Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 65 (1947)
Heft: 41

Artikel: Die Dehnungsmessungen im Druckstollen des Kraftwerkes Lucendro
Autor: Frey-Bär, Otto
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-55958

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

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

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

Download PDF: 08.08.2025

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

65. Jahrgang Nachdruck von Bild oder Text nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet Nr. 41

Die Dehnungsmessungen im Druckstollen des Kraftwerkes Lucendro

DK 627.842.0014

Von Dipl. Ing. OTTO FREY-BÄR, Motor-Columbus A.-G., Baden

I. Einleitung

Der Druckstollen des Kraftwerkes Lucendro durchfährt drei in jeder Hinsicht ganz verschiedene Gebirgsformationen[1]). Im obersten Teil steht auf 2750 m Länge massiger Fibbiagneis an, das Gebirge im Mittelstück von 1000 m Länge ist geschieferter Paragneis und die letzten 1092 m mussten durch die ziemlich gebräche Tremolaserie vorgetrieben werden. Im Hinblick auf den hohen Stollenwasserdruck von rund 100 m Wassersäule war die Wahl der zweckmässigsten Auskleidung des Stollens in den verschiedenen Gebirgsabschnitten von grosser Bedeutung.

Theoretische Ueberlegungen haben gezeigt, dass eine Stollenauskleidung, sofern sie satt am Gebirge anliegt, sich stets nach Massgabe ihrer Verformungsmöglichkeit an der Lastübernahme mitbeteiligt. Die Verteilung des Innendruckes auf die Stollenauskleidung und auf das Gebirge, die für die Beanspruchung der Auskleidung und ihrer allfälligen Armierung und im Zusammenhang damit auch für deren Dichtheit massgebend ist, kann berechnet werden, sofern der Verformungsmodul des Gebirges bekannt ist. Zur weitgehenden Abklärung dieser Verformungsmöglichkeit des Gebirgsmantels hat sich die Aare-Tessin AG. als Bauherrin des Kraftwerkes Lucendro auf Veranlassung der Projektverfasserin, der Motor-Columbus AG. in Baden, entschlossen, im Zusammenhang mit den Stollenabpressungen zur Feststellung der Wasserverluste auch Dehnungsmessungen im Druckstollen durchzuführen. Ueber diese Dehnungsmessungen soll nachfolgend berichtet werden.

II. Messapparatur

Ueber die seinerzeit im Druckstollen des Kraftwerkes Amsteg durchgeführten Dehnungsmessungen liegt ein ausführlicher Bericht der Druckstollen-Kommission vor[2]). Die Vermittlung der damals gewonnenen wertvollen Erkenntnisse und Erfahrungen hat unsere Aufgabe sehr erleichtert. Gestützt auf diese Erfahrungen sollte das für die Messungen im Druckstollen Lucendro zur Verwendung gelangende Messgerät prinzipiell folgenden Anforderungen genügen:

1. Uebertragung der Dehnungen auf eine Mess-Station ausserhalb des Versuchstollens zur laufenden Beobachtung während der Versuche.
2. Vermeidung einer mechanischen Verbindung zwischen dem Messquerschnitt und der Mess-Station.
3. Messgenauigkeit $\pm$ 0,01 mm.

Im Auftrag der Bauherrin konstruierte Dr. A. Huggenberger, Werkstätte für physikalische Instrumente, Zürich, ein Messgerät, das aus folgenden Teilen besteht: vier Geber-Messuhren mit je etwa 200 m Gummikabel, ein Empfangsgerät für die wahlweise Ablesung der Messuhren und ein Trägerkreuz für die Montage der Messuhren in einem Querschnitt des Druckstollens (Bild 1).

An einer im Stollenbau üblicherweise verwendeten Spannsäule wird das Trägerkreuz befestigt. Die vier Messuhren an den Enden der Trägerarme berühren die Stollenwandung mit je einem Taststift. Dieser wird durch eine Feder gegen eine in der Stollenwandung versetzte kleine Aluminiumplatte gedrückt. Das Empfangsgerät befindet sich im Fensterstollen, also ausserhalb des Druckstollens und wird mit den Messuhren durch Kabel verbunden. Die Bewegung der Messuhren-Taststifte kann mit einer zuletzt erreichten Genauigkeit von $\pm$ 0,005 mm laufend beobachtet werden.

Das vom Konstrukteur gewählte Messprinzip (Potentiometer) hat sich sehr gut bewährt. Selbstverständlich waren, wie bei jeder Neukonstruktion, einige Kinderkrankheiten zu überwinden. Beispielsweise war das Empfangsgerät den klimatischen Verhältnissen im Stollen nicht gewachsen und wurde von der Motor-Columbus AG. durch ein geeignetes Kreuzspulinstrument ersetzt (Bild 2). Einige weitere kleine Verbesserungen sind in Aussicht genommen.

[1]) Technische Angaben über das Kraftwerk Lucendro s. SBZ Bd. 124, S. 307* (9. Dez. 1944).

[2]) Kurzer Bericht über die Druckstollen-Versuche der SBB s. SBZ Bd. 83, S. 7*, 27* (Jan. 1924).

III. Dehnungsmessungen im Druckstollen

Das Einpassen der Stollen-Abpressversuche in das Bauprogramm wird meistens einige Schwierigkeiten bereiten. Im vorliegenden Fall war der Baubetrieb zudem noch forciert wegen der gespannten Lage in der Energieversorgung der Schweiz, so dass die Messquerschnitte nicht beliebig gewählt werden konnten. Es ist jedoch gelungen, in zwei Querschnitten der Fibbiagneis-Zone und in einem Querschnitt der Paragneis-Zone Messungen am rohen Ausbruchprofil vorzunehmen. Am fertig ausgekleideten Stollen wurde sodann je eine Messung in der Tremolaserie und im Fibbiagneis durchgeführt.

