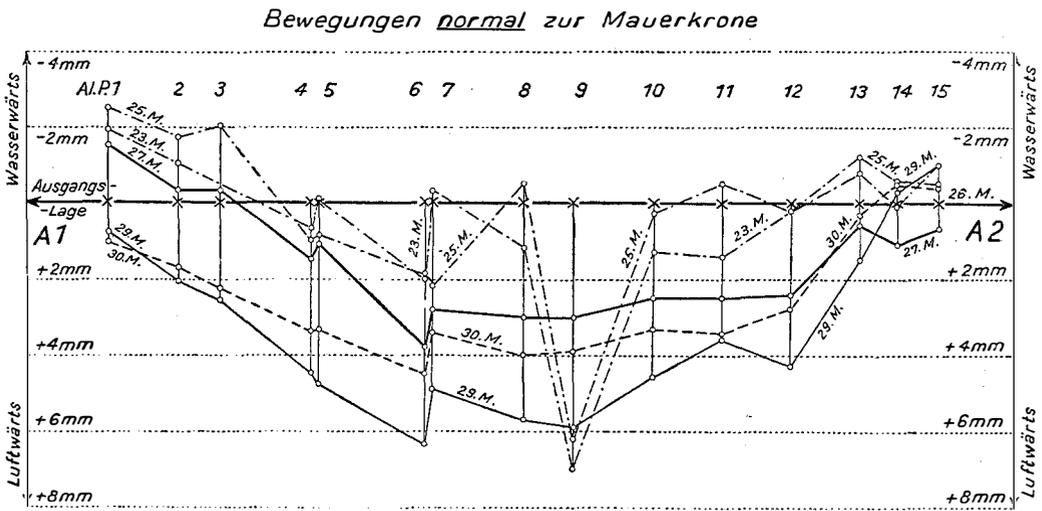
Instrumentarium: Hildebrand-Theodolit (29 cm Kreisdurchmesser, 60fache Vergrößerung),  
*verschiebbare* Fennelzieltafel zur Aufstellung und Ablesung am Aligmentpunkt (siehe Abb. 26!);  
*fixe* Fennelzieltafel zur Aufstellung am Endpfeiler.

Beobachtungsmaterial 1931–53:

1931–36: 22 Aligments d. Baultg., verschiedene Stauhöhen,  
 1951–53: 13 Aligments d. BAFeuV., verschiedene Stauhöhen.

Infolge der ungünstigen Lage wurde jedes Aligment von beiden Endpfeilern her in 3 Sätzen und in beiden Kreislagen beobachtet.  
 Meßgenauigkeit:  $\pm 1$  mm.

Abb. 34 zeigt eine graphische Darstellung einiger dieser Aligments. Eine Besprechung der Ergebnisse wird im 18. Abschnitt durchgeführt.



26. Messung,	2.-6. 8. 1952,	1730'01m ,	+ 13'5° = <u>Ausgangslage</u>
23. Messung,	12.-14. 7. 1951,	1732'28m ,	+ 15'9°
25. Messung,	13.-15. 7. 1952,	1735'55m ,	+ 13'6°
27. Messung,	27.-29. 8. 1952,	1740'45m ,	+ 13'6°
29. Messung,	5.-6. 11. 1952,	1740'36m ,	+ 3'2°
30. Messung,	6.-10. 5. 1953,	1725'92m ,	- 0'5°

Mauermaßstab 1: 2000

Abb. 34: Vermuntstau-mauer  
 Aligment

Festgestellte Maximaldeformationen:

7,0 mm *luftseitige* Ausbauchung von Alignementpunkt 9 im Block 8 (Mauermitte), Zwischenstau Juli 1951,

4,4 mm *wasserseitige* Ausbauchung von Alignementpunkt 14 im Block 13 (westl. Mauerhälfte), Leerbecken Mai 1933.

### *Präzisionstriangulierung*

Infolge des schwierigen Geländes, insbesondere wegen des Schuttkegels der westlichen Talseite, war die Anlage des Pfeilernetzes sehr gehemmt. Insgesamt wurden 6 Triangulierungspfeiler (B bis G) stabilisiert, die mit Wild-Kappenbolzen-Zwangszentrierung ausgestattet wurden. Zusammen mit den 3 Alignementpfeilern mit Fennel-Zwangszentrierung umfaßte das Netz 9 Pfeiler und den Zielpunkt V2. Alle diese Pfeiler wurden auch an das staatliche Triangulierungsnetz angeschlossen. Die verschiedenen Zwangszentrierungen konnten durch eine geschickte Konstruktion der Fa. Rost mit dem gleichen Instrumentarium beobachtet werden. In der Triangulierungsnetzskizze (Abb. 33) ist die Anlage des Netzes ersichtlich.

Da das Staubecken als Wochenspeicher starke Stauspiegeländerungen aufweist, ist bei der doch stets einige Tage andauernden Präzisionstriangulierung ein Einvernehmen mit der Betriebsleitung zur Einhaltung einer konstanten Stauhöhe unerlässlich. Allerdings decken sich die beiderseitigen Wünsche nicht immer.

In der Luftseite der Staumauer wurden 16 Mauerzielmarken der gleichen Type wie bei der Silvrettamauer (siehe 10. Abschnitt!) stabilisiert. Die Mauerzielmarken wurden in 6 Profilen, bzw. in 3 Reihen angeordnet. Die oberste Reihe wurde knapp unter der Mauerkrone, in einer Höhe von 1743 m, die Mittelreihe in Mauerhöhenmitte (1729 m) und die unterste Reihe 2 bis 3 m über dem Mauerfuß angebracht (siehe Abb. 32!). Die im 10. Abschnitt beschriebenen Gesichtspunkte gelten sinngemäß auch für die Vermuntstaumauer.

Instrumentarium: Wild-Theodolit T3 (40fache Vergrößerung),

Wild-Zieltafeln für Zwangszentrierung.

Beobachtungsmaterial 1951–53: 4 vollständige Serien.

Die Richtungen wurden in der Regel in 3 Sätzen beobachtet. Grundsätzlich wurden alle bestehenden Visuren einbezogen. Das Netz umfaßte dadurch 66 Dreiecke (siehe Abb. 33!).

Meßgenauigkeit:  $\pm 0,7''$  mittl. Fehler einer Richtung aus den Dreiecksabschlußfehlern.

$\pm 1$  mm je Komponente.

Pfeiler E: 1951: Ausgangslage,  
1952: 2,3 mm Bewegung,  
1953: 1,2 mm Bewegung.

In Abb. 35 wird nun graphisch das Verhalten der Vermuntstaumauer zwischen Leerbecken und einem Zwischenstau gezeigt, wobei die Ausbauchungskomponente dargestellt wird. Die graphische Darstellung der Achsialkomponente wurde unterlassen, da diese Methode bereits bei der Silvretta-Hauptmauer (Abschnitt 10) besprochen wurde.

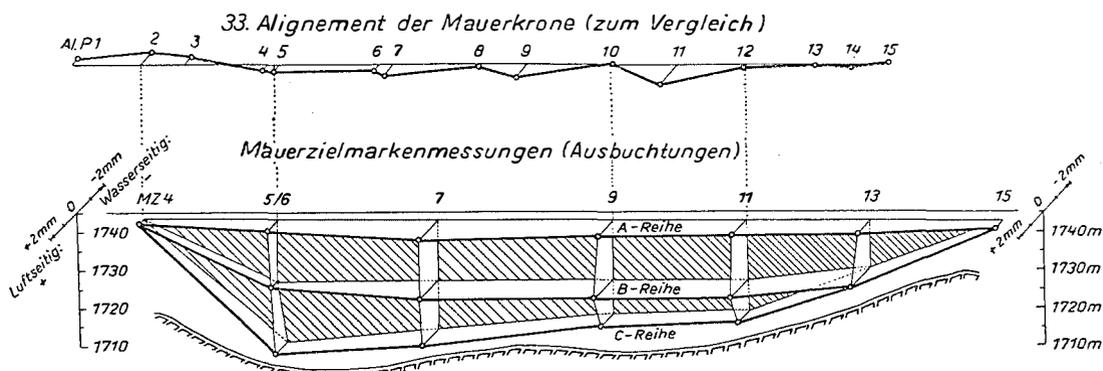
Festgestellte Maximaldeformationen:

Ausgangslage = Leerbecken Mai 1953

2,1 mm *luftseitige* Ausbauchungskomponente von Block 9 (Mauermitte) bei Vollstau August 1952,

- 0,8 mm wasserseitige Ausbauchungskomponente von Block 9 (Mauermitte) bei Zwischenstau Oktober 1951,
- 1,2 mm westseitige (linksufrige) Achsialkomponente von Block 5 (beim östlichen Mauerende) bei Zwischenstau Oktober 1951,
- 1,3 mm ostseitige (rechtsufrige) Achsialkomponente von Block 15 (beim westl. Mauerende) bei Zwischenstau Oktober 1951,
- 0,9 mm Hebung von Block 13 (beim westl. Mauerende) bei Zwischenstau, Oktober 1953,
- 2,0 mm Senkung von Block 7 (bei Mauermitte) bei Vollstau August 1952.

Im Gegensatz zur Silvretta-Hauptmauer konnte die reine Mauerbeobachtung infolge der wesentlich geringeren Zahl (16) von Mauerzielmarken in kürzerer Zeit, und zwar in jeweils 2 bis 3 Tagen, durchgeführt werden. Da die Vermuntmauer niedriger und kürzer als die Silvretta-Hauptmauer ist, sind die auftretenden Deformationen auch wesentlich geringer.



- 4. Präz. Triang.: Zwischenstau (9.10.1953, 1738'96m, +3'5") gibt die ausgebauchte Lage (—)
- 3. Präz. Triang.: Leerbecken (14.5.1953, 1726'38m, +6'2") gilt als Ausgangslage (—)

Mauermaßstab 1: 2000.

Abb. 35: Vermuntstaumauer

Präzisionstriangulierung: Ausbauchungskomponente bei Zwischenstau

### Relativ-Stollennivellement

Die Vermuntmauer besitzt in der Mauermitte 2 Zugangsstollen, Z 7 von 21 m und Z 8 von 17 m Länge. In diesen Querstollen wurden am luftseitigen Ende (siehe Abb. 31!) und bei der wasserseitigen Einmündung in die Mauerlängsstollen je ein Höhenbolzen angebracht. Durch ein Relativnivellement kann nun eine etwaige Schiefstellung der beiden Querstollen bei steigendem Stauspiegel festgestellt werden, wie dies auch bei der Silvretta-Hauptmauer (siehe Abschnitt 10) der Fall war.

Instrumentarium: Präz.-Niv. Instr. Zeiß III,  
Spezialanschlußmaßstab (mm-Teilung).

Beobachtungsmaterial 1952–53: 6 Stollennivellements.

Meßgenauigkeit:  $\pm 0,3$  mm je Stollen.

Bei steigendem Stauspiegel vergrößert sich tatsächlich das Gefälle beider Querstollen, wie es physikalisch zu erwarten war. Diese Gefällsvergrößerung betrug bei den bisherigen 6 Messungen im längeren Querstollen Z7 maximal 1,1 mm bei Vollstau November 1952.

#### *Absolutnivellement – Präzisionsnivellement*

Alle Pfeiler, mit Ausnahme des hochgelegenen Pfeilers D, wurden mit Turmbolzen (mit 4 mm-Lochmarke) der österr. Triangulierung versehen. Ferner wurden in der näheren und weiteren Umgebung der Vermuntmauer eine größere Anzahl von Höhenbolzen stabilisiert. Schließlich wurde auf der Mauerkrone selbst eine größere Anzahl von Höhenbolzen einbetoniert. Da im Gegensatz zu der Silvrettastaumauer keine Betondeckplatte vorhanden ist, war dies eine relativ einfache Arbeit.

