Zeitschrift: Schweizerische Bauzeitung
Herausgeber: Verlags-AG der akademischen technischen Vereine
Band: 73 (1955)
Heft: 32

Artikel: Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Marmorera
Autor: Vonplon, R.
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-61968

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: 12.07.2025

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

Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Marmorera

Von Dipl. Ing. **R. Vonplon,** Büro für Wasserkraftanlagen der Stadt Zürich

DK 627. 842.0014

I. Einleitung

Der Vortrieb des 9,4 km langen Druckstollens bestätigte die mannigfaltige geologische Struktur, die das Oberhalbstein auszeichnet. Der Stollen durchfährt zwei geologische Einheiten: vom Stolleneinlauf im Stausee Marmorera bis zum Fenster Faller bei Km. 2,45 die sogenannte Platadecke und anschliessend bis zum Wasserschloss den Arblatschflysch (oberer Flysch). Die Marmelserzone der Platadecke setzt sich zur Hauptsache zusammen aus Grünschiefern, Serpentin und Radiolarit, während der Arblatschflysch sich vom Fenster Faller bis zum Wasserschloss in Kalkschiefer, kalkige Sandsteine, grobe Sandsteine, sandige Kalkschiefer und schwarze Tonschiefer gliedert. Vom Stolleneinlauf bis Km. 1,00 unterfährt der Stollen die Störzone einer grossen Sackung des Talhanges. Der stark gebräche Serpentin und der ziemlich klüftige Grünschiefer machten deshalb auf lange Strecken eine armierte Gunitauskleidung notwendig. Auch die häufigen Wechsel der Komponenten der Marmelserzone mit ihren klüftigen Kontaktschichten bedingten zahlreiche örtliche Gunitauskleidungen. Der Arblatschflysch hingegen erwies sich im grossen und ganzen als standfest und vorwiegend trocken.

Der relativ hohe Innendruck (Stolleneinlauf 6,5 atü, Wasserschloss 10 atü) und die gegen das Wasserschloss hin mit wachsendem Innendruck abnehmende Felsqualität drängten die Vornahme von Abpressversuchen mit Dehnungsmessungen zur Bestimmung der Elastizitätsmoduli E_F der verschiedenen Felsarten auf. Den ungestörten kompakten Grünschiefern und Sandsteinen der oberen Stollenhälfte durften von vornherein hohe E_F-Werte zugemutet werden. Die Dehnungsmessungen konnten sich somit auf die standfesten Kalk- und Tonschiefer des Arblatschflysches beschränken, für deren Betonverkleidung ein rechnerischer Nachweis der Zugbeanspruchung des Betons notwendig erschien.

II. Abpressversuche mit Dehnungsmessungen im unverkleideten Stollen

Diese Versuche mussten frühzeitig, d. h. gleichzeitig mit den Vortriebsarbeiten durchgeführt werden, damit auf Grund ihrer Resultate die Bemessung der Stollenauskleidung vor Beginn der Betonarbeiten abgeschlossen werden konnte. Anderseits durften die Versuche die Arbeiten des Vortriebes nicht beeinträchtigen. Dieser Bedingung genügte die Anordnung eines ersten Versuches im Fensterstollen Nascharegnas Km. 5,285 und eines weiteren Versuches im horizontalen Stollen der unteren Wasserschlosskammer Km. 9,160. Nachfolgend soll über diese beiden Versuche berichtet werden.

a) Abpressversuch im Fensterstollen Nascharegnas Km. 5,285

Dieser Versuch wurde in einem 30 m langen Querstollen zum Fensterstollen in standfestem schieferigem Sandkalk mit Tonschiefer und etwas Quarz angeordnet. Im Versuchsabschnitt von 7,50 m Länge ist der Fels mit Rücksicht auf die Wasserknappheit mit Zementmörtel wasserdicht verputzt worden. Bild 1 zeigt die luftseitige Ansicht des armierten Betonzapfens mit dem Mannloch und den Armaturen, wie Fülleitung mit Wasserzähler, Entleerung, Entlüftung, Wasserentnahmen für die Temperaturmessungen oben und unten, Kabeldurchführungen und Manometer. Auf der Brüstung des Sammeltroges für die Messung der Wasserverluste des Zapfens steht das Ablesegerät, das sich normalerweise auf einem Tisch befindet und mit den Kabeln der Geberdosen (Messuhren) verbunden ist. Bild 2 zeigt die Wasserseite des Zapfens und die Messeinrichtung mit den Kabeln des Messquerschnittes I. Eine ausführliche Beschreibung der verwendeten Messinstrumente und des Messprinzipes findet man in «Talsperren-Messtechnik» von Dr. *A. U. Huggenberger,* Zürich. Ein weiterer Messquerschnitt II wurde in 3,00 m Entfernung eingerichtet. Der mittlere lichte Durchmesser des Versuchsstollens betrug 2,486 m. In Tabelle 1 sind die Durchmesserdehnungen angegeben, die bei zwei Druckanstiegen auf 10,8 atü gemessen wurden; dabei sind die Zahlen die Mittelwerte aus den Ablesungen an den zwei Messuhren jeden Messquerschnittes.

Tabelle 1. Gemittelte Durchmesserdehnungen bei 10,8 atü im Fensterstollen Nascharegnas Km. 5,285

Messquerschnitt	I	II	Mittel
erster Druckanstieg	0,137 mm	0,155 mm	0,146 mm
erste Entlastung	0,088 mm	0,120 mm	0,104 mm
zweiter Druckanstieg	0,088 mm	0,127 mm	0,108 mm
zweite Entlastung	0,087 mm	0,115 mm	0,101 mm

Die wesentlich grösseren Dehnungen des Messquerschnittes II sind auf lokale Gefügestörungen talseitig im Stollen-