A. Unverkleideter Stollen im Fibbiagneis

Die beiden Dehnungsmessungen in den Querschnitten I und Ia bei Km 1,670, bzw. Km 1,712 zeigten, dass sich bei kurzen Lastwechseln der massige und grobbankige Felsmantel elastisch verhielt. Bleibende Deformationen konnten in diesen beiden Querschnitten nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Eine Verlängerung der Versuchsdauer über mehrere Tage und Wochen war hier aus mehreren Gründen nicht möglich.

In Bild 3 ist für den Messquerschnitt Ia der Verlauf der Durchmesserdehnungen und der Stollenwasserdruck in Funktion der Versuchsdauer aufgetragen. Die Wasserfüllung des Stollens begann in der ersten Stunde des 3. April 1944 und dauerte bis 10 Uhr dieses Tages. Während dieser Füllzeit war eine scheinbare Durchmesserdehnung von 0,14 bis 0,18 mm festzustellen, die zum grössten Teil auf die Verkürzung der Trägerarme des Instrumentkreuzes infolge Temperaturabfall (kaltes Wasser), zu einem kleinen Teil auf die Abkühlung des Felsmantels zurückzuführen ist. Diese scheinbare Ausweitung des Stollens kann die Grössenordnung der späteren Deformation unter dem vollen Innenwasserdruck erreichen. Es zeigt sich somit, dass vor der ersten Abpressung der Ausgleich der Temperatur in den Versuchs-Strecken abgewartet werden muss.

Die beiden Aufpressungen auf 100 m Wassersäule ergaben für den Durchmesser A Dehnungen von etwa 0,46 mm, für den Durchmesser B 0,3 mm und 0,24 mm. Die Dehnungen senkrecht und parallel zur Schichtrichtung sind somit recht verschieden. Trägt man die Dehnungen in Funktion des Wasserdruckes auf (Bild 5), so ergeben sich folgende mittlere Durchmesserdehnungen:

Erste Pressung	Druckanstieg	= 0,375 mm
	Entlastung	= 0,360 mm
Zweite Pressung	Druckanstieg	= 0,355 mm
	Entlastung	= 0,445 mm

Aus den vier im Querschnitt Ia gemessenen Durchmesserdehnungen können folgende Grenzwerte für den Elastizitätsmodul des Gebirges abgeleitet werden[3]):

Untere Grenze: $E_F = 63\,000$ kg/cm²
Obere Grenze: $E_F = 79\,000$ kg/cm²

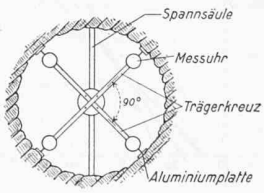

Bild 1. Montage der Messuhren

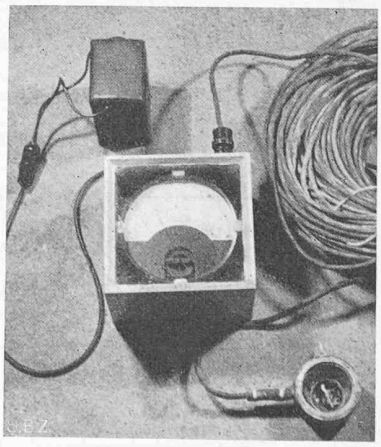

Bild 2 (rechts).
oben: Akkumulator
Mitte: Empfangsgerät (Kreuzspulinstrument)
unten: Geber-Messuhr

[3]) Berechnungs-Methode siehe SBZ, Bd. 124, S. 177* und 194* (Sept./Okt. 1944).