Während bei der Silvrettasperre das Tal über 600 m breit war, ist bei der Vermuntmauer das Tal relativ sehr eng und verhältnismäßig tief eingeschnitten. Die Durchführung eines Präzisionsnivellements war also schwieriger.

Instrumentarium: Zeiß-Nivellier Type III (wälzbar) mit Planplatte,  
2 Zeiß-Invarlatten (3 m lang), kompariert,  
1 Anschlußmaßstab,

Höhennetz: 9 Höhenmarken,  
73 Höhenbolzen,

13 Nivellementschleifen von 6 km einfacher Länge.

Nivellementmethode: 2- bis 3faches Niv. (möglichst) aus der Mitte, in beiden Lagen mit einspielender Libelle.

Höhengenaugigkeit:  $\pm 0,6$  mm je Kilometer.

Die tatsächlich nivellierte Strecke betrug 14,1 km, wozu 643 Stände benötigt wurden. Dies entspricht einer durchschnittlichen Stationsweite (Rückblick + Vorblick) von nur 22 m je Stand. Es sei darauf hingewiesen, daß im 10. Abschnitt bei der Silvrettasperre eine durchschnittliche Stationsweite von 33 m, also größer, ausgewiesen wurde, was deutlich für die größeren Geländeschwierigkeiten bei der Vermuntstaumauer spricht.

#### *Absolutnivellement der Mauerkrone*

Auf der Mauerkrone befindet sich der Pfeiler A1 (mit Lochhöhenmarke) und weitere 10 Höhenbolzen. In der Umgebung der Mauer, außerhalb der Druckzone, befindet sich das vorstehend besprochene dichtmaschige Höhennetz des Präz.-Nivellements, so daß genügend Möglichkeiten zu einem verlässlichen Höhenanschluß der Kronenpunkte bestehen.

Höhennetz: Anschlußhöhenpunkte,  
12 Mauerkronenpunkte.

Instrumentarium: wie Präzisionsnivellement.

Nivellementmethode: wie Präzisionsnivellement.

Höhengenaugigkeit:  $\pm 0,6$  mm je Kilometer.

Beobachtungsmaterial 1952–53:

4 Präz.-Niv. bei verschiedener Stauhöhe und Temperatur.

Festgestellte Maximalhöhenänderungen:

Ausgangslage = Vollstau November 1952

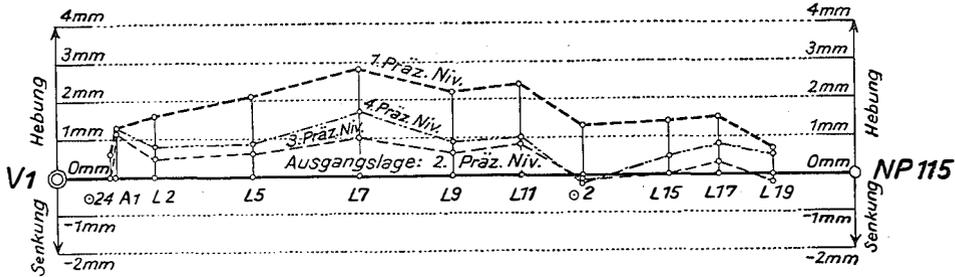
2,8 mm *Hebung* von Block 7 (Mauermitte) bei Mittelstau Juli 1952,

0,2 mm *Senkung* von Block 19 (westl. Mauerhälfte) bei Leerbecken  
Mai 1953.

In Abb. 36 ist eine graphische Darstellung der bisherigen Präz.-Nivellements enthalten.

Hier zeigt sich also wieder, daß die Höhenänderung der Mauerkrone nicht eine Folge der Stauhöhe, sondern vorwiegend eine der jahreszeitlichen Allgemeintemperatur ist. Im Juli ist die Mitteltemperatur eben weit höher als im November, weshalb eine Hebung der Mauerkrone eintritt.

### Vertikalbewegungen der Mauerkrone



Mauermaßstab: 1: 4000

2. Präz. Niv.: Nov. 1952, 1739'43 m, -6'3°, Ausgangslage

1. Präz. Niv.: Juli 1952, 1729'16 m, +7'0°

3. Präz. Niv.: Mai 1953, 1727'41 m, +6'9°

4. Präz. Niv.: Okt. 1953, 1740'38 m, +7'9°

Abb. 36: Vermunt-Staumauer  
Absolutnivellement der Mauerkrone

### Dilatationsmessung

Im Mauerinneren wurden an je 2 Blockfugen im obersten und im untersten Längsstollen Dilatationsmessungen durchgeführt.

Die im 10. Abschnitt für diese Meßmethode gegebenen Erläuterungen gelten sinngemäß auch für diese vorliegenden Messungen.

Zahl der Meßpunkte:  $4 \times 3$  Horizontalbolzen mit Bohrung

Instrumentarium: Ableselineal der Fa. Rost

Genauigkeit:  $\pm 0,05$  mm je Strecke

Beobachtungsmaterial 1953: 3 Meßserien bei Leerbecken bis Vollstau.

Festgestellte Maximaldeformationen:

Fugen im obersten Längsstollen 3

Ausgangslage = November 1953 Vollstau

0,39 mm horizontale Erweiterung, Fuge 6/7

(östliche Mauerhälfte) Leerbecken Mai 1953,

0,65 mm vertikale (diagonale) Erweiterung; Fuge 6/7

(östliche Mauerhälfte) Zwischenstau Oktober 1953.

Verengungen traten nicht auf.

Fugen in den unteren Längsstollen 1 und 2

Ausgangslage = November 1953 Vollstau

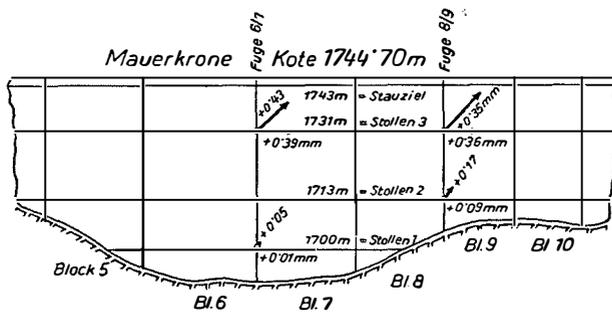
0,09 mm horizontale Erweiterung, Fuge 8/9 (Mauermitte) Leerbecken

Mai 1953,

- 0,09 mm horizontale Verengung, Fuge 8/9 (Mauermitte) Zwischenstau Oktober 1953,
- 0,17 mm vertikale (diagonale) Erweiterung, Fuge 8/9 (Mauermitte) Leerbecken Mai 1953
- keine vertikale (diagonale) Verengung aufgetreten.

Abb. 37 zeigt eine instruktive graphische Darstellung der Ergebnisse zweier vollständiger Beobachtungsserien. Man sieht, daß das Fugenspiel im obersten Stollen 3 weitaus größer ist als in den tiefer liegenden Stollen 1 und 2. Im November 1953 wurden die bisher durchschnittlich engsten Fugen festgestellt.

*Fugenänderungen in horizontaler u. diagonaler Meßrichtung*



3. Fugenmessung: 2. 11. 1953, 1742'04m (Ausgangswerte)  
1. Fugenmessung: 9. 5. 1953, 1724'88m (Gezeichnete Werte)

Erweiterung: +    Verengung: -

Mauermaßstab 1:2000

Abb. 37: Vermunt-Staumauer  
Dilatationsmessung

## 14. Wiener Reichsbrücke

### Bautechnische Daten

Kettenbrücke über die Donau, Straßenbrücke, Gesamtlänge 380 m, größte Spannweite 241,20 m, Brückenbreite 25 m, 2 Pylonenpfeiler, 2 Pylonen 38 m hoch, 2 Hilfspfeiler, 2 Ankerblöcke.

Vorbrücke: 16 m Spannweite zwischen wienseitiger Auffahrtsrampe und rechtsufrigem Ankerblock,

Flutbrücke: 510 m lang, 16 Pfeiler,

Dammbrücke: 19 m Spannweite, 2 Widerlager zwischen Flutbrücke und kagranseitiger Auffahrtsrampe,

Wienseitige (westliche) Auffahrtsrampe,

Kagranseitige (östliche) Auffahrtsrampe,

Baulänge: 1,3 km.

### Beobachtungstermine des BAFuV.

1934 bis 1937 (4 Jahre) während der gesamten Bauarbeiten

1949 bis 1956 (8 Jahre) während der Reparaturarbeiten.

Leiter der Arbeiten: Dr. Ulbrich.

### Beschreibung

Die Wiener Reichsbrücke führt von Westen (rechtsufrig) her über die stadtseitige Auffahrtsrampe und eine Vorbrücke mit 16 m Spannweite zur eigentlichen, 380 m langen Kettenbrücke über die Donau. Daran schließt sich die 510 m lange Flutbrücke. Dann folgt die linksufrige Dammbrücke mit 19 m Spannweite und schließlich bildet die linksufrige Auffahrtsrampe den östlichen Abschluß.

Diese Brücke gliedert sich also in zahlreiche Bauteile, die sowohl *während* des Baues, als auch *nachher* laufend periodisch geodätisch beobachtet wurden. Diese Tatsache kann bei Aufstellung von Beobachtungsplänen als vorbildlich gelten (siehe den 18. Abschnitt!).

Die bemerkenswertesten Bauteile sind die beiden Pylonenpfeiler XVII a und XX, die je 16.000 t Auflast zu tragen haben, und die beiden Ankerblöcke. Die beiden während des Krieges gebauten Hilfspfeiler XVIII a und XIX a liegen unter der eigentlichen Brückenöffnung im Strom und dienen zur Ermöglichung der Reparaturarbeiten an der Kette. Zur geodätischen Beobachtung der diversen Bauteile wurden bisher insgesamt 153 ständige Bolzen, ferner 485 nichtständige Prüfmarken, Zieltafeln und Ziellatten angebracht.

### Arbeitsumfang

Da infolge des schwierigen Bauuntergrundes auf Setzungsmessungen besonderer Wert gelegt werden mußte, waren diese Arbeiten besonders dominierend. Zur Anwendung gelangten folgende Methoden:

Absolutnivelements (für Setzungen),

Relativnivelements (für Schiefstellungen),

Trigonometrische Ablotungen (für Schiefstellung hoher oder schwer zugänglicher Bauteile),

Dilatationsmessungen (für Fugen).

### Beobachtungsergebnisse

Da geplant ist, über diese außerordentlich umfangreichen und langjährigen Arbeiten einen gesonderten Bericht zu veröffentlichen, werden nachstehend nur einige Resultate auszugsweise angeführt:

#### Wiener Reichsbrücke

Bauteil	Erstmalige Beobachtung	Durchschnittliche Lageänderung bis Mai 1955
Absolutnivelement:		
Strom-Pylonenpfeiler (XVII a)	Mai 1936	27 mm Senkung
Rechtsufriger Pylonenpfeiler (XX)	Nov. 1935	35 mm Senkung
Rechtsufriger Ankerblock	Okt. 1936	2 mm Hebung
Linksufriger Ankerblock	Okt. 1936	6 mm Senkung
Kagranner Hilfspfeiler (XVIII a)	Mai 1949	18 mm Senkung
Wiener Hilfspfeiler (XIX a)	Mai 1949	27 mm Senkung

Relativnivellement:

Kagranner Hilfspfeiler (XVIII a)	April 1950	2 mm Stromabneigung
Wiener Hilfspfeiler (XIX a)	April 1950	5 mm Stromabneigung

Trigonometrische Ablotung:

Pylonenspitze auf Pfeiler XVII a	Sept. 1952	63 mm linksufr. Neigung
Pylonenspitze auf Pfeiler XX	Sept. 1952	65 mm rechtsufr. Neigung

Dilatationsmessung auf Pfeiler XVII a:

Bolzen 1 – 6	Dez. 1951	0,4 mm Verengung
Bolzen 2 – 5	Dez. 1951	0 mm Verengung
Bolzen 3 – 4	Dez. 1951	0,1 mm Verengung

## 15. Instrumentaltechnische Erfahrungen

Einleitend sei bemerkt, daß die Fa. *Wild* ein Spezial-Instrumentarium für die geodätischen Deformationsmessungen entwickelt hat, das sich in der Praxis bereits vielfach ausgezeichnet bewährt hat. Außer den Firmenprospekten liegen darüber vor allem die neuen Arbeiten von *Huggenberger* (Lit.-Verz. 5) und *Untersee* (Lit.-Verz. 20) vor. Ferner wird darüber im Lit.-Verz. 1, 11 und 17 berichtet. Da diese Dinge fachlich genügend bekannt sind, werden deshalb nur besondere Erfahrungen mitgeteilt.