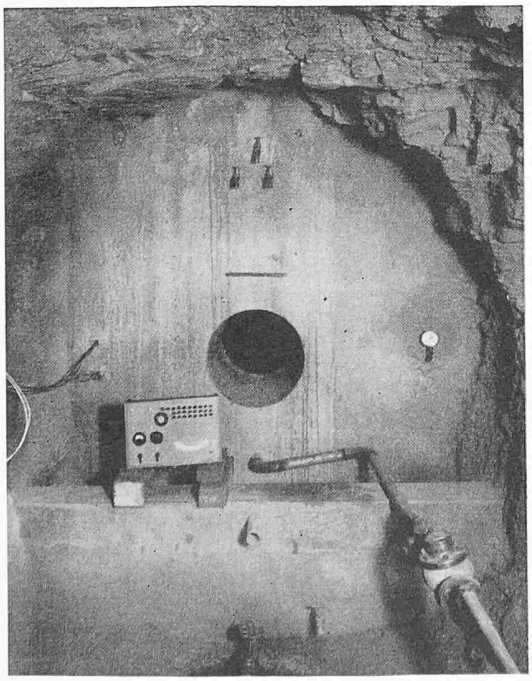


Bild 1. Luftseite des Abpresszapfens

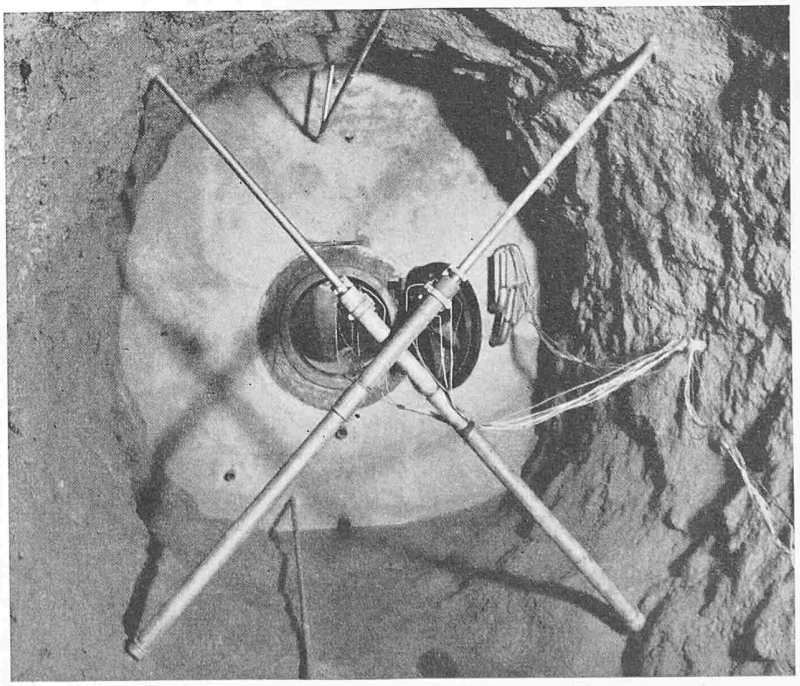


Bild 2. Wasserseite des Abpresszapfens im Fensterstollen Nascharegnas

scheitel zurückzuführen. Aus den gemessenen Durchmesserdehnungen lassen sich folgende Moduli des Felsens berechnen [1]): Verformungsmodul V_F = 215 000 kg/cm²
Elastizitätsmodul E_F = 310 000 kg/cm²

b) Abpressversuch Wasserschloss Km. 9,160

Dieser Versuch wurde im Prinzip gleich angeordnet wie derjenige in Nascharegnas. Der schwarze Tonschiefer weist eine beinahe horizontale Schieferung auf. Die Teleskopröhren der Messuhren wurden deshalb horizontal und lotrecht versetzt. Die Dehnungen der beiden Druckanstiege auf 10,8 atü bzw. 10,5 atü erreichten tatsächlich in vertikaler Richtung infolge der Felsablösung im Stollenscheitel viel grössere Werte als horizontal; sie sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2. Dehnungen des Durchmessers 3,77 m bei 10,8 atü bzw. 10,5 im Wasserschloss Km. 9,160

	Druck atü	Messquerschn. I horiz. mm	Messquerschn. I vertikal mm	Messquerschn. II horiz. mm	Messquerschn. II vertikal mm
erster Druckanstieg	10,8	0,136	0,702	0,148	0,468
erste Entlastung		0,168	0,700	0,160	0,683
zweiter Druckanstieg	10,5	0,144	0,692	0,153	0,665
zweite Entlastung		0,152	0,701	0,153	0,752

Die grossen vertikalen Dehnungen sind als rein plastische Deformationen auszulegen; ihr Mittelwert im Betrage von 0,70 mm ergibt einen Verformungsmodul $V_F{}^v$ = 48 000 kg/cm². Die schieferigen Ablösungen des Stollenscheitels verlangten von vornherein eine armierte Gunitauskleidung auf die ganze Länge des Stollens der unteren Wasserschlosskammer. Die horizontalen Durchmesserdehnungen hingegen lassen aus dem Mittelwert 0,15 mm des zweiten Druckanstieges und seiner Entlastung einen Elastizitätsmodul $E_F{}^h$ = 310 000 kg/cm² ermitteln, welcher Wert demjenigen des Abpressversuches in Nascharegnas entspricht.

c) Schlussfolgerungen

Die beiden Abpressversuche Nascharegnas und Wasserschloss zeitigten für die Strecke des Arblatschflysches folgende Resultate:

Nascharegnas: schieferigartiger Sandkalk mit Tonschiefer und Quarz
Verformungsmodul V_F = 215 000 kg/cm²
Elastizitätsmodul E_F = 310 000 kg/cm²

Wasserschloss: schwarzer Tonschiefer mit nahezu horizontaler Schieferung
Verformungsmodul $V_F{}^v$ = 48 000 kg/cm²
Elastizitätsmodul $E_F{}^h$ = 310 000 kg/cm²

Der Berechnung der Zugbeanspruchungen des Betons der Stollenauskleidung durften somit für alle kompakten und ungestörten Gesteinsarten die abgerundeten Moduli V_F = 200 000 kg/cm² und E_F = 300 000 kg/cm² zu Grunde gelegt werden.

Im Bild 3 sind die mit den Abmessungen des Druckstollens berechneten tangentialen Betonzugspannungen in Funktion des Elastizitätsmoduls E_F für die Elastizitätsmoduli 200 000 und 250 000 kg/cm² des Betons und den Innendruck p_i = 10 atü graphisch aufgetragen. Für den sich ungünstiger auswirkenden Modul E_B = 250 000 kg/cm² und V_F = 200 000 kg/cm² liest man aus dem Diagramm des Bildes 3 eine tangentiale Betonzugspannung $\sigma_t{}^B$ = 12 kg/cm² ab, während für E_F = 300 000 kg/cm² eine Beanspruchung $\sigma_t{}^B$ = 8 kg/cm² berechnet wird, d. h. der Beton wird solange höher beansprucht, bis die plastischen Verformungen des Felsens durch die ersten Abpressungen ausgelöst sind und der Verformungsmodul V_F in den grösseren Elastizitätsmodul E_F übergeht.

Zu den Beanspruchungen durch den Betriebsdruck können noch diejenigen infolge Schwinden und Temperaturänderungen hinzukommen. Die stetige Feuchtigkeit und die

[1]) *O. Frey-Baer:* Die Berechnung der Betonauskleidung von Druckstollen, SBZ 1944, Bd. 124, Nr. 14.