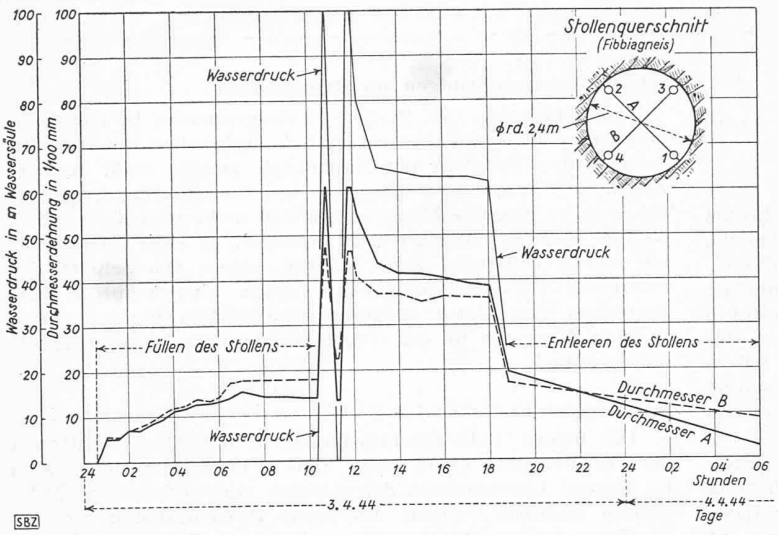

Bild 3. Dehnungsmessung in Querschnitt Ia

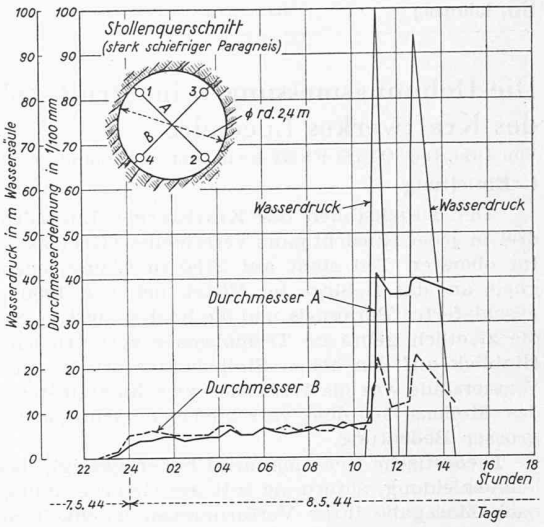

Bild 4. Dehnungsmessung in Querschnitt II

Die rechnerischen Spannungsverhältnisse im Gebirge und in einer allfälligen Betonverkleidung sind aus nachfolgender Tabelle 1 ersichtlich. Als Armierung der Auskleidung wurden die Grenzwerte von $F_e = 100$ cm² und $F_e = 20$ cm² pro Laufmeter Stollen untersucht.

Tabelle 1. Berechnete Spannungen in kg/cm² im Fels bei 10 kg/cm² Innendruck

Angenommener Elastizitätsmodul E_F des Felsens in kg/cm²		60 000	100 000
Unverkleideter Felsmantel	radiale Druckspannung	10	10
	tang. Zugspannung	10	10
Unarmierte Betonauskleidung	rad. Druckspannung [1])	10	10
	tang. Zugspannung [1])	23	17
Armierte Betonauskleidung	tang. Zugspannung [1]) [2])	18 ... 22	14 ... 16
	Zugspannung i. Eisen [2])	200 ... 250	160 ... 190
	Zugspannung i. Eisen [3])	300 ... 380	200 ... 240

[1]) im Beton, [2]) Beton nicht gerissen, [3]) Beton gerissen

B. Unverkleideter Stollen im Paragneis

Der Messquerschnitt II wurde im stark schiefrigen, dünnbankigen Paragneis gewählt. Der im Fibbiagneis festgestellte Unterschied der Dehnungen in den Durchmessern A und B tritt hier noch ausgeprägter in Erscheinung (Bild 4). Durchmesser A, der angenähert senkrecht zur Schichtung steht, erfährt bei der ersten Aufpressung eine Dehnung von 0,335 mm, Durchmesser B hingegen nur 0,16 mm. Beim späteren Druckwechsel zeigt sich deutlich, dass durch die erste Belastung in Richtung der beiden Durchmesser folgende plastische Verformung des Gebirges stattfand:

Durchmesser A = 0,29 mm bleibend
Durchmesser B = 0,05 mm bleibend

Für die Gesamtverformung und für die elastischen Deformationen ergeben sich als Mittel aus den beiden Durchmessern gemäss Bild 6 folgende Durchmesserdehnungen:

Erste Belastung:	Mittel	0,240 mm	(Gesamtverformung)
Erste Entlastung:	«	0,075 mm	elastisch
Zweite Belastung:	«	0,075 mm	elastisch
Zweite Entlastung:	«	0,070 mm	elastisch

Demnach war die bleibende Verformung im Durchmesser A rund 7 mal, dagegen im Durchmesser B nur halb so gross wie die elastische Deformation. Aus diesen Dehnungen können die Moduli berechnet werden, wobei der Verformungsmodul des Gebirges mit V_F bezeichnet wird:

Verformungsmodul $V_F = 120\,000$ kg/cm²
Elastizitätsmodul $E_F = 390\,000$ kg/cm²

Eine Betonverkleidung, die hier vor der Vorbelastung erstellt wird, erleidet wesentlich grössere Beanspruchungen als eine solche, die nachher zur Ausführung gelangt.

C. Verkleideter Stollen in der Tremolaserie

In der Tremolaserie sind die Felsverhältnisse ungünstig: sehr gebräche Strecken wechseln ständig mit etwas standfesteren Partien, auch der Wasserandrang war zeitweilig