### *Theodolite*

Für die Präzisionstriangulierung bei Staumauern sind die Schraubenmikroskoptheodolite zweifellos überholt, da ihre Ablesezeit viel zu lang ist.

In der Literatur wird die Durchführung von 3 bis 12 Richtungssätzen je Pfeiler angeführt (12 Sätze siehe Lit.-Verz. 8!).

Die Vermuntmauer mit einem derartigen Instrument mit 6 bis 9 Sätzen langwierig zu beobachten, wäre fachlich unrichtig, da dieser Wochenspeicher zu starke Spiegelschwankungen durchmacht. Sehr gut bewährte sich der Wild T 3, der eine rasche Arbeitsdurchführung ermöglichte. Als goldener Mittelweg hatten sich beim T 3 bei großen Mauern 3 Sätze als günstig erwiesen. Für kleine Mauern wird in der Fachliteratur sogar 1 Satz allein als genügend bezeichnet, was aber zu gering sein dürfte.

Für Alignements sind anderseits die großen alten Instrumente weit angenehmer. Insbesondere der große Hildebrand-Theodolit (60<sup>x</sup>) erwies sich als ausgezeichnetes Instrument. Zur Eliminierung etwaiger Instrumentalfehler wurden die Alignements mit diesem Instrument anfangs nicht nur in beiden Kreislagen, sondern auch mit *umgelegtem* Fernrohr beobachtet. Die Ablesungen waren aber praktisch identisch, so daß später von der Fernrohrumlegung abgesehen wurde. Gegen den zum Alignieren verwendeten größeren Hildebrand-Theodolit mit 60facher Vergrößerung konnte der Wild T 3 mit nur 40facher Vergrößerung nicht bestehen. Beim Bielerdamm, dessen Alignement gerade 1 km lang ist, konnte der Wild T 3 nicht mehr eingesetzt werden, da an der Zieltafel nicht mehr abgelesen werden konnte.

Probeweise wurde deshalb mit dem T 3 auf der gleichen Strecke ein Alignment mittels *Winkelmessung* durchgeführt, wobei es sich natürlich nur um die kleinen parallaktischen Winkel handelte, um die die Alignmentpunkte aus der theoretischen Geraden abweichen. Diese wurden in 3 Sätzen gemessen.

Diese Versuche verliefen sehr erfolgreich. Es bestätigte sich dadurch wieder die Tatsache, daß der Zieltafelleffekt dem Ableseeffekt überlegen ist. In Abb. 28 sind die Ergebnisse graphisch dargestellt. Das 9. Alignment wurde mit dem Wild T 3 mittels Winkelmessung und das 10. Alignment in normaler Weise mit dem Hildebrand-Theodolit durchgeführt. Obwohl dieses Alignment vielleicht eines der längsten in Europa ist, differierten beide Messungen um maximal 1 mm. Diese Alignmentmessung mit dem T 3 mittels Winkelmessung wurde auch bei der Silvretta-Mauer erprobt (als 10. Alignment) und ergab wieder ausgezeichnet übereinstimmende Resultate.

Man kann also Alignements auch mittels Winkelmessung erfolgreich durchführen, was unter anderm auch für *Bogenstaumauern* von Interesse ist.

### *Zwangszentrierung*

Im Zuge der Arbeiten des BAFuV wurde bei den früheren Messungen (3. bis 9. Abschnitt) mittels Zentrierspitze zentriert (Lit.-Verz. 3).

Ab 1950 wurde die Fennel-Zwangszentrierung und die Wild-Kappenbolzenzentrierung angewendet. Die letztere ist derzeit die am häufigsten angewendete. Diese Zwangszentrierung hat den Vorteil, daß sie eine Serien-erzeugung darstellt und für das Wild-Instrumentarium, und nach Anfertigung von Zentrierkugeln, auch für viele andere Instrumente verwendbar ist. Bei den Wild-Kappenbolzen wird beim Instrument und bei den Zieltafeln eine Zentrierkugel (Lit.-Verz. 5, Seite 87) eingeschraubt.

Die Fennel-Zwangszentrierung (siehe Abb. 26!) ist im Prinzip gleich, nur ist der Zentrierring, der 34 mm Durchmesser besitzt, nicht wie bei Wild etwas *unter* der Pfeileroberfläche versenkt stabilisiert, sondern direkt in der Höhe der Pfeileroberfläche *auf* einer Grundplatte montiert. Durch Verwendung eines Zentriertorus, der genau so wie die Zentrierkugel in das Wild-Instrumentarium eingeschraubt werden kann, konnten beide Zwangszentrierungen mit dem gleichen Instrumentarium bedient werden. Der Meßgehilfe brauchte nur die richtige Zentriervorrichtung in das Instrument einzuschrauben. Der Zentriertorus wurde von der Fa. Rost (Wien) erzeugt. An sich haben sich in der Praxis beide Zwangszentrierungen gleich gut bewährt.

### *Zieltafeln*

In der Praxis haben sich sowohl die Fennel-Zieltafeln (siehe Abb. 26!) als auch die großen Wild-Zieltafeln (siehe Abb. 21!) gut bewährt.

Die einwandfreie Aufstellung der Zieltafeln erfordert allerdings genau so viel Geschicklichkeit wie die Aufstellung des Instrumentes. Es sind also sehr erfahrene Meßgehilfen dazu nötig, da von der Güte der Aufstellung der Zieltafeln die Genauigkeit der ganzen Ablesung abhängt. Eine Kontrolle der Aufstellung durch den Ingenieur ist ja wegen der meist exponiert liegenden Pfeiler praktisch nicht möglich. Die Meßgehilfenfrage ist meist der wunde Punkt aller dieser Präzisionsmessungen, da meistens nur ungeschulte Kräfte zur Verfügung gestellt werden.

Deshalb sind die Pfeilmiren der Fa. Wild (siehe Lit.-Verz. 5, Seite 83, und Lit.-Verz. 20, Seite 5!) sehr zweckmäßig, die einfach in die genau kali-

brierten Kappenbolzen eingesteckt werden. Günstig ist es, wenn für jeden Pfeiler eine derartige Mire vorhanden ist.

Ungünstig sind die relativ kleinen Zielbilder, Schiefstellungen bei nicht genau vertikal stabilisierten Kappenbolzen, und die Ungleichheit von Instrumenten- und Zielhöhe.

Zur Ablesung der Ausweichung aus der Aligmentgeraden wurden Spezialtafeln der Fa. *Fennel* (Abb. 26) und der Fa. *Wild* (Abb. 19) verwendet.

Die Fennel-Spezialzieltafel ist um  $\pm 30$  mm verschraubbar und muß durch einen Hilfsbeobachter bedient werden, der vom Instrument aus eingewiesen wird. Die Verständigung zwischen Instrument und Zieltafel war wegen des großen Abstandes, der bis zu 800 m betrug, insbesondere beim Bielerdamm sehr schwierig, obwohl beide Teile mit Triedern versehen waren. Es wurde deshalb auf der Rückseite der Fenneltafel durch die Fa. Rost eine zusätzliche rote Teilung angebracht und dann die Ablesung vom Instrument aus gemacht, was allerdings nur mehr mit dem Hildebrand-Theodolit (60<sup>x</sup>) gelang. Die Arbeitsgeschwindigkeit stieg dadurch auf das Doppelte.

Die Wild-Spezialtafel (Abb. 19) enthält im Prinzip eine 2-cm-Transversalteilung und ermöglicht eine Millimeterschätzung (bei kurzen Strecken unter 100 m sogar Halbmillimeter) vom Instrument aus. Die Ablesung vom Instrument aus ist der Ablesung auf einer verstellbaren Zieltafel durch einen besonderen Beobachter vorzuziehen, bedingt aber eine kleine Genauigkeits-einbuße.

### *Nivelliere*

Die Meßmethoden des Präzisionsnivelements sind allgemein bekannt. (Siehe besonders Lit.-Verz. 5 und 20!). Bemerkt sei aber, daß bei allen Nivellierinstrumenten trotz sorgfältiger Justierung stets Restfehler bestehen bleiben, die auch bei Fernrohrwälvung *nicht* herausfallen. Diese Restjustierungsfehler fallen bekanntlich nur beim Nivellement aus der Mitte weg, weshalb auf gleiche Ziellänge im Rück- und Vorblick großer Wert zu legen ist. Bei Deformationsmessungen kann bei vielen Ständen, und zwar oft bei den ausschlaggebenden, diese Gleichheit aus zwingenden Gründen auch nicht annähernd hergestellt werden. Bei Beobachtungen an der Wiener Reichsbrücke (14. Abschnitt) war bei Stropfweilerbeobachtungen der Rückblick 10 m und der Vorblick 180 m lang. In solchen Fällen *muß* die Beobachtung entsprechend reduziert werden.

Das Niv.-Instrument ist also bei jeder derartigen Ablesung auf einer möglichst ebenen Prüfstrecke auf mindestens 5 gleichmäßig über die Strecke verteilten Standpunkten zu überprüfen. Das Ergebnis einer derartigen Justierungsmessung ist in Abb. 38 enthalten. Dieses Instrument würde für den vorstehend erwähnten Stropfweiler in der Mitte der Donau höhenmäßig einen Fehler von  $(180-10) \times 0,02 = 3,4$  mm ergeben. Es sei bemerkt, daß auch bei schärferer Justierung ein Restjustierungsfehler bleibt, der für derartige Deformationsmessungen unbedingt bestimmt und berücksichtigt werden muß.

### *Mauerzielmarken*

Bei den ersten Staumauerbeobachtungen des BAfEuV. wurden zur Beobachtung in der Luftseite der Mauer Zielstifte verwendet, die in horizontal einbetonierten, aus der Mauer herausragenden Vierkanteisen eingeschraubt wurden. Diese vorstehenden Eisenstümpfe sind durch Bauarbeiten und die oft mutwillig von der Mauerkrone herabgeworfenen Steine gefährdet.

Ab 1950 wurden deshalb runde, rot-weiße Mauerzielmarken mit auswechselbarer Zielscheibe von 58 mm Durchmesser der Fa. *Rost* verwendet (Abb. 7). Dieses Zielbild, das konzentrische Kreisinge von 2 bis 10 mm Breite besitzt, eignet sich für Entfernungen von 6–600 m und mehr. Die Mauerzielmarken werden bei Nichtgebrauch durch einen Schraubdeckel gegen Beschädigung geschützt.

In der Praxis empfiehlt es sich, zu leichterem Auffinden mit dem Instrument, als Blickfang um die Mauerzielmarken rote Kreise malen zu lassen. In Abb. 32 ist bei der Mauerzielmarke MZ 5/6 ein derartiger Suchkreis von 50 cm Durchmesser ersichtlich. Ebenso in Abb. 22 um die Mauerzielmarke MZ 36 B.

Die Mauerzielmarken wurden so weit einbetoniert, daß sie mit dem Schutzdeckel *plan* mit der Maueroberfläche liegen. Nach Abschrauben des Schutzdeckels liegt die eigentliche Zielmarke um ungefähr 1 cm vertieft (siehe Abb. 22!).