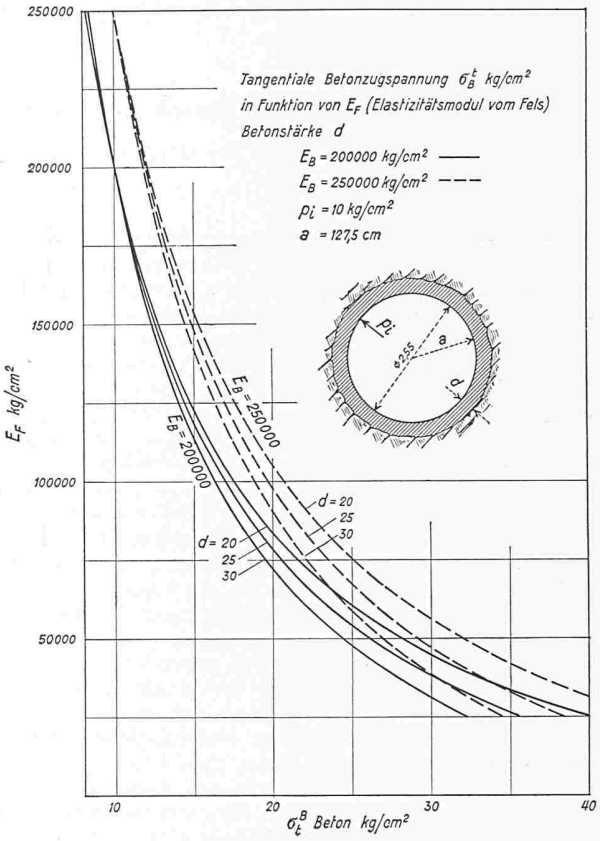


Bild 3. Tangentiale Betonzugspannung der Betonauskleidung

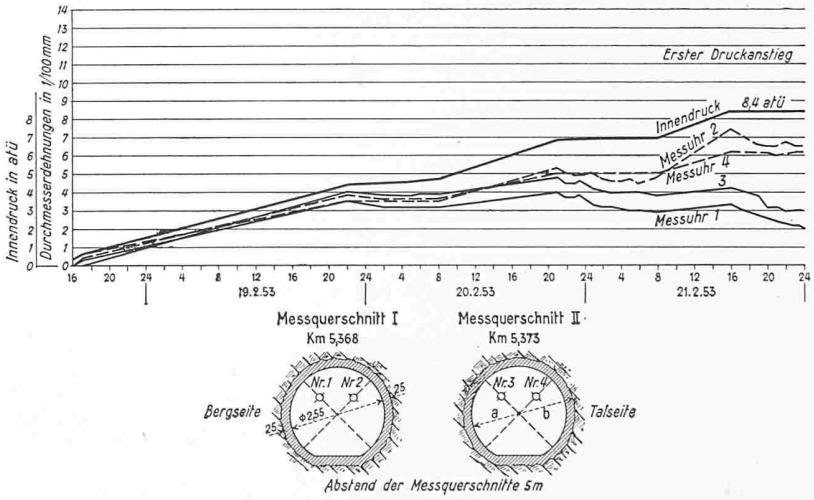


Bild 4. Dehnungsmessungen bei Km. 5,371 im Stollenprofil ohne Gunit

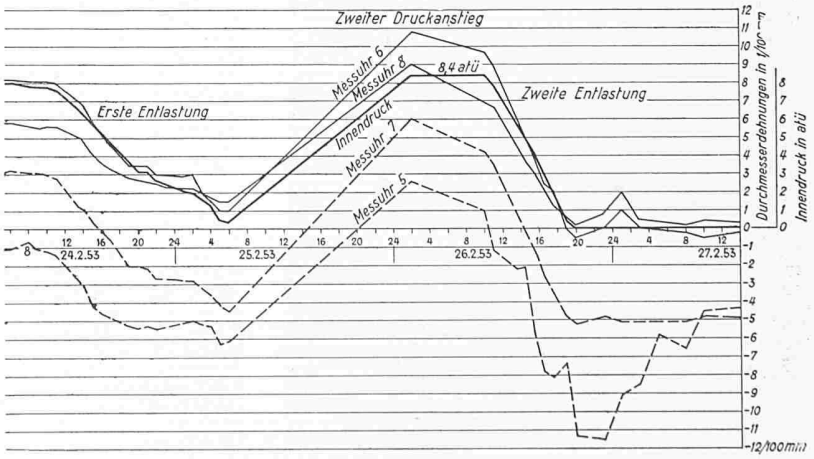


Bild 5. Dehnungsmessungen bei Km. 5,429 im Stollenprofil mit armiertem Gunit

dauernd niedrige Felstemperatur mindern den Einfluss des Schwindens herab, so dass dieser das übliche Ausmass nicht erreicht und auch nicht genauer erfasst werden kann. Ungleichmässige Temperaturänderungen der Betonauskleidung, wie sie bei der Stollenfüllung mit kaltem Wasser entstehen, können beträchtliche zusätzliche Zugbeanspruchungen des Betons hervorrufen. So berechnet sich z. B. für ein Temperaturgefälle von 4° C für die Abmessungen des Druckstollens mit Betonstärke 20 cm und E_B = 250 000 kg/cm² eine tangentiale Zugspannung von rd. 12 kg/cm², die derjenigen infolge des maximalen Innendruckes gleichkommt. Rechnet man zu diesen Beanspruchungen den Einfluss des Schwindens, so kann die tangentiale Zugbeanspruchung des Betons im Extremfalle den Wert von 30 kg/cm² und mehr erreichen und damit die Zugfestigkeit des Betons überschreiten. Diese Maximalbeanspruchung sollte vermieden werden, indem bei der Füllung der Stollen erst nach vollzogenem Temperaturausgleich unter vollen Innendruck gesetzt wird. Diese Vorsichtsmassnahme ist besonders bei den ersten Probeabpressungen, durch welche die plastischen Deformationen des Gebirges ausgelöst werden, unbedingt einzuhalten, damit der beträchtliche Spannungsanteil infolge Temperaturänderungen ausgeschaltet wird. Anderseits darf angenommen werden, dass mit den Jahren der Einfluss des Schwindens abnimmt und die Stollenauskleidung durch den sich einstellenden Gebirgsdruck in eine gewisse Vorspannung gesetzt wird. Der günstige Einfluss des Zeitfaktors lässt die Annahme zu, dass der Stollenbeton im späteren Betrieb nicht stärker beansprucht wird als während den Probeabpressungen, deren Probe er bestanden hat. Die im Frühjahr 1953 mit dem statischen Druck des maximalen Stauspiegels durchgeführten Probeabpressungen haben dies bestätigt. Nach diesen Abpressungen konnten im Beton nur vereinzelte, lokal begrenzte Risse festgestellt werden, die fast durchwegs längs den Arbeitsfugen im Stollenscheitel verliefen und auf mangelnden Verband zwischen Beton und Fels zurückgeführt werden mussten.

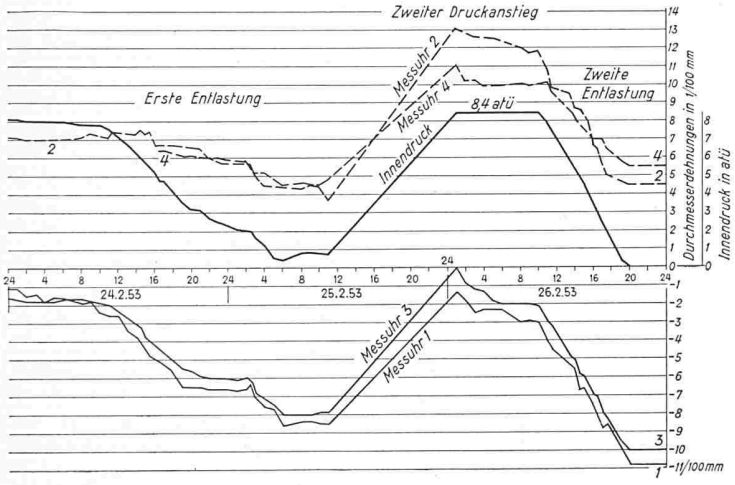
III. Abpressversuche mit Dehnungsmessungen im verkleideten Stollen

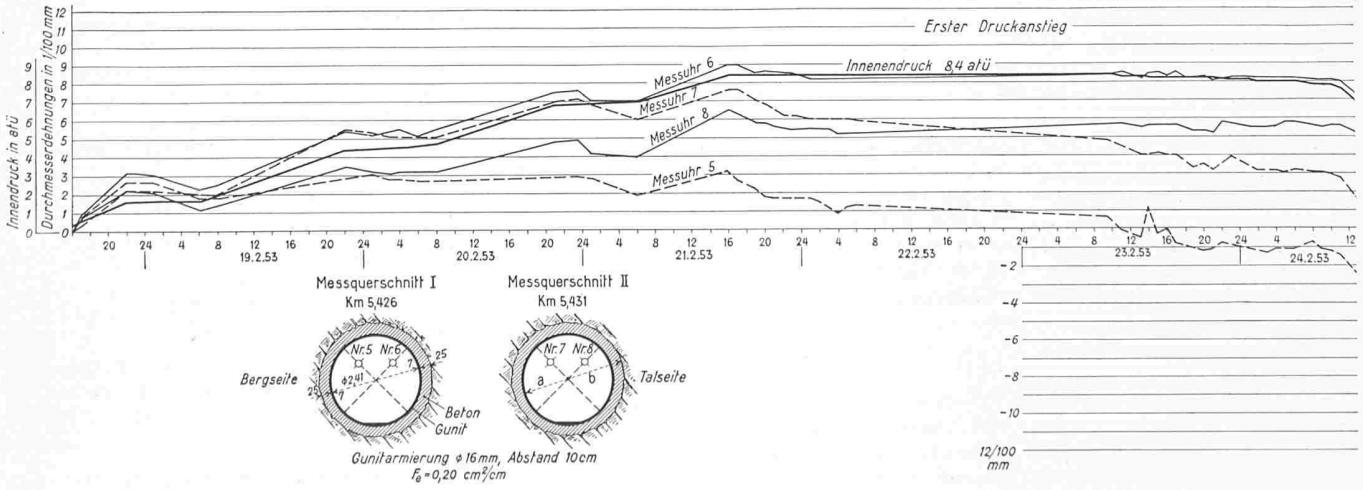
a) Abpressversuch Km. 0,530 in stark gebrächem Serpentin