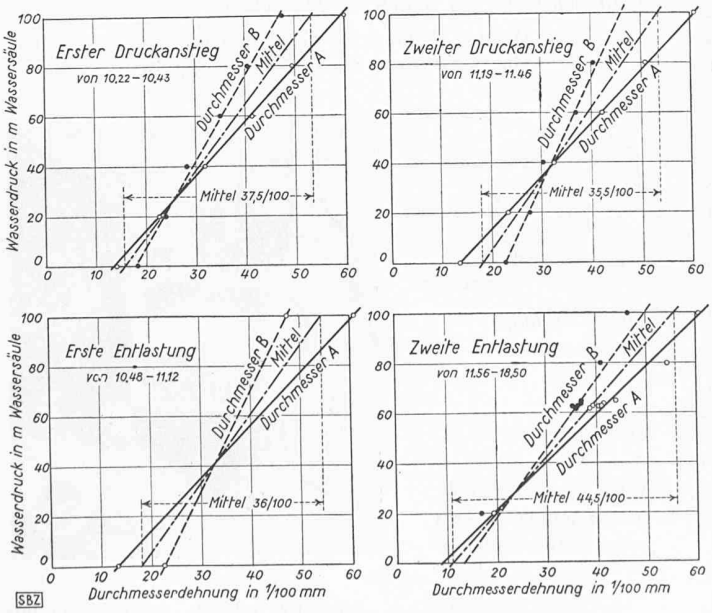

Bild 5. Auswertung der Messergebnisse für Querschnitt Ia

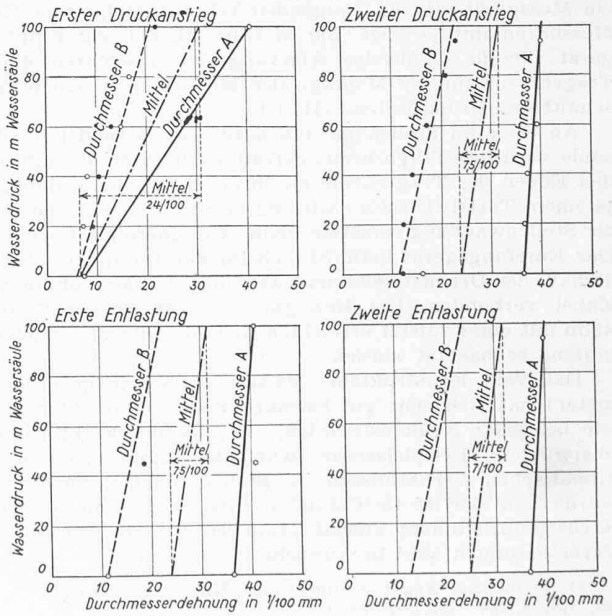

Bild 6. Auswertung der Messergebnisse für Querschnitt II

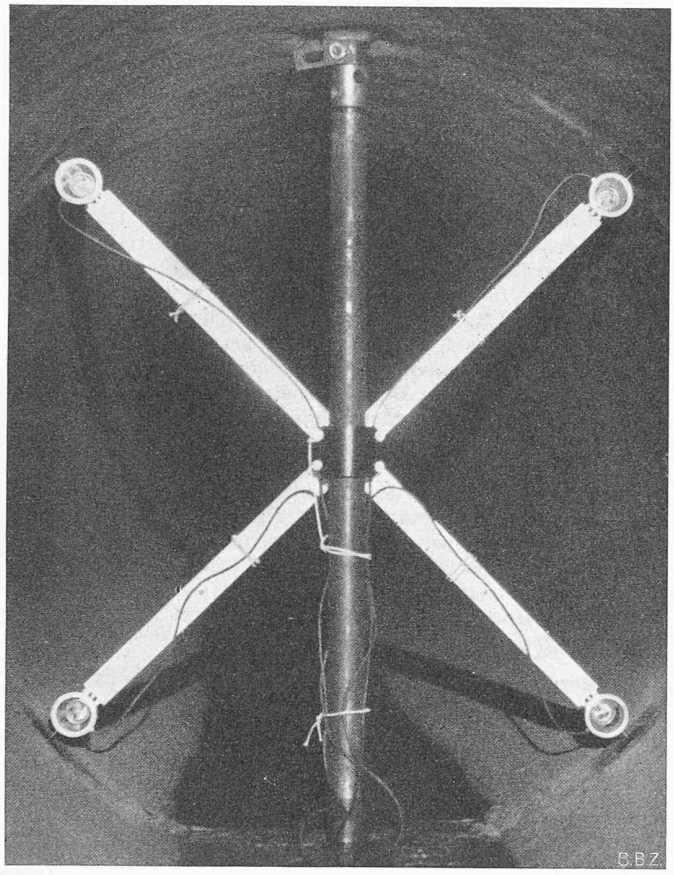

Bild 7. Messeinrichtung im Querschnitt III

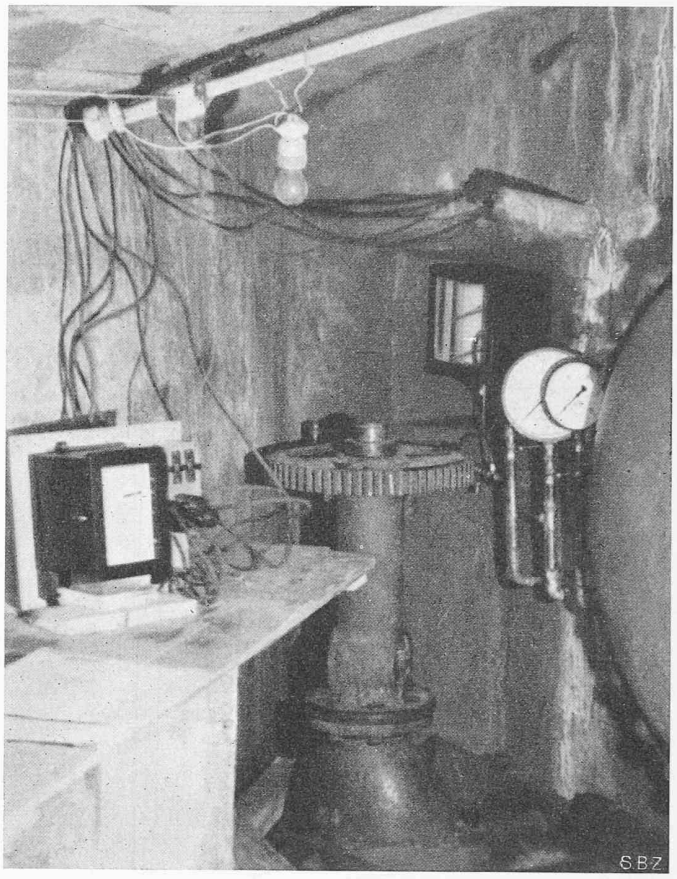

Bild 8. Messtation zu Querschnitt III in Fenster 4. Links Empfangsgerät

erheblich. Ein Abpressversuch im rohen Stollen konnte in dieser Sektion nicht ausgeführt werden, da eine Vermehrung der Wasserführung im Gebirge unbedingt vermieden werden musste. Die in dieser Felsformation durchgehend ausgeführte Betonverkleidung und die Armierung wurden den jeweiligen Felsverhältnissen nach bester Möglichkeit angepasst.