Dies hat allerdings den Nachteil, daß bei stark seitlichen Visuren die Sicht erschwert oder gar unmöglich ist. Solche schleifenden Visuren sollen allerdings ohnedies vermieden werden. Wesentlich ist aber, daß durch die plane Anbringung die Gefahr der Beschädigung sehr gering ist. Erfahrungsgemäß sind besonders bei Staumauern im Gebirge Reparaturen nötig, wobei die Maueroberfläche mittels eines Montagewagens befahren wird. Hierbei sind alle aus der Maueroberfläche vorstehenden Teile stets gefährdet. Einbetonierte Schutzdächer *über* den Bolzen (Lit.-Verz. 5, Seite 82), bilden ebenfalls ein Hindernis für den Montagewagen.

Falls das Zielbild im Laufe der Zeit durch die Witterungseinflüsse unklar geworden ist, kann die Zielscheibe leicht und genau ausgetauscht werden, da die 3 Befestigungsschrauben genau kalibriert sind.

Die beschriebenen Mauerzielmarken haben sich ausgezeichnet bewährt, da sie keine Signalisierung durch Meßgehilfen erfordern; sie wurden deshalb auch in allen rückwärtigen Versicherungspfeilern zusätzlich als Versicherungs-Richtungsvisuren verwendet.

#### *Nivellement-Anschlußmaßstab*

Zum Anschluß der österr. Loch-Höhenmarken und Turmbolzen, die eine 4-mm-Bohrung haben, steht im Amte ein 105 cm langer Messing-Anschlußmaßstab mit einer Bohrung in Verwendung, der mittels eines Anschlußstiftes in der Bohrung der Höhenmarken aufgehängt wird. Der Anschlußmaßstab hat auf einer Seite 2 gegeneinander versetzte 5 mm-Strichteilungen wie die Zeiß-Invarlatten und auf der Rückseite 2 normale Millimeter-Teilungen. Dieser Anschlußmaßstab leistet bei zahlreichen, für Normallatten unzugänglichen Punkten als kurze Hilfslatte, z. B. bei Stollennivellements, wertvolle Dienste.

#### *Ableselineal für Dilatationsmessungen*

Dieser 65 cm lange Ablesemaßstab wurde im 10. Abschnitt beschrieben. Er wurde von der Fa. *Rost* erzeugt und gleicht im Prinzip ungefähr dem Ablesearm der Polarauftragsapparate der Fa. *Ott*. Mit diesem Ableselineal können auch Streckenlängen aus Katasterplänen mit einer Genauigkeit von  $\pm 0,05$  mm entnommen werden. Die Genauigkeit der Deformeter (Ableseuhren auf 0,001 mm) von *Huggenberger* (Lit.-Verz. 5, Seite 56) wird zwar nicht erreicht, dafür ist aber der Anwendungsbereich freizügiger, da beim Deformeter nur eine genormte Meßstrecke (10 Zoll oder 20 Zoll oder 75 cm) möglich ist, die Bolzen also mit Setzlehren stabilisiert werden müssen.

Abb. 38: Rektifikationsgleichung eines Nivellierinstrumentes

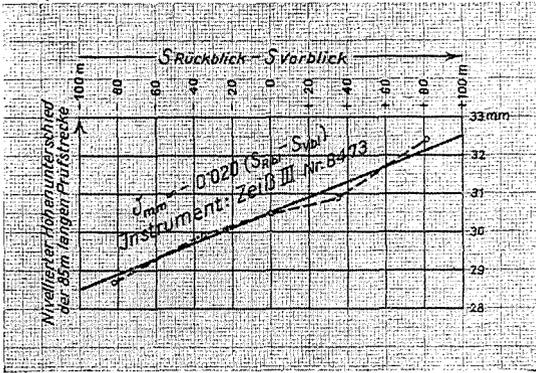


Abb. 39: Auswertung der Präzisionstriangulierung

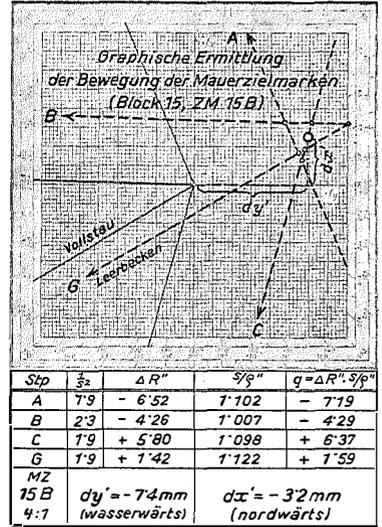
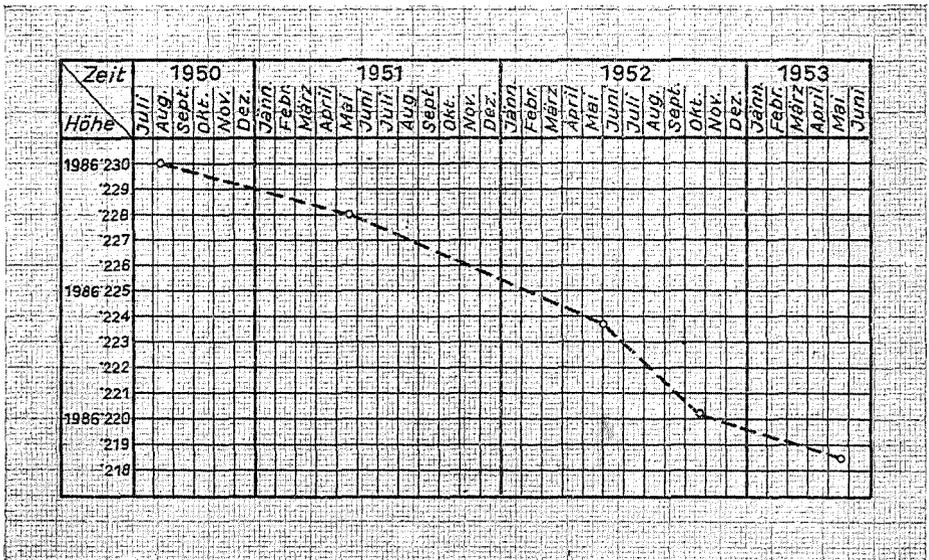


Abb. 40: Pfeilersenkung als Funktion der Zeit (Pfeiler G der Silvretta-Hauptmauer)



## 16. Arbeitstechnische Erfahrungen

### *Alignement*

Zum Alignement ist zumindest 1 Pfeiler auf einer Talseite und 1 Mire auf der anderen Talseite nötig. Da aber häufig Pfeiler zwangsläufig noch innerhalb der Druckzone, oder wie bei der Vermuntmauer (13. Abschnitt) sogar auf der Mauer selbst stehen, sind Versicherungspunkte der Alignementgeraden nötig. Es wurden deshalb grundsätzlich je Alignementlinie 4 Punkte stabilisiert. Die äußeren Versicherungspunkte, die stets außerhalb der Druckzone liegen, erhielten Doppelmillimeter-Zieltafeln, so daß Änderungen der Pfeiler sofort zahlenmäßig festgestellt werden konnten.

Wegen der Druckzone und der Seitenrefraktion empfiehlt es sich, die Pfeiler einige Meter höher als die Mauerkrone anzuordnen. Sehr empfehlenswert ist es ferner, die Alignement - Zwischenpunkte nicht möglichst genau in die Linie zu bringen, da dann kleine wasser- oder luftseitige Abweichungen vorkommen. Bei den Ablesungen im verkehrten Fernrohrbild kommt es dann häufig zu lästigen Irrtümern. Es ist zweckmäßiger, alle Alignementpunkte bei Leerbecken ungefähr 5 mm luftseitig zu setzen, da man dann für alle Stauhöhen voraussichtlich nur mit einem Vorzeichen zu rechnen hat.

### *Präzisionstriangulierung*

Für diese sind mindestens 2 Pfeiler nötig. Ein Pfeiler wurde früher meist in der Nähe eines luftseitigen Endes der Mauer stabilisiert, diente für die Sichten knapp luftseitig an der Mauer vorbei und ergab praktisch die Ausbauchungskomponente. Wegen der Seitenrefraktion waren diese Sichten aber unsicher. Der 2. Pfeiler wurde frontal angelegt und lieferte vor allem die Achsial- und Vertikalkomponente.

Dieses Minimalnetz wurde auch bei den ersten Arbeiten des BAfEuV angelegt. Falls aber Pfeilerbewegungen auftreten, kann die Situation nur mehr durch Rückwärtsschnitte nach den äußeren Sicherungspunkten gerettet werden. Dies ist aber keine ganz befriedigende Lösung.

Bei den späteren Arbeiten des BAfEuV wurde deshalb bereits ein wesentlich überbestimmtes Pfeilernetz stabilisiert, das gleichzeitig mit dem Alignementnetz zusammengehängt wurde. In diesen Pfeilernetzen wurden grundsätzlich bereits *alle* vorhandenen Visuren auch tatsächlich gemessen. In der ausländischen Fachliteratur wurde dieses Verfahren empfohlen und hatte sich im Silvrettanetz bestens bewährt. Der Alignementpfeiler II, der an der Stelle des jetzigen Pfeilers VI stand (siehe Planbeilage am Schlusse dieser Veröffentlichung), wurde nämlich nach Durchführung der Grundmessungen trotz Bohlenabdeckung bei der Sprengung alter Kabelkranfundamente durch einen unglücklichen Zufall zerstört. Durch das engmaschige Triangulierungsnetz konnten aber die Beziehungen zwischen den Grundmessungen und dem neuen Pfeiler VI bis auf  $\pm 0,5$  mm hergestellt werden und die Grundmessung dadurch einwandfrei gerettet werden. Bei zu sparsam dotierten Netzen ist bei Pfeilerbewegungen eine sichere Entscheidung nicht immer leicht, besonders dann, wenn sich etwa zwei Pfeiler gleichzeitig um geringe Beträge in gleichem Sinn bewegt haben. Wenn man bedenkt, daß sich einige der untersuchten Staumauern nur um 1–3 mm deformiert haben, ist es erklärlich, daß etwaige Pfeilerbewegungen dabei sehr bedeutsam sind.

### *Auswertung der Präzisionstriangulierung*

In der Regel empfiehlt es sich, lokale Koordinatensysteme anzulegen, die parallel zur Mauerlängsachse orientiert sind. Dadurch können die 2 Komponenten – Ausbauchung und Achsialverschiebung – sofort als  $y$ - und  $x$ -Differenzen erhalten werden.

Beim Silvrettanetz wurden Landeskoordinaten verwendet, da die beiden Mauern ohnedies nicht parallel verlaufen. Die Komponenten wurden graphisch ermittelt.

Die sachgemäße Auswertung und Ausgleichung eines Triangulierungsnetzes erfordert erhebliche Fachkenntnisse, über die praktisch nur Spezialisten des staatlichen Vermessungsdienstes verfügen. (Siehe Lit.-Verz. 20, do. Seite 7!) Die Auswertung des Silvrettanetzes erforderte z. B. die Kanzlei-Winterperiode eines erfahrenen Beamten. Bei Verwendung nicht geschulter Personals ist ein Ende infolge der vielen Fehlermöglichkeiten überhaupt nicht abzusehen. Dies sei besonders deshalb festgestellt, da die Frage der Durchführung derartiger Arbeiten durch andere Stellen ventiliert wird. Bemerkte sei, daß infolge der geringen Deformationen, die mitunter knapp an die Beobachtungsgrenze heranreichen, durch unrichtige Fehlerausgleichungen eine Verfälschung der tatsächlichen Deformationsverhältnisse auftreten kann.

Der Verfasser ist deshalb, konform mit Schweizer und deutschen Fachleuten, der Meinung, daß die Methode der Präzisionstriangulierung für nicht-staatliche Beobachtungen nicht zu empfehlen ist.