Wie bereits eingangs erwähnt wurde, durchfährt der Druckstollen im ersten Kilometer auf längere Strecken stark gebrächen Serpentin. Diese Strecken mussten anschliessend an den Ausbruch mit einem 35 cm starken Betonmantel ausgekleidet werden, da der ruschelige Serpentin zu Niederbrüchen neigte und deshalb mit der Zeit zu Druckeinwirkungen Anlass gegeben hätte. Nach Beendigung der Betonierung wurde mittels zweier Betonzapfen bei Km. 0,530 ein 15 m langer Versuchsstollen erstellt. Es war vorgesehen, in diesem Versuchsstollen eine Gunitauskleidung mit verschieden starker Armierung einzuziehen und mittels Abpressungen und Dehnungsmessungen die wirtschaftlichste Armierung zu ermitteln. Infolge Zeitnot konnte die Gunitauskleidung nicht erstellt werden und der Versuch musste sich auf die Abpressung des Betonmantels allein beschränken. Dieser Versuch zeitigte trotzdem aufschlussreiche Resultate. Der Versuchsdruck konnte trotz des Zuflusses von 120 l/min nicht höher als 4,5 atü gesteigert werden. Die Durchmesserdehnungen betrugen im Messquerschnitt I vertikal 0,59 mm, horizontal 0,11 mm, im Messquerschnitt II vertikal 0,51 mm, horizontal 0 mm.

Die vertikalen Dehnungen sind auffallend gross und lassen auf Hohlräume zwischen Beton und Fels im Stollenscheitel schliessen. Berechnet man aus dem Mittel der gemessenen Dehnungen rückwärts den Elasitizitätsmodul des Gebirges, so gelangt man zum Resultat E_F = 0. Ohne Mitwirkung des Gebirges wird die Betonauskleidung in der inneren Stollenleibung durch den Innendruck p_i = 4,5 atü mit 20 kg/cm² Zug beansprucht. Diese Zugspannung genügte, um die Zugfestigkeit des Betons in den Arbeitsfugen zu überwinden. Nach Entleerung des Versuchsstollens zeigte sich, dass alle Arbeitsfugen der Sohle und des Scheitels klafften, so dass der grösste Teil des Aufpresswassers entweichen musste. Auf Grund dieses Versuches konnte somit eindeutig festgestellt werden, dass im Zeitpunkt seiner Ausführung (Januar 1951) noch kein entlastender Gebirgsdruck auf die Betonverkleidung wirkte. Ein Abpressversuch mit armiertem Gunit hätte deshalb in diesem Zeitpunkt ein ungünstiges Resultat gezeitigt und veranlasst, eine zu starke, unwirtschaftliche Gunitarmierung vorzusehen.

Der Bemessung der ausgeführten Gunitauskleidung war die Annahme zugrunde gelegt worden, dass durch zusätzliche Zementinjektionen und durch einen vor der Inbetriebsetzung des Druckstollens zu erwartenden Bergdruck sich mindestens eine Entlastung äquivalent einem Elastizitätsmodul von E_F = 25 000 kg/cm² einstellen werde. Wie stark ein noch so





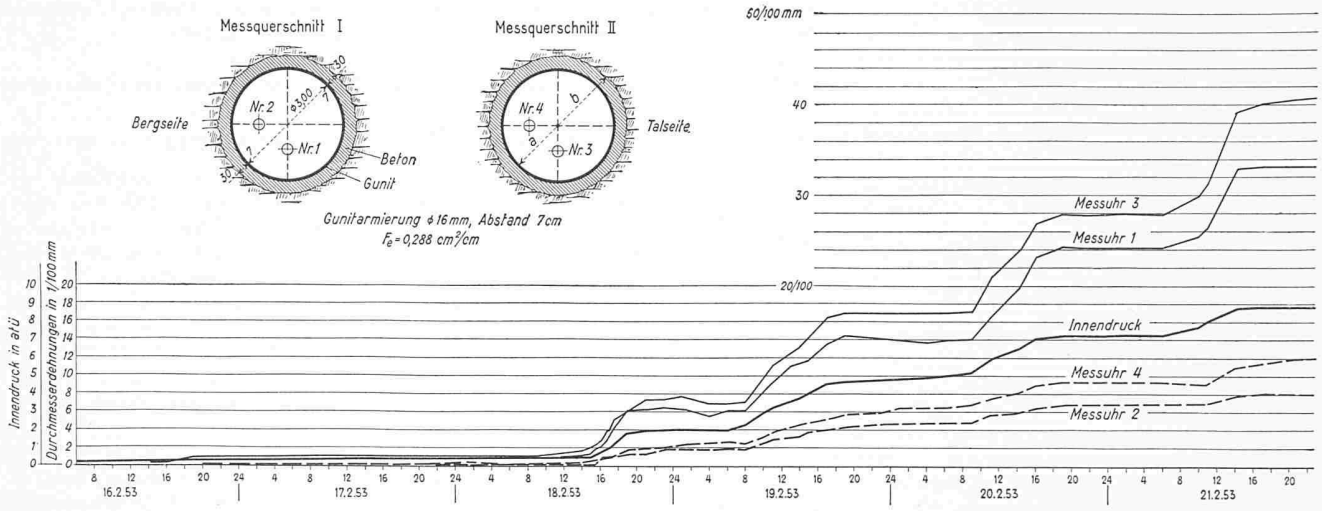


Bild 6. Dehnungsmessungen im Wasserschloss

kleiner Elastizitätsmodul E_F die Zugbeanspruchung der Gunitarmierung herabmindert, geht aus Tabelle 3 hervor:

Tabelle 3. Zugbeanspruchung der Gunitarmierung

Annahmen: Beton 35 cm gerissen, Gunit 7 cm, E_B = 250 000 kg/cm², Radius des Lichtprofils a = 120,5 cm, Radius des Felsausbruches b = 162,5 cm, Innendruck p_i = 10 atü.

Gunitarmierung	Eisenzugspannungen σ_e			
cm²/cm	E_F = 60 000 kg/cm²	E_F = 40 000 kg/cm²	E_F = 25 000 kg/cm²	E_F = 0 kg/cm²
0,2	410	585	868	6000
0,4	386	530	760	3000
0,6	362	487	673	2000
0,8	340	450	605	1500
1,0	322	418	551	1200

Bei Km. 0,530 beträgt der maximale hydrostatische Innendruck p_i = 6,6 atü. Die Ringarmierung des Gunites wurde gewählt zu ⌀ 20 mm in Abständen von 8 cm, was einem Armierungswert von 0,394 cm²/cm entspricht. Diese Armierung würde bei Annahme von E_F = 0 nach der Kesselformel mit 120,5 · 6,6/0,394 = 2025 kg/cm² beansprucht, so dass der Gunit auch reissen und zu Wasserverlusten Anlass geben müsste. 27 Monate nach dem ersten Abpressversuch wurden anlässlich der Probeabpressungen des Druckstollens im Jahre 1953 in den gleichen Messquerschnitten bei 6,6 atü Innendruck folgende Durchmesserdehnungen gemessen: Im Messquerschnitt I vertikal 0,075 mm, horizontal 0,05 mm; im Messquerschnitt II vertikal 0,10 mm, horizontal 0 mm.