Im Messquerschnitt III, etwa 50 m oberhalb des Wasserschlosses, besteht die Stollenauskleidung aus einer etwa 30 cm starken unarmierten Betonschale und einem 7 cm starken armierten Gunitmantel. Der Axabstand der Armierungseisen von 26 mm ⌀ beträgt 8 cm (Bild 7 und 8).

Die Durchmesserdehnungen im Verlauf der sehr langsam erfolgten Stollenfüllung und Aufpressung sind aus Bild 9 ersichtlich. Nach einer praktisch gleich grossen Dehnung in beiden Durchmessern am 7. Mai 1946 war am folgenden Tag eine Vergrösserung im Durchmesser B um etwa 0,10 mm gegenüber Durchmesser A festzustellen. Dieser Unterschied hat sich bis zur Entlastung am 24. Mai 1946 auf etwa 0,20 mm vergrössert und blieb auch nach der Entleerung erhalten. Zugleich konnte am Abend des 8. Mai 1946 ein erheblicher Abbau der anfänglichen Dehnungen beobachtet werden, was auf eine Entlastung der Verkleidung bei gleichbleibendem Innendruck von 10 kg/cm² schliessen liess. Später zeigte sich, dass die Verkleidung wenige Meter oberhalb des Messquerschnittes einen Haarriss aufwies, so dass vermutlich von hier aus eine Druckerhöhung im Gebirgswasser hinter der Verkleidung erzeugt wurde.

Tabelle 2. Auf Grund der gemessenen Dehnungen (nach Bild 10) berechnete Spannungen im Beton in kg/cm²

Angenommener Elastizitätsmodul E_B des Verkleidungsbetons in kg/cm²		100 000	150 000	200 000
Eisenspannung		+ 343	+ 343	+ 343
Beton-Innenleibung	Radiale Druckspannung	— 7,7	— 7,7	— 7,7
	Tang. Zugspannung . .	+ 15,0	+ 23,2	+ 31,5
Kontaktzone Beton-Fels	Radiale Druckspannung	— 3,1	— 1,5	—
	Tang. Zugspannung . .	+ 10,4	+ 16,9	(+23,5)
Verformungsmodul des Gebirges . .		32 500	14 500	—

In Bild 10 sind die Durchmesserdehnungen vom 6. Mai bis 8. Mai 1946 in Funktion des Stollen-Innendrucks aufgetragen. Darin ist die anfängliche scheinbare Dehnung infolge der Temperaturänderung deutlich erkennbar. Im Mittel aus beiden Durchmessern ergibt sich für den Innendruck von 10 kg/cm² eine Stollenausweitung von 0,327 mm. In Anbetracht des kleinen Stollen-Durchmessers von 2,0 m und der starken Armierung des Gunitmantels ist diese Ausweitung als gross zu bezeichnen. Es ergeben sich damit die rechnerischen Spannungsverhältnisse nach Tabelle 2.

Daraus ist ersichtlich, dass die Beton-Zugspannungen 20 bis 30 kg/cm² betragen und somit im Bereich der Bruchfestigkeit des Betons liegen. Die Bildung von Haarrissen ist daher zu erwarten. Der Verformungsmodul des Gebirges ist ausserordentlich niedrig, was in Anbetracht des zerrütteten Felsmantels verständlich ist.

Der Dehnungsverlauf bei der Entlastung (2½ Wochen später) zeigt ein ähnliches Bild wie die Aufpressung. Die Durchmesserdehnungen betrugen noch:

bei Durchmesser A im Mittel 0,265 mm
bei Durchmesser B im Mittel 0,285 mm.

Aus verschiedenen Anzeichen kann auf die Möglichkeit erheblicher plastischer Deformationen im zerrütteten Gebirge geschlossen werden. Die genaue Bestimmung dieser bleibenden Verformung ist jedoch nicht möglich. Bei der Verminderung des Stollenwasserdruckes bis auf Null hat die kräftige Armierung das Bestreben, den ursprünglichen Durch-

Tabelle 3. An Gesteinsprismen gemessene Elastizitätsmoduli in kg/cm² u. plastische Deformationen in % der Gesamtdeformation

	Belastungsstufe kg/cm²	Fibbiagneis A	Fibbiagneis B	Paragneis C	Paragneis D
Elastizitätsmoduli . . .	50 . . . 5	155 000	146 000	234 000	220 000
	100 . . . 5	168 000	151 000	240 000	232 000
Plastische Deformationen.	50 . . . 5	27	25	21	21
	100 . . . 5	28	21	19	20