Die Auswertung der eigentlichen Deformationen geschieht derzeit auf Grund der Richtungsabweichungen auf graphischem Wege im Vordruck 73 des BAfEuV, das sich hierfür ausgezeichnet bewährte, obwohl es für die Aufsuchung von Fehlern bei der Punktaufnahme mittels Polarmethode (Instrument Zeiß-Boßhardt) entworfen wurde. Siehe ein derartiges (verkleinertes) Auswertungsbeispiel in Abb. 39! Die Schnitte der Fehlerfigur, die im vorliegenden Falle ein Dreieck ist, werden dann mittels Gewichtes mit dem Rechenschieber ausgeglichen.

Nach durchgeführter Netzausgleichung kann die Verschiebung der Mauerpunkte auch rechnerisch durch Vorwärtsschnitt und bei Überbestimmung durch entsprechende Ausgleichung zahlenmäßig bestimmt werden. Das graphische Verfahren ist aber anschaulicher.

### *Überbestimmung der Mauerpunkte*

Theoretisch würde zur Bestimmung der maßgebenden Ausbauchungskomponente das früher beschriebene Minimalnetz von 2 Pfeilern genügen, so daß die Mauerpunkte aus einfachen Vorwärtsschnitten bestimmt werden.

Bei der Auswertung der Beobachtungen zeigte es sich aber auf Grund der Fehlerfiguren in der Praxis, daß besonders bei größeren Stau Mauern eine Überbestimmung durch zusätzliche Visuren aus Kontrollgründen sehr empfehlenswert ist. Dies gilt nicht nur für die leider in der Praxis unvermeidlichen Punkte mit schlechten, spitzen Schnitten, sondern für alle Mauerpunkte.

### *Kontrolle der geodätischen Meßmethoden*

Die geodätischen Deformationsmessungen werden stets in etlichen Sätzen, durch mehrfache Nivellements usw. in überbestimmter Weise durchgeführt. Dadurch ist man in der Lage, „mittlere Fehler“ zu berechnen und so einen Überblick über die voraussichtliche Genauigkeit der Messungen zu erhalten. Bekanntlich geben derartige mittlere Fehler häufig trotzdem kein einwandfreies

Bild, wenn sie nur die „inneren Fehler“ erfassen. Für die Nivellementlinien kann man z. B. aus den Differenzen zwischen Hin- und Rücknivellement durch einige Ergänzungsnivellements geradezu unwahrscheinlich hohe Genauigkeiten vortauschen.

Es wäre deshalb wünschenswert, die Messungen auf andere Weise zu kontrollieren. Durch eine sachgemäße Aufstellung des Beobachtungsplanes ist dies tatsächlich in einigen Fällen möglich, wie nachstehend gezeigt wird.

a) Alignement (Ausbauchungskomp.) ——— Präz.-Triang. (Ausbauchungskomp.)

Das Alignement wird *auf* der Mauerkrone durchgeführt. Falls man nun bei der Präz.-Triang. knapp *unter* der Mauerkrone eine Mauerzielmarkenreihe anordnet, so kann wohl mit Recht angenommen werden, daß beide Punktreihen ein ungefähr gleichartiges Verhalten zeigen werden. Für die Silvrettahauptmauer wurde nun dieser Vorgang tatsächlich durchgeführt. In Abb. 13 und 14 wurden nun zum Vergleiche in beiden Diagrammen die Ergebnisse beider Methoden knapp übereinander gezeichnet. Man sieht, daß innerhalb der Beobachtungsgenauigkeit ein gleichartiges Verhalten besteht, wobei zu bedenken ist, daß Zielweiten bis zu 500 m vorhanden sind. Da beide Methoden von verschiedenen Beobachtern mit verschiedenen Instrumenten und von verschiedenen Pfeilern aus durchgeführt wurden, kann man wohl von einer *unabhängigen* Kontrolle sprechen. Andererseits kann man aber folgenden Rückschluß ziehen: Wenn bei der Präz.-Triang. für die oberste Punktreihe eine derartig gute Stimmigkeit festgestellt wurde, kann man mit gutem Rechte annehmen, daß auch für die mittlere und untere Punktreihe zuverlässige Ergebnisse vorliegen.

b) Präz.-Nivellement der Mauerkrone ——— Präz.-Triang. (Vertikalkomp.).

Das Absolutnivellement auf der Mauerkrone sollte voraussichtlich ähnliche Höhenänderungen aufzeigen, wie die Vertikalkomponente der Präz.-Triang. für die oberste Mauerzielmarkenreihe, die bewußt knapp *unter* der Mauerkrone angebracht wurde.

Für die Silvrettahauptmauer wurde in Abb. 16 diese Untersuchung durchgeführt. Im Diagramm der Vertikalkomponente wurden die Werte aus dem entsprechenden Präz.-Niv. knapp darüber eingezeichnet. Wieder sieht man eine, in Anbetracht der 500 m langen Zielweiten, gute Übereinstimmung.

Beide Methoden sind grundverschieden, so daß man mit Recht von einer *unabhängigen* Kontrolle sprechen kann. Ferner ergibt sich wieder der Rückschluß, daß folgerichtig auch die Werte der beiden anderen Punktreihen verläßlich sind.

Auf Grund des Präz.-Nivellements wurden Untersuchungen über die Genauigkeit der Zenitdistanzmessung der Präz.-Triang. angestellt. Aus einer größeren Anzahl von Messungen konnte festgestellt werden, daß bei einer durchschnittlichen Distanz von 300 m der mittlere Höhenfehler aus Zenitdistanzen  $\pm 1,7$  mm betrug. Da darinnen auch der mittlere Höhenfehler des Präz.-Niv., der für 300 m rund  $\pm 0,4$  mm beträgt, enthalten ist, kann gesagt werden, daß für die Zenitdistanzen der „äußere mittlere Fehler“ ungefähr  $\pm 1''$  beträgt, was zweifellos sehr befriedigend ist.

c) Präz.-Triang. (Vertikalkomp.) ——— Dilatationsmessung  
(Vertikalkomp.)

Präz.-Triang. (Achsialkomp.) ——— Dilatationsmessung  
(Achsialkomp.)

Die Dilatationsmessung im obersten Kontrollgang einer Staumauer und die Präz.-Triangulierung der oberen Bolzenreihe können sowohl in bezug auf die Vertikal- als auch in bezug auf die Achsialkomponente verglichen werden, da beide Bolzenreihen nicht allzuweit auseinander gelegen sind.

d) Aligement (Ausbauchungskomp.) ——— Stollenniv. (Vertikalkomp.)

Bereits im 3. Abschnitt wurde festgestellt, daß bei Schwergewichtsmauern vor allem durch den Einfluß des Staudruckes die Ausbauchungskomponente der Mauerkrone und die Schiefstellung der Querstollen im Mauerfuß zusammenhängen. In einer graphischen Darstellung (Abb. 11) wurden deshalb die Ausbauchungskomponenten zusätzlich schematisch dargestellt. Man sieht, daß das Verhältnis zu den Gefällsänderungen ungefähr 3 : 1 bis 5 : 1 ist. Dieses Verhältnis ist selbstverständlich für jeden Block verschieden groß. Es zeigte sich ferner bei allen Beobachtungen diesbezüglich ein gleichsinniges Verhalten auch bei Zwischen-Stauhöhen.

### *Kanzleibearbeitung*

Da Deformationsmessungen eines Bauwerkes für viele Jahre und Jahrzehnte vorgesehen sind und sonach mit einem Beobachterwechsel gerechnet werden muß, ist eine übersichtliche Kanzleibearbeitung unerlässlich.

Die vierjährigen Arbeiten für die Staumauern der Vorarlberger Illwerke waren schon bisher sehr umfangreich. Derzeit umfaßt das Operat ungefähr 150 Hefte zu rund 40 Seiten und zahlreiche Pläne, Tabellen und Diagramme. Es ist klar, daß ein derartig umfangreiches Operat in peinlicher Ordnung gehalten werden muß, um es übersehen zu können. Hier bewähren sich genormte Formulare des BAfEuV, da praktisch für alle vorkommenden Fälle geeignete Feldbuch- und Berechnungsvordrucke vorhanden sind. Auch diese nicht ganz unwesentliche Tatsache spricht für die staatliche Durchführung derartiger Arbeiten.

## **17. Bautechnische Vorschläge**

Zu einer rationellen Durchführung geodätischer Deformationsmessungen und zur Erzielung höchster Genauigkeit ist es zweckmäßig, wenn bereits beim Bau einer Sperrenanlage darauf Rücksicht genommen wird. Da die nachstehenden Vorschläge vor allem die Begehbarkeit der Mauern und deren Umgebung zu erleichtern trachten, sind sie auch für den Betrieb von Nutzen.

### *Berücksichtigung geodätischer Erfordernisse beim Sperrenbau*

Die ohnedies geringfügigen Bauerfordernisse für eine zweckmäßige Durchführung geodätischer Messungen sollten schon bei der Projektierung der betreffenden Bauwerke entsprechend berücksichtigt werden. In der Praxis zeigt es sich, daß oft durch ganz geringfügige Änderungen in der Anlage eine erhebliche Verbesserung oder überhaupt erst die Durchführung einer Messung ermöglicht wird. Im Inneren von Staumauern können die Stiegen so steil sein, daß der Okularauszug des Fernrohres zur Überwindung dieses Höhenunterschiedes nicht mehr ausreicht. Ferner können Stollenzugänge von außen her

nur auf derartig schwierigen Fußpfaden erreichbar sein; daß ein nivellitische Anschluß an das Stolleninnere nicht möglich ist. Steigleitern bilden ebenfalls ein arges meßtechnisches Hindernis.

Grundsätzlich müßte also bei Planung einer Staumauer auch schon ein Beobachtungsplan zur Durchführung späterer Deformationsmessungen aufgestellt werden. Näheres siehe darüber im 18. Abschnitt. Nach Aufstellung eines Beobachtungsplanes kann man bereits dezidierte Angaben zur Realisierung desselben machen. In den meisten Staumauern sind Revisionsstollen (Längsstollen) angelegt, die von der Luftseite her mittels kurzer Zugangsstollen (Querstollen) erreichbar sind. Es sollte nun getrachtet werden, alle diese Längsstollen grundsätzlich durch 2 Zugangsstollen, und zwar einen an jeder Talseite, zugänglich zu machen. Man könnte dann bei einem Querstollen hineinnivellieren, im Mauerinneren durch den Längsstollen durcharbeiten, und beim 2. Querstollen wieder an das außen gelegene Höhennetz anschließen. Dadurch entsteht eine theoretisch günstige Schleifenform, die den sonst üblichen toten Ästen fehlertheoretisch wesentlich überlegen ist. Ein Vorläufer dieser Bestrebungen zur Berücksichtigung der Messungsbelange bildet die Anlage der Pendelschächte, die nunmehr bereits in den meisten Staumauern zur Ausführung gelangen. Es wäre aber zweckmäßig, wenn diese Pendelschächte von außen her durch irgendwelche Zugangsstollen meßtechnisch zugänglich gemacht werden würden.

Falls Stiegenanlagen nötig sind, sollten sie so angelegt werden, daß nach je  $2\frac{1}{2}$  m Höhenunterschied ein kleiner Podest angeordnet wird, um dort ein Instrument aufstellen zu können. Die Stollenzugänge sollten bei Gebirgs-Staumauern mindestens 1 m über dem Mauerfuß liegen, damit sie auch bei Schneelage noch zugänglich sind. Bei Staumauern im Hochgebirge, die erfahrungsgemäß Schneelagen von mehreren Metern aufweisen, sind vor den Querstollenausgängen überdeckte Zugänge, und zwar als Dauerbauten vorzusehen, um den Bereich der auf der Luftseite abgerutschten Schneemassen durchschreiten zu können.

Schließlich wäre es noch sehr zweckmäßig, wenn in den Mauern elektrische Beleuchtung zur Verfügung stünde, da die Bewegungen der Meßpartien und die Durchführung von Beobachtungen durch die immer wieder versagenden Karbidlampen sehr gehemmt sind.