Berechnet man mit der gemittelten Durchmesserdehnung von 0,056 mm den Elastizitätsmodul E_F, so erhält man den hohen Wert E_F = 485 000 kg/cm². Vergleicht man diesen Wert mit dem Resultat E_F = 0 des Abpressversuches von 1951, so wird der Einfluss des Zeitfaktors augenfällig. Die relativ kurze Zeit von rd. zwei Jahren genügte, um den anfänglich nicht druckhaften Serpentin in ein druckhaftes Gebirge übergehen zu lassen; denn der Wert E_F = 485 000 kg/cm² entspricht keinem wirklichen Elastizitätsmodul, sondern ist im vorliegenden Falle nur gleichbedeutend mit dem Einfluss des Bergdruckes, der die Stollenverkleidung im gleichen Masse entlastet, wie wenn das Gebirge sich mit einem E_F = 485 000 kg/cm² an der Uebernahme des Innendruckes beteiligen würde. Dank dieser Entlastung wird die Gunitarmierung nur mit 49 kg/cm² beansprucht und damit nur wenig ausgenützt, während sie im Falle des Ausbleibens des Bergdruckes zu schwach vorgesehen wäre. Ihre Bemessung auf Grund der Annahme E_F = 25 000 kg/cm² war in Wirklichkeit zu ungünstig; der stark entlastende Bergdruck konnte jedoch nicht vorausgesehen werden.

b) Dehnungsmessungen bei Km. 5,371

Der Druckstollen durchfährt an dieser Stelle standfesten, vorwiegend trockenen Sandkalk mit Tonschiefer. Bild 4 veranschaulicht die Anordnung der Messquerschnitte I und II sowie den zeitlichen Verlauf des Innendruckes und der Durchmesserdehnungen, welche anlässlich der Probeabpressung von 1953 durchgeführt wurden. Schon während des ersten Druckanstieges zeichnen sich deutlich die grösseren Dehnungen normal zur Felsschieferung, d. h. in Richtung der Messuhren 2 und 4, sowie die rückläufige Tendenz der Dehnungen bei konstant gehaltenem Innendruck ab. Die letztgenannte Erscheinung lässt eindeutig auf zunehmenden Aussendruck schliessen, hervorgerufen durch ausdringendes Druckwasser des Stollens. Die grössere Verformbarkeit des Gebirges normal zur Schieferung, d. h. in Richtung der Messuhren 2 und 4, und die grössere Einwirkung des äusseren Wasserdruckes in Richtung der Schieferung sind die Ursachen der wachsenden Dehnungen der Messuhren 2 und 4, beziehungsweise der stark rückläufigen Dehnungen der Messuhren 1 und 3. Theoretisch wird das kreisrunde Stollenprofil zum Oval verformt. Die gemittelten Dehnungen des ersten Druckanstieges und seiner Entlastung sind kleiner als diejenigen des kürzeren zweiten Druckanstieges, weil sich der entlastende Aussendruck während des ersten Anstieges länger und darum auch stärker auswirken konnte. Die gemittelten Durchmesserdehnungen bei p_i = 8,4 atü betrugen:

erster Druckanstieg	0,053 mm
erste Entlastung	0,072 mm
zweiter Druckanstieg	0,076 mm
zweite Entlastung	0,084 mm

Mit dem Mittel 0,08 mm des zweiten Druckanstieges und seiner Entlastung berechnet sich rückwärts der Elastizitätsmodul E_F = 344 000 kg/cm². Infolge des entlastenden Aussendruckes fällt er etwas grösser aus als der aus dem Abpressversuch Nascharegnas ermittelte E_F = 310 000 kg/cm². Die tangentiale Betonzugspannung beträgt 6,4 kg/cm². Die Tatsache, dass nach den Probeabpressungen der Beton der Messstelle keinerlei Risse aufwies, bestätigt die berechnete kleine Zugbeanspruchung.