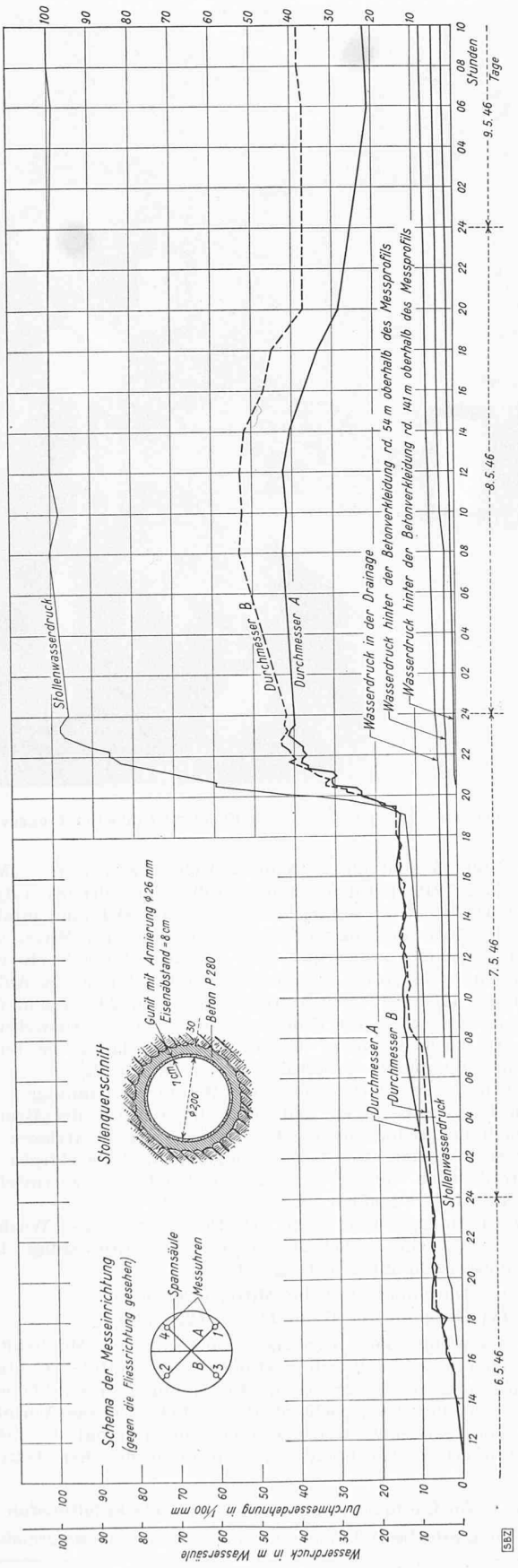

Bild 9. Dehnungsmessung in Querschnitt III. Zeitlicher Verlauf der Wasserdrücke und Dehnungen

messer wieder anzunehmen. Die Armierung besorgt somit im Bereich ihrer Möglichkeit den Abbau der Durchmesserdehnung.

IV. Zusammenfassung der hauptsächlichsten Ergebnisse

Das wichtigste Ergebnis der ausgeführten Messungen ist die Erkenntnis, dass in jeder Gebirgsart bei der ersten Belastung bleibende Deformationen zu erwarten sind, deren Anteil an der Gesamtdeformation 10 % bis 90 % betragen kann. Sie sind nur zum kleinsten Teil eine Funktion der plastischen Verformungen des homogenen Felsens; vielmehr werden sie durch Klüfte, Schichtung oder Schieferung im Gebirge verursacht.

Messungen an Gesteinsprismen haben die auf Tabelle 3 zusammengestellten Werte ergeben.

Wie aus Tabelle 3 ersichtlich ist, sind kleine plastische Deformationen des Felsens immer zu erwarten. Die Gleichmässigkeit der Messwerte ist auffallend. Am Gebirge dagegen ist in den verschiedenen Richtungen mit grossen Unterschieden zu rechnen. Die strukturellen Verschiedenartigkeiten, die wechselnden Lagerungsbedingungen der Schichten, eventueller Gebirgsdruck, Lockerung des Zusammenhanges in der Randzone durch die Sprengarbeiten usw. verhindern die einheitliche Wirkung des Felsmantels. Bei den ersten Belastungen erfolgen Verschiebungen in den Pressfugen des Gebirges, die in den verschiedenen Durchmesserrichtungen recht unterschiedliche bleibende Verformungen verursachen können.

Die Messungen lassen weiter erkennen, dass sich die bleibenden Deformationen bei mehrmaligem Lastwechsel einem Endwert nähern. Von diesem Zeitpunkt an verhält sich das Gebirge praktisch vollständig elastisch. Der alsdann zur Wirkung kommende Elastizitätsmodul ist immer grösser und damit günstiger als der anfängliche Verformungsmodul. Als Beispiel sei wiederum auf Querschnitt II verwiesen, wo der mittlere Verformungsmodul 120 000 kg/cm², der mittlere Elastizitätsmodul dagegen 390 000 kg/cm² beträgt.

V. Folgerungen

Es erscheint unerlässlich, die bereits gesammelten Kenntnisse über die Struktur und das elastische Verhalten des Gebirges noch durch vermehrte Deformationsmessungen zu vertiefen. Die konsequente Durchführung und Auswertung solcher Messungen wird zu wertvollen neuen Erkenntnissen in bezug auf die Einbauweise der Stollenverkleidung und die Bemessung der Armierung führen.

Die Betonverkleidung, der die Aufgabe zufällt, die Reibungsverluste im Stollen zu verringern, die Wasseraustritte aus dem Stollen in das Gebirge zu verhindern und in gebrächem Material die Stabilität sicherzustellen, ist zur Uebernahme des inneren Wasserdruckes wegen der verhältnismässig kleinen Zugfestigkeit des Betons schlecht geeignet.

Mit der Rundeisen-Armierung lassen sich die Zugspannungen im Beton nur unbedeutend herabsetzen; überdies kann sie meistens nur teilweise ausgenützt werden. Sie dient aber sehr gut dazu, die Rissbildungen infolge des inneren Wasserdruckes auf den ganzen Stollenumfang zu verteilen, so dass sich höchstens Haarrisse bilden, die zu keinen bedeutenden Wasserverlusten führen können.

Die Grösse der Zugspannungen in der Betonverkleidung ist besonders abhängig von den Elastizitätsmoduli des Gebirges und des Betons und zwar sind sie umso kleiner, je grösser der erste und je niedriger der zweite ist. Da der reine Elastizitätsmodul des Gebirges immer grösser ist als der anfängliche Verformungsmodul, so besteht die Möglichkeit, durch eine Vorbelastung des Stollens und erst nachherige Ausführung der Verkleidung für diese je nach der Gebirgsbeschaffenheit bedeutend günstigere Voraussetzungen bezüglich der statischen Auswirkung des Innendrucks zu schaffen, also die Zugspannungen im Beton herabzusetzen. Der Elastizitätsmodul des Betons kann erfahrungsgemäss innerhalb gewisser Grenzen durch geeignete Zuschlagstoffe und zweckmässige Zusammensetzung ohne Beeinträchtigung der Wasserdichtigkeit niedriger gehalten werden.