#### *Vorschläge für die Zugangswege*

Es wäre sehr zweckmäßig, wenn von den beiden Mauerkronenenden luftseitig zumindest Fußwege von ungefähr 1 m Breite zur Talsohle ausgebaut werden würden. Die Steigung dieser Fußwege kann bis zu 30 % betragen, da man dann bei der Durchführung eines Präz.-Nivellements immerhin mit einer Zielweite von 4–5 m durchkommt. Dadurch wird ein Absolutnivellement der Mauerkrone überhaupt erst ermöglicht, wobei die Genauigkeit, durch die dann mögliche Schleifenbildung, erheblich gesteigert wird. In diesen ungefähr halbkreisförmigen, luftseitig gelegenen Nivellement-Fußsteig, sollten dann von den projektierten Zugangsstollen aus ungefähr horizontale oder schwach geneigte Fußsteige führen. Auf diese Weise kann das Mauerkronennivellement mit den Stollennivellements technisch einwandfrei verknüpft werden.

#### *Pfeilernetz der Präzisionstriangulierung*

Ein weiterer Vorschlag geht dahin, das Pfeilernetz für die Präz.-Triangulierung und für das Alignement schon während des Baues der Sperre zu stabilisieren. Im Pfeilernetz werden dann durch mehrjährige Überwinterung Setzun-

gen und horizontale Änderungen so weit erfolgt sein, daß der Zustand stationär geworden ist. Es ist zweifellos, daß dadurch die Güte der späteren Messungen gewinnen wird. In den vorhergehenden Abschnitten konnten bei einigen Pfeilernetzen derartige *horizontale* Pfeilerbewegungen festgestellt werden. Beim Spulserseewerk in der Größe von maximal 2,5 mm, beim Partensteinwerk in der Größe von 3,1 mm, beim Stubachwerk Bewegungen bis 2,2 mm und bei der Silvrettasperre Bewegungen bis 5,1 mm. Zum Teil rühren diese Bewegungen vom Schwinden des frischen Betons her und sind nach einem Jahr praktisch abgeklungen. Derartige Bewegungen sind nicht von ausschlaggebender Bedeutung, aber bei der Ausarbeitung der Beobachtungen wegen der Umzentrierungen kanzleiarbeitsmäßig doch sehr lästig.

Es können aber auch *vertikale* Bewegungen auftreten, wenn sich die Pfeiler durch ungünstigen Bodenuntergrund senken. Dadurch kann das Pfeilernetz empfindlich geschwächt werden. In Abb. 40 wird als Beispiel die Senkung des Pfeilers G des Silvrettanetzes gezeigt, der ca. 2 m tief auf gepreßter Moräne fundiert wurde, aber dennoch eine starke Einsinkung von bisher 11½ mm erlitten hat. Hiezu kam noch speziell bei diesem Pfeiler der Umstand, daß im Sommer 1952 durch eine 17 t schwere Planierdraupe, die die Umgebung dieses Pfeilers planierte, diese Senkungstendenz noch verstärkt wurde, wie dies Abb. 40 deutlich zeigt.

Die Pfeiler wurden selbstverständlich auf Fels oder festen Boden gegründet, haben über der Beobachtungsplattform das Format 50 × 50 × 110 bis 120 cm und bestehen größtenteils aus armiertem Beton (siehe Abb. 21!).

Ringsherum wurde eine vom Pfeiler isolierte Betonplattform für den Beobachter gebaut. In einigen Fällen mußten um die Pfeiler Lawinenschutzmauern errichtet werden. Zum Schutz der Zwangszentrierung wurden die Pfeiler mit feuerverzinkten Eisenkappen abgedeckt (siehe Abb. 9!).

### *Höhennetz des Präz.-Nivellements*

Auch das Höhennetz sollte mindestens ein Jahr vor der 1. Messung stabilisiert sein, um zumindest eine Überwinterung zu ermöglichen. Die Druckzone und der Uferbereich sind zu vermeiden. (Siehe Lit.-Verz. 2 und 18!). Es können aber auch äußerlich nicht sichtbare Einflüsse vorhanden sein, die auf die Höhenlage einwirken. Siehe den vorhergehenden Absatz bezüglich der Senkung des Pfeilers G! Auf Grund langjähriger Erfahrungen bezweifelt der Verfasser fast, daß es tatsächlich unveränderliche Höhenpunkte gibt. Am verlässlichsten ist doch ein solid stabilisiertes und *überdimensioniertes* Höhennetz. Obwohl erfahrungsgemäß ein gar nicht kleiner Teil des Netzes im Laufe der Jahre verlorengeht oder sich als unerlässlich erweist, bleibt dann doch ein genügend dotiertes und verlässliches Höhennetz übrig.

Die Höhenbolzen müssen eindeutig höchste Punkte besitzen. Höhenbolzen aus nichtrostendem Stahl hatten sich ausgezeichnet bewährt.

Im Hochgebirge sind Fixpunkte bei den Mauerenden gerade während der Leerbeckenmessungen im Frühjahr noch tief verschneit. Hier wäre die Anlage von Lawingalerien von 30–50 m Länge erforderlich, um von den Mauerenden jederzeit zu Punkten außerhalb der Druckzone zu gelangen.

### *Mauerbeobachtungsgondel*

Für jede Staumauer sollte obligatorisch ein fahrbarer Seilwindenwagen vorhanden sein, der eine leichte Beobachtungsgondel auf der Luft- oder Wasserseite ausschwenken kann. Diese Gondel sollte auf 4 Gummirädern auf der

Maueroberfläche abrollen und dadurch alle Mauerzielmarken usw. leicht zugänglich machen. Dadurch würde das ansonsten nur durch Abseilen zu bewerkstellende Abschrauben der Schutzdeckel sehr erleichtert und könnten luftseitig Dilatationsmessungen usw. bequem durchgeführt werden.

## 18. Beobachtungsplan für Staumauern

In den vorhergehenden Abschnitten wurde über die theoretischen Grundlagen und über die praktische Ausführung geodätischer Deformationsmessungen berichtet. Alle diese Ausführungen verfolgen die Absicht, geodätische Deformationen zu messen. Alle diese Ausführungen verfolgen die Absicht, geodätische Deformationen zu messen.

Grundsätzlich sollte bereits bei der Projektierung von Staumauern ein Fachmann für geodätische Deformationsmessungen zu Rate gezogen werden.

Bereits in diesem Stadium wäre im Einvernehmen mit den Bauingenieuren der grundsätzliche geodätische Beobachtungsplan festzulegen. Derselbe muß sich natürlich nach der Größe und Art der Staumauer richten. Ferner wäre bereits zu diesem Zeitpunkte eine *Koordinierung* mit den gleichfalls zu planenden physikalischen Meßmethoden herzustellen.

Nach der grundsätzlichen Festlegung des späteren Beobachtungsprogrammes wären die im 17. Abschnitt gemachten bautechnischen Vorschläge zur späteren Erleichterung der Deformationsmessungen zu erstellen und deren Ausführung zu betreiben. Im Vergleiche zu den sonstigen Baukosten sind diese Erfordernisse ja verschwindend gering. Es ist nur meist niemand da, der diese Vorschläge überhaupt macht.

Technisch richtig wäre es nun, wenn vom Baubeginn an, dem allmählichen Baufortschritt folgend, laufend fachgemäße Setzungsbeobachtungen und sonstige Deformationsmessungen eingesetzt würden. Dadurch kann man die vorher beim Projekt theoretisch gemachten Annahmen mit dem tatsächlich in der Praxis festgestellten Verhalten des Bauwerkes sicher vergleichen. Beim Bau der Wiener Reichsbrücke (siehe 14. Abschnitt!) wurde z. B. dieser Vorgang eingehalten und hatte sich ausgezeichnet bewährt. Leider wird häufig davon abgewichen und wenn überhaupt, dann erst nach Fertigstellung eines Bauwerkes mit den Beobachtungen begonnen. Häufig werden während der Bauzeit aber auch Setzungsbeobachtungen durchgeführt, die diesen Namen wegen eines unsachgemäßen Instrumentariums oder wegen mangelhafter Ausgangspunkte (Holzpflocke, Sockel, Randsteine, usw.) gar nicht verdienen.

Nur auf diese Weise können tatsächlich die so wichtigen *bleibenden* (*irreversiblen*) Deformationen bestimmt werden. Beim I. Staumauerkongreß wurde von *Ishii* (Japan) nachdrücklich darauf hingewiesen, daß die Deformation von Staumauern besonders von der Baugrundsetzung abhängig ist und dieser Faktor wesentlich *wichtiger* sei als die elastische Verformung (Lit.-Verz. 1a, Seite 163). Gerade die bleibende Deformation kann mit den bisherigen, oft überstürzten, verspäteten und unter Zeitdruck stehenden Messungen nicht oder nur mangelhaft festgestellt werden.

Vor Beendigung der Bauarbeiten müßte auch das Pfeilernetz und das Höhenetz allmählich stabilisiert werden, um zum gegebenen Zeitpunkte bereits in *beruhigter* Lage zur Verfügung zu stehen.

Nach Beendigung der Bauarbeiten müßten die Deformationsmessungen nach vorgefaßtem Plane voll anlaufen. Zuerst müßten 2 bis 3 Jahre kurzperiodische Messungen stattfinden. Allmählich kann auf Jahresperioden übergegangen werden und schließlich, nach Kenntnis des Verhaltens der Mauer, auf mehrjährige Perioden.

Hiebei wird vorausgesetzt, daß die Pendellotmessungen dauernd durch die Staumauerwärter durchzuführen wären. Der Einbau von Pendellotgeräten wird jetzt ohnedies schon fast ausnahmslos durchgeführt, sollte aber immerhin obligatorisch vorgeschrieben werden.

Erst bei der Einhaltung vorgenannter Vorschläge kann wirklich von einer sachgemäßen Durchführung von Deformationsmessungen gesprochen werden.

Im Einklange mit Prof. *Fröhlich*, Vorstand der Lehrkanzel für Grundbau und Bodenmechanik der Wiener T. H., sollte ein derartiges Beobachtungsprogramm nicht nur für Staumauern, sondern sinngemäß modifiziert, für *alle* Großbauten und öffentlichen Monumentalbauten zur Anwendung gelangen. Sinngemäß sollten aber auch bereits bestehende derartige Bauten einbezogen werden

Es ist verfehlt, Bauwerke nach ihrer Fertigstellung sich selbst zu überlassen und erst *nach* Auftreten von Rissen, Schiefstellungen und anderen bedrohlichen Erscheinungen einzuschreiten.

Schließlich sei noch der Standpunkt von *Terzaghi* (Lit.-Verz. 1a, Seite 317) angeführt, der geodätische Deformationsmessungen ablehnt:

„Das gebräuchlichste Verfahren der Messung der Formänderung von Talsperren erfordert einen geübten Geodäten und ist außerdem relativ ungenau. Es wird vorgeschlagen, die Talsperren schon beim Bau mit Meßvorrichtungen auszustatten, deren Ablesung in kurzen Zeitabständen von minder geübten Hilfskräften vorgenommen werden kann.“

*Terzaghi*, ein bekannter Experte für Bodenmechanik, möchte alle geodätischen Deformationsmessungen eliminieren und durch Messungen mittels Schlauchwaagenprinzip ersetzen, wobei er als größten Fehler 0,1 mm (!) zulassen will.

Dieser Vorschlag scheint dem Verfasser nach dem heutigen Stande der Beobachtungstechnik auch für physikalische Methoden bei Staumauern als untragbar.

### *Zeitpunkt der Beobachtungen*

Für die Durchführung geodätischer Deformationsmessungen muß der Zeitpunkt wohl überlegt werden. Am besten ist es, Messungsreihen bei *gleicher* Stauhöhe, aber bei *verschiedenen* durchschnittlichen Temperaturen einerseits und bei *verschiedenen* Stauhöhen, aber *gleichen* Durchschnittstemperaturen andererseits, durchzuführen.