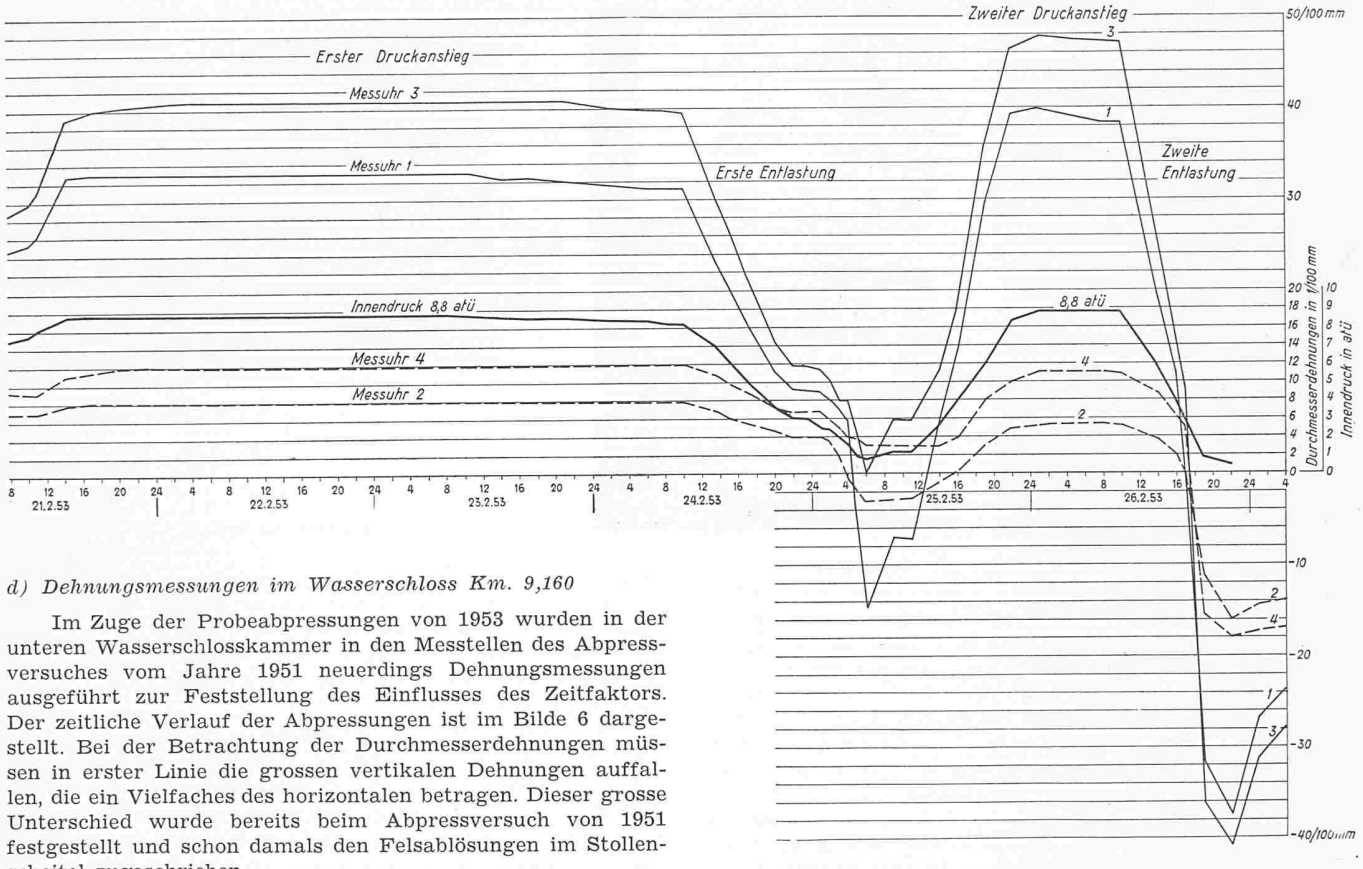
c) Dehnungsmessungen bei Km. 5,429

Diese Messstelle weist geologisch die gleichen Verhältnisse auf wie diejenige des Km. 5,371 mit der Ausnahme, dass hier der Fels in Längsrichtung geklüftet ist. Es wurde deshalb eine Gunitauskleidung eingezogen mit einer Ringarmierung ⌀ 16 mm alle 10 cm. Im Bild 5 ist der zeitliche Verlauf der Abpressung mit den gemessenen Durchmesserdehnungen dargestellt. Diese zeigen im Prinzip den gleichen Verlauf wie bei der Messstelle Km. 5,371. Die gemittelten Durchmesserdehnungen bei p_i = 8,4 atü betrugen:

erster Druckanstieg	0,066 mm
erste Entlastung	0,087 mm
zweiter Druckanstieg	0,092 mm
zweite Entlastung	0,094 mm

Das Mittel 0,093 mm des zweiten Druckanstieges und seiner Entlastung ergibt für Beton gerissen ein E_F = 245 000 kg/cm². Die hiermit berechneten Beanspruchungen des Betons und der Gunitarmierung betragen:

Beton = 8,4 kg/cm², Eisen = 82 kg/cm².



d) Dehnungsmessungen im Wasserschloss Km. 9,160

Im Zuge der Probeabpressungen von 1953 wurden in der unteren Wasserschlosskammer in den Messtellen des Abpressversuches vom Jahre 1951 neuerdings Dehnungsmessungen ausgeführt zur Feststellung des Einflusses des Zeitfaktors. Der zeitliche Verlauf der Abpressungen ist im Bilde 6 dargestellt. Bei der Betrachtung der Durchmesserdehnungen müssen in erster Linie die grossen vertikalen Dehnungen auffallen, die ein Vielfaches des horizontalen betragen. Dieser grosse Unterschied wurde bereits beim Abpressversuch von 1951 festgestellt und schon damals den Felsablösungen im Stollenscheitel zugeschrieben.

Tabelle 4. Dehnungen im Wasserschloss Km. 9,160

p_i = 8,8 atü:	Messquerschnitt I horizontal	Messquerschnitt I vertikal	Messquerschnitt II horizontal	Messquerschnitt II vertikal
erster Druckanstieg	0,08	0,33	0,12	0,415
erste Entlastung	0,112	0,477	0,09	0,415
zweiter Druckanstieg	0,086	0,545	0,08	0,478
zweite Entlastung	0,18	0,464	0,253	0,468

Die gemessenen Dehnungen des Durchmessers ⌀ 3,00 gibt Tabelle 4 wieder. Die grossen vertikalen Drehungen schliessen einen feststellbaren Einfluss des Bergdruckes aus. Diese Tatsache erklärt sich aus folgenden Ueberlegungen: Die kleine Felsüberdeckung beim Wasserschloss, die Standfestigkeit des Tonschiefers und der Zeitabstand von nur 6 Monaten zwischen Betonierung und Abpressung können keinen grossen Bergdruck erwarten lassen. Es darf jedoch angenommen werden, dass mit der Zeit sich ein entlastender Bergdruck einstellen wird, der die Beanspruchungen der Kammerauskleidung günstig beeinflusst.

Eine eingehendere Betrachtung des zeitlichen Verlaufes der Dehnungen des Bildes 6 erlaubt folgende Schlüsse zu ziehen: Während des ersten langsamen Druckanstieges kann eine rückläufige Bewegung der Dehnungen infolge äusserem Wasserdruck nicht festgestellt werden. Die grösseren vertikalen Dehnungen des zweiten Druckanstieges sind auf die sukzessive plastische Verformung des Gebirges im Stollenscheitel zurückzuführen. Der Verlauf der Dehnungen der zweiten Entlastung ist besonders aufschlussreich. Nach der vollständigen Entlastung zeigen alle Messuhren negative Dehnungen an, d. h. eine starke Zusammendrückung der Verkleidung. Zwei Wochen nach der Entlastung betragen diese negativen Dehnungen im Mittel aller Messuhren immer noch rd. 0,10 mm. Diese abnormale Erscheinung kann so erklärt werden, dass während des zweiten Druckanstieges der Gunit leichte Beschädigungen erlitten hat, so dass Druckwasser zwischen Gunit und Beton, sowie auch durch den Beton nach aussen dringen konnte. Damit würden sich auch die sehr grossen Dehnungen der zweiten Entlastung und die rückläufige Bewegung der vertikalen Dehnungen des zweiten Druckanstieges erklären. Nach der Entleerung wurden im Gunit tatsächlich auf der Höhe der Sohlenfugen einzelne kleine wasserführende Abblätterungen festgestellt, durch die während der Abpressung Wasser entweichen konnte. Hingegen wies der Gunit keine Zugrisse auf.

Mit den gemittelten Dehnungen des ersten und zweiten Druckanstieges und der ersten Entlastung wurden rückwärts die Elastizitätsmoduli in horizontaler und vertikaler Richtung getrennt berechnet zu: $E_F{}^h$ = 411 000 kg/cm² bzw. $V_F{}^v$ = 67 000 kg/cm². Die maximale Zugbeanspruchung der Gunitarmierung erreicht den Wert σ_e = 315 kg/cm².

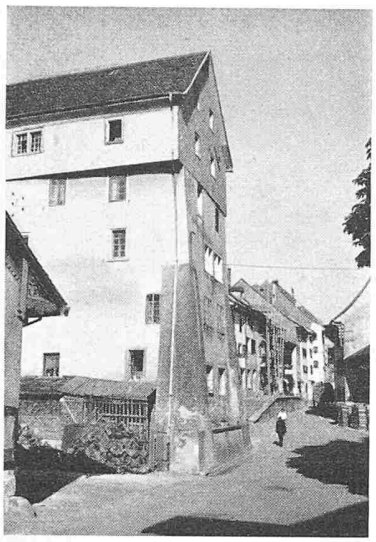
IV. Schlussbemerkungen

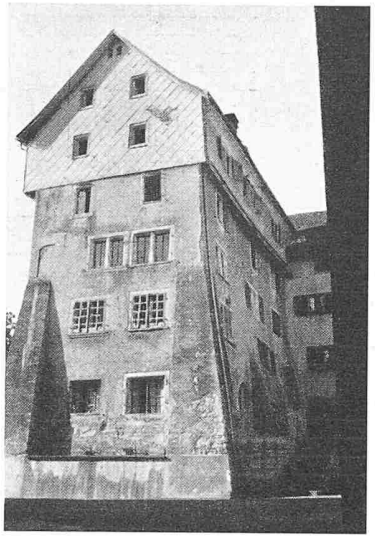
Die aufgeführten Beispiele sollten genügen, um darzutun, wie gut sich die Dehnungsmessungen eignen, um wertvolle Aufschlüsse über die elastischen Qualitäten der verschiedensten Gebirgsarten zu liefern. Der Vergleich ihrer Resultate lässt eine gute Uebereinstimmung der aus den Abpressversuchen 1951 ermittelten Elastizitätsmoduli mit denjenigen der Probeabpressungen 1953 erkennen, wie aus Tabelle 5 hervorgeht:

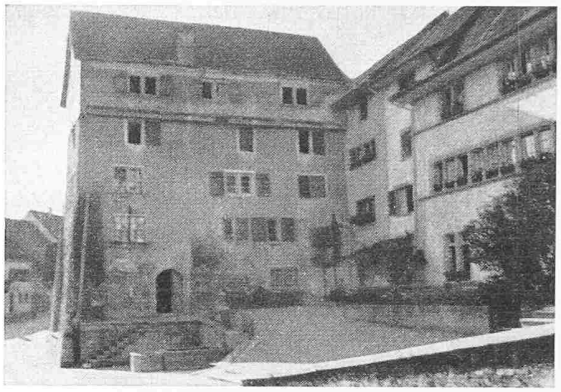
Tabelle 5. Vergleich der Elastizitätsmoduli

	Abpressversuche 1951 im unverkleideten Stollen	Probeabpressungen 1953 im verkleideten Stollen
Km. 5,285	V_F = 215 000 kg/cm²	
	E_F = 310 000 kg/cm²	
Km. 5,371		E_F = 344 000 kg/cm²
Km. 5,429		V_F = 245 000 kg/cm²
Km. 9,160	$V_F{}^v$ = 48 000 kg/cm²	= 67 000 kg/cm²
Wasserschloss	$E_F{}^h$ = 310 000 kg/cm²	= 411 000 kg/cm²

Die aus den gemessenen Dehnungen rückwärts berechneten Moduli der Probeabpressungen 1953 sind durchwegs etwas grösser als diejenigen der Abpressversuche 1951. Auf Grund der Auslegung der Diagramme des zeitlichen Verlaufes der Messungen mussten diese Aufbesserungen in erster Linie dem äusseren Wasserdruck zugeschrieben werden. Mit der Zeit wird sich in den standfesten Gebirgen ein gewisser Bergdruck einstellen, der eine zusätzliche Entlastung der Stollenauskleidung hervorruft. Eine spätere Wiederholung der Dehnungsmessungen müsste wertvolle Aufschlüsse über die Auswirkungen des Bergdruckes vermitteln. Es sei festgehalten, dass die aus den Abpressversuchen 1951 ermittelten Elastizi-







Links aussen von Westen mit Blick in die Hauptstrasse. Mitte aus Süden. Rechts oben aus Osten

Der Pulverturm im Stadtbild von Eglisau

tätsmoduli der standfesten Flysche eine zutreffende Abgrenzung derjenigen Stollenabschnitte ermöglichten, für die eine Betonverkleidung ohne armierten Gunit den Beanspruchungen durch den Innendruck genügt. Die Bemessung der Betonauskleidung in standfesten, kompakten und damit wasserundurchlässigen Gebirgen bedeutet als solche kein Problem, da der Betonmantel nicht die Aufgabe der Gewährleistung der Stabilität des Gebirges erfüllt, sondern aus Gründen der Wirtschaftlichkeit (Reibungsverluste) und der Betriebssicherheit (Steinablösungen, Bergschlag) vorgesehen wird.

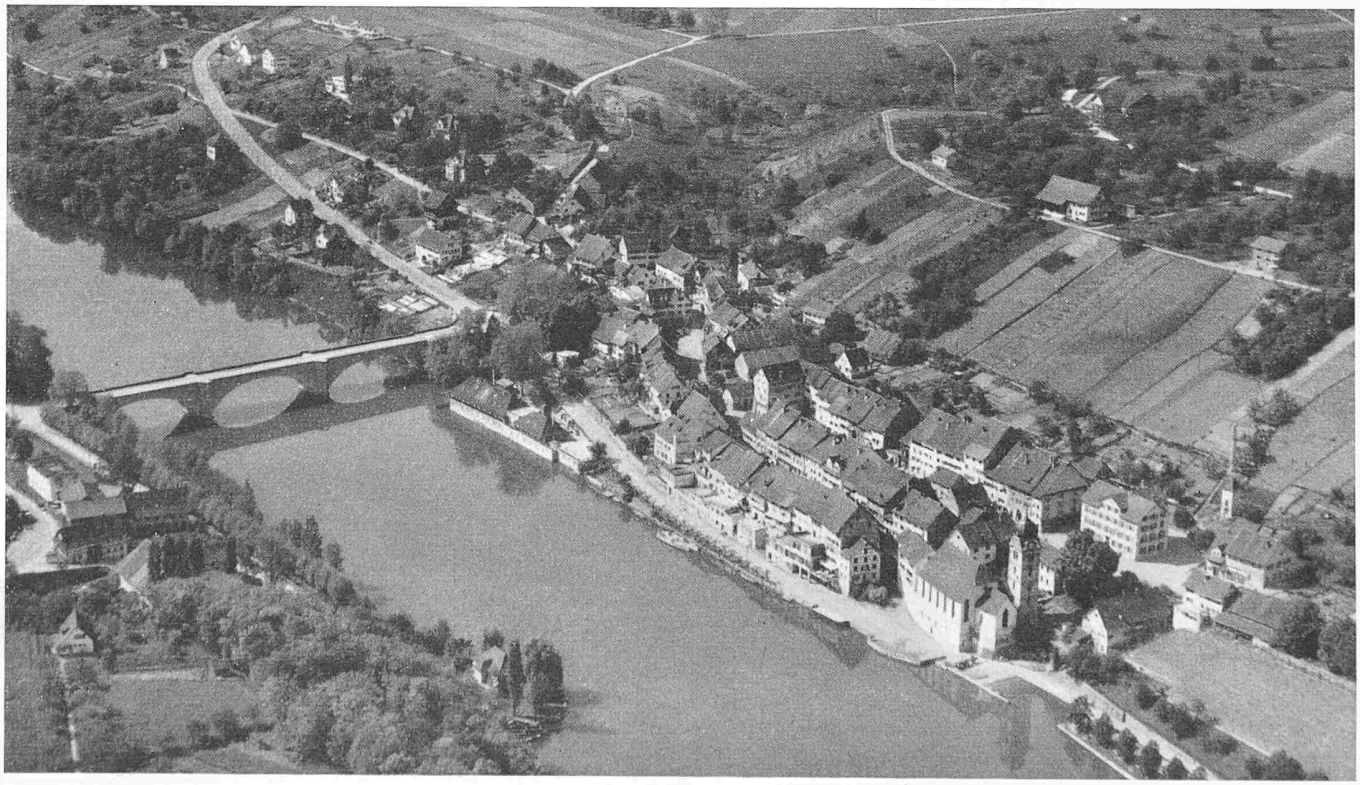
Wesentlich schwieriger wird das Problem der Bemessung in Gebirgen, die zusätzlich zur Betonauskleidung einen armierten Gunitmantel benötigen. Diese Gebirge können in drei Gruppen unterteilt werden:

1. standfeste Gebirge mit Klüften und lokalen Felsablösungen,
2. gebräche Gebirge,
3. druckhafte Gebirge.

Zur Gruppe 1 gehören die Gebirge der beschriebenen Dehnungsmessungen in Km. 5,429 und im Wasserschloss. Eine Gunitauskleidung wird hier notwendig mit Rücksicht auf die Wasserverluste und die unregelmässigen und unberechenbaren Deformationen, die solche Gebirge namentlich während den ersten Abpressungen des Druckstollens erleiden können. Die Bemessung der Armierung ist in diesem Fall eine Sache der Erfahrung und des Ermessens, denn vorgängige Dehnungsmessungen wären der wirren und stets wechselnden Verhältnisse wegen aussichtslos.