Grundsätzlich sollte beim Bau von Druckstollen und Druckschächten schon möglichst frühzeitig in den verschiedenen Gebirgsformationen in besonderen Versuchstollen durch Abpressungen und gleichzeitige Dehnungsmessungen die bleibende Verformung und der reine Elastizitätsmodul des Gebirges, sowie die Wasserverluste festgestellt werden, damit auf Grund der Messergebnisse die zweckmässig scheinenden Vorbelastungen des ganzen Stollens oder einzelner Teilstrecken, sowie die Ausbildung der Verkleidung ohne oder mit Armierung im Zusammenhang mit dem Bauprogramm rechtzeitig festgelegt werden können.

Die Einordnung einer Vorbelastung des Stollens in das gewöhnlich schon aufs äusserste angespannte Bauprogramm dürfte meistens auf Schwierigkeiten stossen. Es muss deshalb in jedem Fall eingehend abgeklärt werden, ob die mit einer Vorbelastung vermeintlich erzielbaren Kosteneinspa-

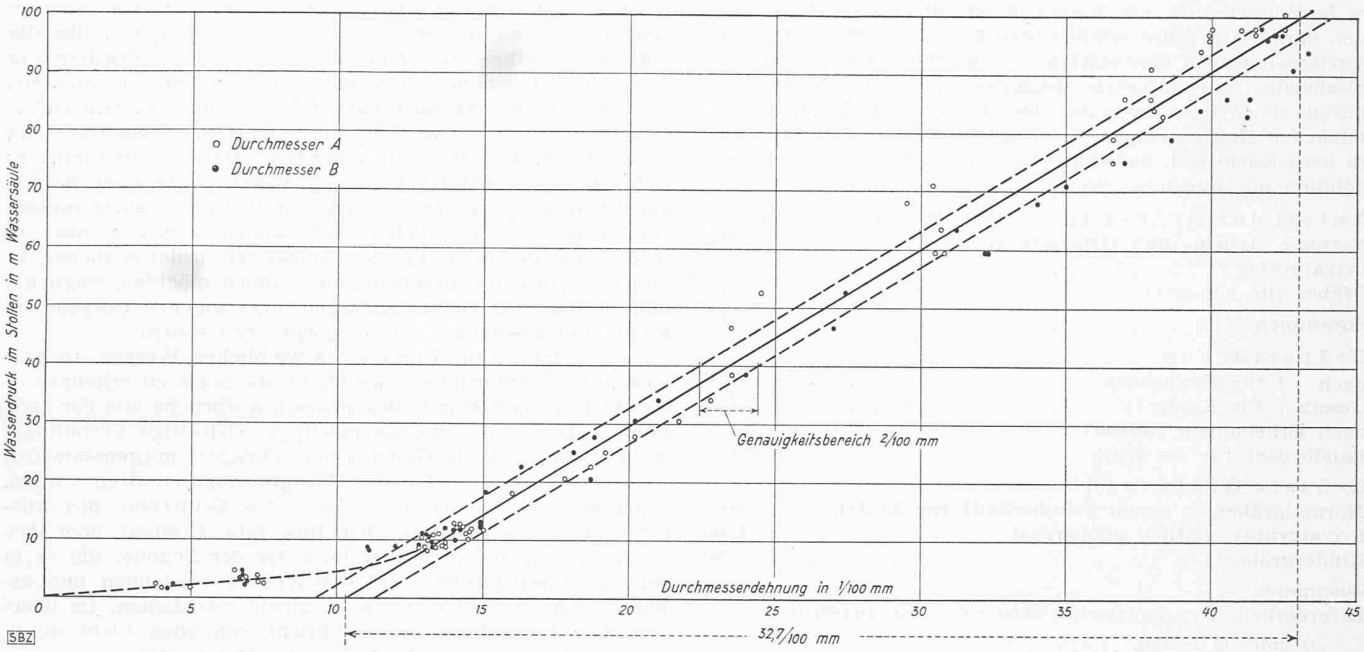

Bild 10. Auswertung der Messergebnisse für Querschnitt III. (Druckanstieg vom 6. 5. 46, 11 h bis 8. 5. 46, 10 h)

rungen an der Stollenauskleidung im Hinblick auf die damit eventuell verbundenen Mehrkosten infolge zeitweiser Behinderung des ganzen Baubetriebes und einer allfälligen Bauzeitverlängerung wirkliche Vorteile zu bieten vermögen.

Sofern eine Vorbelastung wegen gebrächem Gebirge, rascher Verwitterung des Gesteins oder bauprogrammlichen Gründen usw. nicht möglich, also eine sofortige Auskleidung des Stollens notwendig ist, sollte diese vorerst ohne Armierung ausgeführt werden. Eine anschliessend durchgeführte Stollenabpressung wird den Charakter des Gebirges mit aller wünschbaren Deutlichkeit zeigen. Klaffende Risse in der Betonauskleidung lassen mit Sicherheit grosse plastische Verformbarkeit des Gebirges feststellen. Hier wird es zweckmässig sein, einen Gunitmantel einzuziehen und die Risse durch Injektionen zu dichten. Eine allfällige Armierung des Gunites ist jedoch nur noch für den reinen Elastizitätsmodul des Gebirges zu bemessen, was sich wirtschaftlich sehr günstig auswirkt. Zudem kann bei stark wechselnden Gebirgsformationen die Erstellung des Gunitmantels auf die Stollenstrecken beschränkt werden, wo er wirklich nötig ist.