Der Einfluß der im 3. Abschnitt bereits angeführten Nachbleibefrist kann Beobachtungen verfälschen. Im folgenden Beispiel wird der Vorgang an Hand des Alignements der Silvrettahauptmauer gezeigt (siehe Abb. 10!).

Bald nach Erreichung des Vollstaues wurde am 13. 8. 1952 das 9. Alignment durchgeführt und eine Maximalausbauchung von 11 mm ausgewiesen. Die Stauhöhe blieb dann mehrere Monate praktisch konstant und am 18. 10. 1952 wurde das 11. Alignment durchgeführt. Trotz gleichbleibender Stauhöhe bauchte sich die ganze Mauer (fast bis zu beiden Enden) um rund *weitere* 4 mm aus und erreichte maximal 15 mm Ausbauchung. Die Vollstaumessung

im August hätte also wegen Nichtberücksichtigung der Nachbleibefrist fehlerhafte Werte dieses Jahresspeichers ergeben.

Nunmehr ein instruktives Beispiel an Hand der Vermuntmauer (siehe Abb. 34!). Das 27. Alignement wurde im August 1952 bei einer Stauhöhe von 1740,45 m gemacht und ergab rund 3 mm Ausbauchung. Das 29. Alignement im November 1952 bei der fast gleichen Stauhöhe von rund 1740,36 m ergab aber 6 mm Ausbauchung. Bemerkt sei, daß das Vollstauziel 1743 m beträgt. Trotz gleicher Stauhöhe war also mehr als 3 mm Unterschied in der Ausbauchung zu konstatieren. Was ist die Ursache? Das 27. Alignement wurde nämlich bei fluktuierend *ansteigender* Stauhöhe gemacht, bis im Herbst etliche Zeit Vollstau gehalten wurde. Dann fiel der Stauspiegel fluktuierend und beim 29. Alignement war durch Zufall bei *fallender* Stauhöhe die gleiche Stauhöhe wie beim 27. Alignement vorhanden.

Das bedeutet also, daß der Zeitpunkt der Messungen nicht nach einer zufälligen Stauhöhe, sondern nach Studium der jährlichen Staukurve oder, falls diese zu sehr schwankt, nach Verhandlungen mit der Betriebsleitung zu wählen ist. Ein Angebot einer Betriebsleitung, über Samstag-Sonntag rasch Vollstau herzustellen und ab Montag wieder abzusenken, ist wertlos, da je nach Größe der Mauer wegen der Nachbleibefrist zumindest 2 bis 4 Wochen ungefähr konstanter Stauspiegel nötig ist.

Andererseits zeigen Jahresspeicher mit einer regelmäßigen jährlichen Staukurve ein erstaunlich gleichmäßiges Verhalten ihrer Sperren. Das Alignement der Silvrettahauptmauer (Abb. 10) ergab bei Vollstau im Oktober 1951 (5. Alignement) und im Oktober 1952 (11. Alignement) eine Übereinstimmung der Ausbauchung auf Millimeter gleich.

Der Bielerdamm ergab bei Vollstau im August 1950 (4. Alignement) und im August 1952 (8. Alignement) ebenfalls Millimetergleichheit, wie aus Abb. 28 hervorgeht.

Der Einfluß der Temperatur auf die Höhe und Ausbauchung der Mauerkrone wurde in vorhergehenden Abschnitten bereits besprochen. Außerdem wirkt die jahreszeitliche Temperatur auch stark auf die Dilatationsmessungen ein. Demnach ist auch dieser Faktor bei der Wahl des Zeitpunktes der Beobachtungen entsprechend zu berücksichtigen.

#### *Amtliche oder private Deformationsmessungen?*

In der *Schweiz* werden diese Arbeiten von der Eidgenössischen Landestopographie durchgeführt (Lit.-Verz. 11, 17 und 20).

In *Deutschland* werden die Deformationsmessungen von der zuständigen Behörde amtlich durchgeführt (Lit.-Verz. 22). In *Baden* erfolgte die obligatorische amtliche Untersuchung durch die Wasser- und Straßenbaudirektion (Lit.-Verz. 8).

In *Österreich* wurden die vorstehend veröffentlichten Messungen durch das BAfEuV durchgeführt. Andere Staumauern wurden durch Privatmessungen kontrolliert (Lit.-Verz. 1a — Grengg und Lit.-Verz. 15a und 15b). Für manche ältere Sperren bestehen keine oder nur unvollständige geodätische Deformationsmessungen. Dieser Zustand ist *nicht* befriedigend.

Nach Meinung des Verfassers sollten die *Grundmessungen* aller geodätischen Deformationsmessungen und gewisse periodische Wiederholungsmessungen, einschließlich der Präzisionstriangulierung, von staatlicher Seite gemacht

werden. Die Zwischenmessungen könnten aber ohne Schwierigkeiten von privater Seite durchgeführt werden, wobei allerdings der *Beobachtungsplan* von staatlicher Seite vorgeschrieben werden sollte.

Diese Kombination zwischen amtlichen und privaten Deformationsmessungen wird auch von F. Löschner für die Tauernkraftwerke (Lit.-Verz. 13, Seite 18) vorgeschlagen.

Die alleinige Privatmessung erscheint unzweckmäßig zu sein. Da diese Deformationsmessungen vom Auftraggeber, dessen Anlage kontrolliert werden soll, bezahlt werden, besteht für Private keine Möglichkeit, sich objektiv gegen den Willen der Kraftwerksbesitzer durchzusetzen.

#### *Vorschläge des Fachnormenausschusses „Wasserwesen“*

Die Arbeitsgruppe „Stauanlagen“ des Deutschen Fachnormenausschusses Wasserwesen, hat umfangreiche und sehr weitgehende Richtlinien über Stauanlagen ausgearbeitet (Lit.-Verz. 22).

Es ist diese eine Gemeinschaftsarbeit von 36 anerkannten Fachleuten und die darin im geodätischen Sektor angegebenen Richtlinien decken sich weitgehend mit den Erfahrungen des Verfassers.

Besonders wurde die verantwortliche Leitung eines Vermessungsingenieurs bei der Planherstellung und die obligatorische, periodische Deformationsmessung mit besonderer Berücksichtigung der Trigonometrischen Feinvermessung angeführt.

#### *Österreichische Staubeckenkommission*

Im Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft wurde auf Grund des Wasserrechtsgesetzes vom Jahre 1934 zuerst 1945 (BGBl. 137/1935) und dann 1946/47 eine Staubeckenkommission errichtet.

Die gesetzlichen Grundlagen dieser „Staubeckenverordnung“ waren die 39. Verordnung des BMfLuF vom 20. 12. 1946 über die Bildung einer Staubeckenkommission (BGBl. Nr. 11/1947) und als spätere Novelle, die 82. Verordnung des BMfLuF vom 24. 3. 1948.

Diese österreichische Staubeckenkommission ist Mitglied der internationalen Talsperrenkommission und vertritt Österreich im Auslande. Sie ist als Wasserbehörde berechtigt, über Bestand und Betriebssicherheit einer bestimmten Sperre ein Gutachten einzuholen und den Wasserkraftgesellschaften Bedingungen aufzuerlegen.

Die Staubeckenkommission wäre also in der Lage, die in vorliegender Veröffentlichung gemachten Vorschläge zu realisieren. In diese Staubeckenkommission sollte also ein Fachmann für geodätische Deformationsmessungen kooptiert werden.

Die gesetzlichen Voraussetzungen hiezu sind in den beiden obigen Verordnungen bereits vorhanden.

In Österreich gibt es bereits über 20 Sperren mit mehr als 15 m Stauhöhe (Lit.-Verz. 15a, Tabelle Seite 9). Für alle diese bestehenden Sperren und für alle Neubauten, aber auch für alle großen Flußkraftwerke sollte individuell ein verbindlicher, technisch einwandfreier Beobachtungsplan ausgearbeitet werden. Dessen Durchführung wäre durch entsprechende behördliche Maßnahmen zu sichern, da erst mehrjährige Beobachtungen ein sicheres Bild geben.

Für die Durchführung dieses Beobachtungsprogrammes wären von staatlicher Seite, unter der Leitung eines erfahrenen Geodäten, derzeit schätzungsweise 2 Meßpartien ganzjährig erforderlich.

Durch Verknüpfung von amtlichen Grund- und Kontrollmessungen mit privaten Zwischenmessungen wäre sonach auch die praktische Durchführung vorstehender Vorschläge personell und finanziell durchaus möglich.

### *Staumauerbuch*

Zum Schluß wird die Führung eines Staumauerbuches individuell für jede Staumauer empfohlen, in das neben den sonstigen technischen Revisionsdaten, auch der offizielle Beobachtungsplan und die Ergebnisse der jeweiligen Deformationsmessungen laufend einzutragen wären.

## **19. Zusammenfassung**

Vorerst werden im 2. Abschnitt allgemeine Ausführungen über Deformationsmessungen an Bauwerken gemacht.

Im 3. Abschnitt werden anschließend die Ursachen der Deformation, und zwar speziell die Deformationseinflüsse an Staumauern besprochen.

Im 4. Abschnitt werden die Meßmethoden zur Bestimmung der Deformationen gegliedert und die 6 geodätischen Meßmethoden

Alignement,  
Trigonometrische Ablotung,  
Präzisionstriangulierung,  
Relativ-Nivellement,  
Absolut-Nivellement,  
Dilatationsmessung

kurz besprochen, um ihren entsprechenden Anwendungsbereich überblicken zu können.

Im 5. bis 14. Abschnitt werden Deformationsmessungen an 10 Bauwerken besprochen, die vom BAfEuV. durchgeführt worden sind.

Anschließend werden im 15. bis 17. Abschnitt die Erfahrungen ausgewertet, die bei diesen Arbeiten in instrumenteller, arbeitstechnischer und bautechnischer Beziehung gewonnen worden sind.

Schließlich werden im 18. Abschnitt die Richtlinien für die Aufstellung eines Beobachtungsplanes für Staumauern ausgearbeitet, die besonders beachtet werden sollten.

Der Geodät soll so weit geschult sein, um einen Überblick über die zu gewärtigenden Deformationen und ihrer Beobachtung zu haben. Im konkreten Fall soll der Geodät in der Lage sein, in Zusammenarbeit mit dem Bauingenieur, einen fachlich einwandfreien und in der Praxis durchführbaren Beobachtungsplan erstellen zu können.

Schließlich wird die Auffassung vertreten, daß bei allen Großbauten obligatorisch amtliche Deformationsmessungen durchzuführen seien. Diese wären zuerst periodisch kurzfristig, zum Beispiel jährlich durchzuführen, bis ein ver-

läßlicher Überblick über das voraussichtliche Verhalten des betreffenden Bauwerkes gewonnen ist. Dann kann allmählich auf größere Zeitperioden, z. B. auf Perioden von fünf Jahren, übergegangen werden.

Die praktische Durchführung und die rechnerische Auswertung geodätischer Deformationsmessungen bedingen eine langjährige Vermessungspraxis und überdurchschnittliche Erfahrung. Sie sollen deshalb grundsätzlich unter der Leitung oder Überwachung eines akademisch geschulten Geodäten stehen.

## 19. Résumé

La section 2 contient des discussions générales concernant les mesurages des déformations à constater dans les bâtiments.

Dans la section 3 sont résumées les raisons des déformations et spécialement les conséquences en ce qui concerne les barrages d'eau.

Dans la section 4 sont discutés les procédés pour mesurer les déformations et en général les procédés topographiques comme:

Mesures d'alignement,  
Mesures trigonométrique pendulaire,  
Relevés trigonométrique de précision,  
Mesures nivellement-relativ,  
Mesures nivellement-absolut,  
Mesures de dilatation,

pour faire connaître leur emploi respectif.