In Stollen und Schächten mit einem Innendruck von einigen hundert Metern Wassersäule ist die Rissbildung im Verkleidungsbeton auch bei hohem Fels - Elastiztätsmodul nicht zu vermeiden. Diese Risse öffnen sich bei der Drucksteigerung und schliessen sich vollständig bei der Entlastung, sofern keine bleibenden Verformungen im Gebirge eingetreten sind. Wenn das Oeffnen der Risse unter der Belastung zu untragbaren Wasserverlusten führt, ist es zweckmässig, eine Blechpanzerung anzuordnen, deren Stärke ebenfalls auf Grund der Verformungsmöglichkeit des Gebirges zu bemessen ist.

Vom Studentenheim an der E. T. H.

DK 378.187

Dem Jahresbericht 1946/47 des Vereins Studentenheim an der E. T. H. entnehmen wir folgende, für einen weiteren Kreis Interesse bietende Angaben:

Als Ersatz für den ausgeschiedenen (und inzwischen verstorbenen) Dir. Dr. E. Dübi wurde Dir. Dr. H. Schindler in den Vorstand des Vereins Studentenheim gewählt.

Im Berichtsjahr hat man bedeutende bauliche Umänderungen vorgenommen. In der Küche sind fünf neue Räume eingerichtet und im Keller 100 m² Bodenfläche ausgebaut worden. Ausserdem wurden u. a. Verbindungstreppen, ein Lieferanteneingang und ein Speiseaufzug erstellt. Der Verein leistete an die Umbaukosten einen Beitrag von 23 600 Fr., den Hauptteil übernahm der Bund. Für Mobiliar-Anschaffungen und -Unterhalt verausgabte der Verein 40 800 Franken.

Wie gewohnt, waren nur November, Mai und Juni volle Betriebsmonate. Wegen der genannten grösseren Umbauarbeiten blieb das Heim im Sommer 1946 ausnahmsweise lange, nämlich während 15 Wochen geschlossen. Dieser bedeutende Ausfall, sowie verschiedene Nachkriegsauswirkungen beeinflussten das finanzielle Ergebnis ungünstig. Mit 472 955 Konsumationen war die Frequenz gegenüber dem Vorjahr um 18 % geringer und zwar ist der Rückgang bei den Morgen- und Abendessen am bedeutendsten, nämlich je rd. 24 %; offenbar weil die Studenten wegen der Zimmerknappheit meist in erheblicher Entfernung von den Hochschulen wohnen und nur mittags zum Essen ins Heim kommen. Das Bedürfnis nach billigen und reichlichen Tagesplatten ist recht bedeutend und hat gegenüber dem Vorjahr nur um 5 % abgenommen. Die Einnahmen pro Kopf und Konsumation haben sich auf Fr. 1.30 erhöht, gegenüber Fr. —.85 vor dem Krieg (= Erhöhung 53 %). Die Gesamt-Jahreseinnahmen stellen sich auf Fr. 665 418.40 und die Ausgaben auf Fr. 648 399.47, was einen Rohgewinn von Fr. 17 018.93 ergibt. Im Durchschnitt gaben die Gäste für das Mittagessen Fr. 1.66, für das Abendessen Fr. 1.65, für das Frühstück Fr. —.79 und für Kaffee Fr. —.72 aus, wobei besonders die zwei letzten Zahlen in stetigem Steigen begriffen sind. Die Durchschnittsauslagen eines Studenten für volle monatliche Verköstigung betragen inklusive Kaffee 145 Franken.

Infolge der Teuerung müssen im Herbst 1947 die Preise der Essen von Fr. 1.70 auf Fr. 1.90 und der Tagesplatte von Fr. 1.20 auf Fr. 1.40 erhöht werden. Die Tagesplatte zu 1 Fr. kann nicht mehr abgegeben werden.

Die Zahl der aufgelegten Zeitungen hat sich stark vergrössert und umfasst nun auch norwegische, türkische, ungarische und ägyptische Blätter. Die studentischen Veranstaltungen und Sitzungen im Heim sind im Berichtsjahr auf 536 angewachsen.

DK 718

Friedhofplanung und Bevölkerungsbewegung

Hierüber berichtet Gemeinde-Ingenieur E. Ochsner im «Werk» Nr. 3 vom März 1947 an Hand des Beispiels der Gemeinde Zollikon. Es ist einleuchtend, dass sich die moderne Friedhofplanung, ähnlich wie die Projektierung anderer kommunaler Einrichtungen wie Strassen, Wasserversorgungen, Kanalisationen usw. auf die Bevölkerungsstatistik stützen muss. Graphische Aufzeichnungen der Einwohnerzahlen und der Bestattungsfälle über einen längeren Zeitabschnitt erlauben durch Extrapolation auf die mutmassliche Entwicklung in der Zukunft zu schliessen. Dabei muss sich die Zunahme der Bevölkerungszahl einem der grösstmöglichen Ausdehnung der Wohnquartiere entsprechenden Maximum angleichen. Ungefähr proportional zu diesem wird auch die Zahl der Bestattungen einem Höchstwert zustreben. Für Zollikon ergab sich eine höchste Einwohnerzahl von etwa 10 000, die bei gleichmässiger, jährlicher Zunahme ungefähr im Jahre 2000 erreicht sein dürfte. Die Anzahl Bestattungen wurde zu 9 ‰ der Bevölkerungszahl ermittelt. Werden diese Werte, die natürlich für jedes Gemeinwesen charakteristisch und neu