Dans les sections 5 à 14 sont discutés les mesurages des déformations de 10 constructions différentes qui ont été calculées par le BAFEuV.

Enfin dans les sections 15 à 17 sont discutées expériences qui été faites à cet égard du point de vue des instruments de la technique du travail et des constructions.

Finalemant sont élaborées dans la section 18 les directives pour le règlement des contrôles des barrages d'eau qui devaient être minutieusement suivies.

Le topographe devait être assez instruit pour connaître toutes les sortes des déformations possibles et leur contrôle. Il devait, dans le cas spécial, être capable d'élaborer, ensemble avec l'ingénieur de construction, un plan de contrôle exact, qui est à exécuter pratiquement.

Enfin est-on de l'opinion que les contrôles officiels devaient être obligatoires pour toutes les constructions de grandes dimensions. Ces contrôles seraient à exécuter une fois par an, pour obtenir un résultat exact en ce qui concerne l'état et les changements à prévoir dans les constructions en question. Après pourrait-on prendre un plus grand délai par exemple de 5 ans.

Le travail pratique et les calculations des mesurages de déformations topographiques demandent beaucoup de connaissance dans la matière et une longue expérience.

C'est pourquoi les procédés de contrôle et les calculations devaient être, par principe, contrôlés par un géomètre diplômé et expérimenté.

## 19. Summary

Paragraph 2 deals with general statements concerning measurements of deformation on buildings.

In the following paragraph 3 the causes of deformations and particularly the influences of deformations of dams are discussed.

Paragraph 4 classifies the measures to determine the deformations and the 6 geodetical methods

Alignement,  
Trigonometrical plumbing,  
Precision triangulation,  
Relative leveling,  
Absolute leveling,  
Dilatation measurement

are discussed briefly to survey their scope of application in this field of engineering.

Deformation measurements carried out on ten dam sites by the Bundesamt für Eich- und Vermessungswesen are evaluated in paragraph 5 to 14.

Paragraph 15 – 17 deals with the analysis of the observations mentioned above with regard to instruments, technic of operation and technic of construction.

Finally on the paragraph 18 general directives for the setting-up of an observation plan are worked out for dam sites which should be specifically taken in consideration.

The surveyor should be trained in such a way that he is in a position to deal with present days deformation problems and their observations.

Having the co-operation of the construction engineer the surveyor should be able to map out an acceptable and practicable scheme of observation.

At last the opinion is expressed that in all large-scale constructions official deformation surveys should be obligatory.

This surveys should be carried out at first within shorter periods (for example 1 year) until a reliable general view is obtained of the probable performance of the respective structure.

After wards gradually the interval between control surveys may be extended for example to 5 years.

The practical execution and analytical evaluations of geodetical deformation measurements require a skilful surveyors practice and a more than average experience. In principle, they should be conducted or supervised by a surveyor of academic standing.

## 20. Literaturverzeichnis

- ( 1 a) *Ier Congres* des „Grandes Barrages“, Scandinavie, Juin-Juillet 1933, Band 2 (Influence de la temperature interne et deformation des barrages-poids), Stockholm 1933.  
Darin:  
*H. Grengg*: „Deformationsmessungen an österreichischen Talsperren“ (Seite 43–49).  
*K. Terzaghi*: „Verfahren zur Messung der Bewegungen betonierter Talsperren“ (Seite 311–319).
- ( 1 b) *Second congress on large dams*, Washington 1936, Band 3–5.  
( 1 c) *Third congress* Stockholm, 1948, Band 7–9.
- ( 2 ) *L. Bendel*: „Einfluß der Grundwasserschwankungen auf die Hebung und Senkung der Gebäude und der Erdoberfläche“, Zeitschrift des Österr. Ing. u. Arch.-Vereins, 94. Jg., Wien 1949.
- ( 3 ) *E. Demmer*: „Geodätische Sicherungsmessungen an den Staumauern von Wasserkraftanlagen“, Österr. Zeitschrift für Vermessungswesen, Jg. 1929, Wien.
- ( 4 ) *A. U. Huggenberger*: „Selbsttätiges Anzeigegerät zum Messen der horizontalen Auslenkung von Hochbauten“, Zeitschrift des Österr. Ing. u. Arch.-Vereins, Wien 1935.
- ( 5 ) *A. U. Huggenberger*: „Talsperren-Meßtechnik, Meßverfahren, Instrumente und Apparate für die Prüfung der Bauwerke in Massenbeton, Springer-Verlag, Berlin 1951 (dort weitere Literaturangaben).
- ( 6 ) *Hülsemann*: „Die Bewegung der Sperrmauer der Gothaer Talsperre“, Deutsche Zeitschrift für Vermessungswesen, 49. Jg., Berlin 1920.
- ( 7 ) *Hülsemann*: „Die Einrichtung zur Beobachtung des elastischen Verhaltens der Sperrmauer der Gothaer Talsperre“, Deutsche Zeitschrift für Vermessungswesen, 68. Jg., Berlin 1939.
- ( 8 ) *Idler*: „Die Feinvermessung der Schwarzenbach-Talsperre in Baden“, Allgemeine Vermessungsnachrichten, Heft 6 bis 9, 43. Jg., Liebenwerda 1931.
- ( 9 ) *N. Kelen*: „Gewichtsstaumauern und massive Wehre“, Springer-Verlag, Berlin 1933.
- (10) *E. Knop*: „Einrichtungen zur Messung der Verformungen, Risse und Spannungen in Talsperren“, Zeitschrift Deutsche Wasserwirtschaft, 37. Jg., 1942.
- (11) *W. Lang*: „Deformationsmessungen an Staumauern“, Verlag Landestopographie, Bern 1929.
- (12) *H. Löschner*: „Genauigkeitsuntersuchung zur Messung von Setzungen nach dem Verfahren von Prof. Terzaghi“, Zeitschrift für Instrumentenkunde, 56. Jg., Berlin 1936.
- (13) *F. Löschner*: „Die geodätischen Grundlagen für den Bau des Tauernkraftwerkes“, Schriftenreihe der Tauernkraftwerke AG., Abteilung A, Band 2, Wien 1951.
- (14) *K. Lüdemann*: „Die Verwendung der Schlauchwaage bei Setzungsmessungen und ihre Genauigkeit“, Deutsche Zeitschrift für Vermessungswesen, 69. Jg., Berlin 1940.
- (15) *A. Ludin – F. Tölke*: „Wasserkraftanlagen“, in Handbibliothek für Bauingenieure, 2. Hälfte, I. Teil, Springer-Verlag, Berlin 1938.
- (15a) *A. W. Reitz*: „Beobachtungseinrichtungen an den Talsperren Salza, Hierzman, Ranna und Wiederschwing“, Schriftenreihe „Die Talsperren Österreichs“, Heft 1, Wien 1954. (Darin sind weitere Literaturangaben enthalten.)
- (15b) *A. W. Reitz*: „Beobachtungen an der Ranna-Talsperre 1950 bis 1952 mit besonderer Berücksichtigung der betrieblichen Erfordernisse“, Schriftenreihe „Die Talsperren Österreichs“, Heft 3, Wien 1954.
- (16) *H. Rohrer*: „Geodätische Untersuchungen der Formänderungen von Staumauern“, Zeitschrift des Österr. Ing- u. Arch.-Vereins, Wien 1930.
- (16a) *F. Rudl*: „Die geodätische Bestimmung der Deformationen bei hohen Staumauern“, Zeitschrift Geodetski list, 7. Jg., Zagreb 1953.
- (17) *Schweizerische Talsperrenkommission*: „Messungen, Beobachtungen und Versuche an schweizerischen Talsperren 1919–1945“, Eidgen. Oberbauinspektorat, Bern 1946.
- (18) *T. Soyka*: „Der Einfluß schwankender Grundwasserstände auf die Höhenlage der Festpunkte und Bauwerke“, Deutsche Zeitschrift für Vermessungswesen, 70. Jg., Berlin 1941.
- (18a) *J. Stini*: „Die baugelogischen Verhältnisse der österreichischen Talsperren“, Schriftenreihe „Die Talsperren Österreichs“, Heft 5, Wien 1955.
- (19a) *H. Tetzny*: „Temperatur- und Deformationsmessungen an einer Schwergewichts- Staumauer“, BDJ. Mitteilg. 1937.
- (19b) *H. Tetzny*: „Über die Durchbiegung einer Gewichts-Staumauer“, Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 1939.
- (20) *V. Untersee*: „Die geodätische Methode zur Ermittlung der räumlichen Deformationen von Staumauern“, Eidgen. Landestopographie, Bern 1951.
- (21) *Walther*: „Die Talsperren-Feinvermessung in Baden“, Zeitschrift „Der Bauingenieur“, 8. Jg., Heft 10, 1927.
- (22) *Fachnormenausschuß Wasserwesen*, Arbeitsgruppe Stauanlagen: „Richtlinien für den Entwurf, Bau und Betrieb von Stauanlagen“, Berlin 1951.

# Österreichische Zeitschrift für Vermessungswesen

6 Hefte, je 32 Seiten

Jahresabonnement S 72.—

## Sonderhefte zur Österreichischen Zeitschrift für Vermessungswesen

- Sonderheft 1: Festschrift Eduard Dolezal. 198 Seiten, 1948. Preis S 18.—.
- Sonderheft 2: Die Zentralisierung des Vermessungswesens in ihrer Bedeutung für die topographische Landesaufnahme. 40 Seiten, 1935. Preis S 24.—.
- Sonderheft 3: Ledersteger, Der schrittweise Aufbau des europäischen Lotabweichungssystems und sein bestanschließendes Ellipsoid, 140 Seiten, 1948. Preis S 25.—.
- Sonderheft 4: Zaar, Zweimedienphotogrammetrie, 40 Seiten, 1948. Preis S 18.—.
- Sonderheft 5: Rinner, Abbildungsgesetz und Orientierungsaufgaben in der Zweimedienphotogrammetrie. 45 Seiten, 1948. Preis S 18.—.
- Sonderheft 6: Hauer: Entwicklung von Formeln zur praktischen Anwendung der flächentreuen Abbildung kleiner Bereiche des Rotationsellipsoids in die Ebene. 31 Seiten, 1949. Preis S 15.—.
- Sonderh. 7/8: Ledersteger, Numerische Untersuchungen über die Perioden der Polbewegung. Zur Analyse der Laplace'schen Widersprüche. 59/22 Seiten, 1949. Preis S 25.—.
- Sonderheft 9: Die Entwicklung und Organisation des Vermessungswesens in Österreich. 56 Seiten, 1949. Preis S 22.—.
- Sonderheft 11: Mader, Das Newton'sche Raumpotential prismatischer Körper und seine Ableitungen bis zur dritten Ordnung. 74 Seiten, 1951.  
Preis S 25.—.
- Sonderheft 12: Ledersteger, Die Bestimmungen des mittleren Erdellipsoids und der absoluten Lage der Landestriangulationen. 140 Seiten, 1951. Preis S 25.—.
- Sonderheft 13: Hubeny, Isotherme Koordinatensysteme und konforme Abbildungen des Rotationsellipsoids. 208 Seiten, 1953. Preis S 60.—.
- Sonderheft 14: Festschrift Eduard Dolezal. Zum 90. Geburtstag. 764 Seiten und viele Abbildungen. 1952. Preis S 120.—.
- Sonderheft 15: Mader, Die orthometrische Schwerekorrektion des Präzisions-Nivellements in den Hohen Tauern. 26 Seiten und 12 Tabellen. 1954. Preis S 28.—.
- Sonderheft 16: Theodor-Scheimpflug-Festschrift zum 150jährigen Bestand des staatlichen Vermessungswesens in Österreich.
- Sonderheft 17: Ulbrich, Geodätische Deformationsmessungen an österreichischen Staumauern und Großbauwerken.

Sämtliche Publikationen zu beziehen durch den

Österreichischen Verein für Vermessungswesen

Wien VIII, Friedrich-Schmidt-Platz 3