Die Gruppe 2 umfasst die gebrächen Gebirge, für die die Bemessung des Betonmantels und der Gunitarmierung die grössten Aufgaben stellt. Die Betonauskleidung muss in solchen Fällen rasch eingezogen werden, damit das Gebirge nicht druckhaft wird. Da über die Grösse des bestimmt zu erwartenden Bergdruckes nur Annahmen gemacht werden können, ist auch für diese Gruppe die Bemessung des Betonmantels und der Gunitarmierung eine Ermessenssache. In diesen Gebirgen lassen sich vorgängig der Bemessung praktisch keine Dehnungsmessungen durchführen. Nach Fertigstellung der Stollenauskleidung können hingegen Dehnungsmessungen dazu dienen, die Richtigkeit der Annahmen zu prüfen. Der beschriebene Abpressversuch bei Km. 0,530 im gebrächen Serpentin ist ein typisches Beispiel dieser Gruppe 2.

Für die druckhaften Gebirge der Gruppe 3 ist die Bemessung der Betonverkleidung und der Gunitarmierung dank



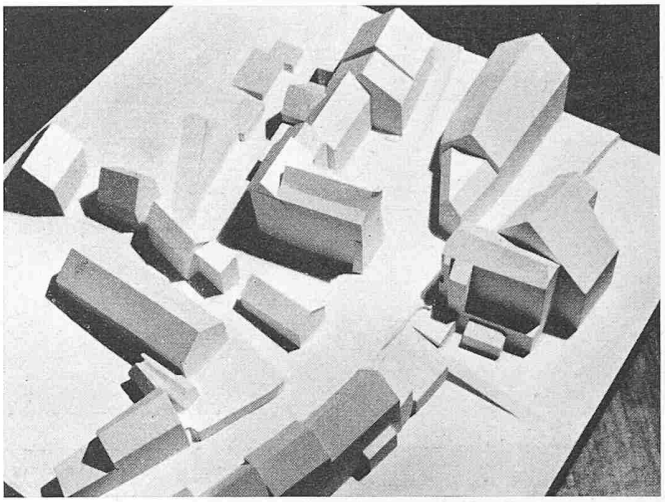
Eglisau, Flugbild aus Südost

Photo Swissair

der klaren Druckverhältnisse relativ einfach. Der von Anbeginn heftig in Erscheinung tretende Bergdruck drängt eine genügende Stärke des Betonmantels auf. Durchfährt der Stollen auf längere Strecken stark druckhafte Gebirge, so macht sich ein Abpressversuch mit Dehnungsmessungen in einem besonderen Versuchsstollen bezahlt. Auf Grund der hierbei gemessenen Dehnungen kann das Mass der entlastenden Wirkung des Bergdruckes ermittelt und damit die Gunitarmierung wirtschaftlich bemessen werden. Ein Beispiel solcher Abpressversuche ist dasjenige der Kammer A im Druckstollen des Juliawerkes Tiefencastel[2]).

Abschliessend sei darauf hingewiesen, dass die Resultate der Dehnungsmessungen nicht Anspruch auf höchste Genauigkeit machen können, da verschiedene Einflüsse, wie Schwinden, Kriechen und Zeit nicht erfasst werden können. Bei gewissenhafter Durchführung und exakter Auslegung der gemessenen Dehnungen geben sie unzweifelhaft aufschlussreiche Einblicke in die Art, wie die verschiedenen Gebirge an der Uebernahme des Innendruckes mitwirken.

[2]) Dehnungsmessungen im Druckstollen des Juliawerkes Tiefencastel. S.B.Z. 1955, Nr. 14 Adresse des Verfassers: Siehe beim Titel



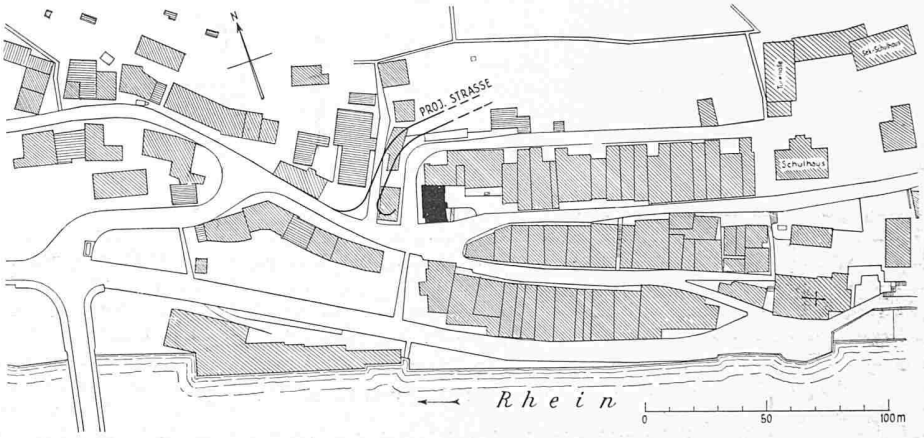
Modell des Pulverturms und seiner Umgebung

Pulverturm und Gemeindehaus in Eglisau

DK 725.13:719.3

Mit dem Wettbewerb um den Bau eines Gemeindehauses in Eglisau (SBZ 1954, Nr. 13, S. 180) wurde ein Thema angeschnitten, das von ausserordentlicher Aktualität ist: die Weiterentwicklung unserer alten Städte. Früher — darüber ist man sich heute im klaren — ging man bei dieser Aufgabe rücksichtslos genug vor. «Altes» wurde entfernt und durch «Neues» ersetzt. Der Respekt vor den Leistungen der Vergangenheit war meistens sehr gering. Heute sind wir beinahe im Begriff, ins Gegenteil zu verfallen. Das Alte flösst uns heillosen Respekt ein, wir verbeugen uns vor jedem grauen Gemäuer und fürchten die Volkswut, die uns Rohheit und Rücksichtslosigkeit vorwirft, wenn wir solches oder vielleicht sogar baufälliges entfernen wollen. Gewöhnlich machen wir einen grossen Bogen um das Problem der Altstädte herum und überlassen es dem Zufall oder der Zukunft, was geschehen soll. Wenn Veränderungen stattfinden sollen, halten wir zaghaft mit unserer Meinung zurück; wenn neu gebaut wird, stehen wir am Bauzaun und schauen dem Treiben fragend zu — und, wenn schliesslich gebaut worden ist, so weiss es jedermann, was und wie man es hätte besser machen können. Schöne Postulate unserer Zeit sind: «Die Altstadt muss weiterentwickelt werden. Sie soll nicht zum Museum degradiert werden. Sie soll den Rahmen für das wirtschaftliche Leben bieten. Wohn- und Gewerbestadt soll sie sein und bleiben und trotzdem sollte man die Veränderungen nicht wahrnehmen.» Sind sie richtig und auf die Dauer, d. h. durch Jahrhunderte vertretbar?

Wohl stehen wir oft beladen mit Zweifeln vor den «Rücksichtslosigkeiten» unserer Väter, die die Baulinien mitten durch überbaute Gebiete, unbekümmert um den vorhandenen Baubestand, zogen. Wir schütteln den Kopf, wenn wir Bauten im monumentalen Wertheimer-Warenhausstil entdecken, die mitten in Altstadtgebieten errichtet werden durften. Wir lehnen Flachdachbauten der dreissiger Jahre ab, die in Kleinstädten entstanden sind und das Strassenbild verhunzen. Ist aber das, was heute Trumpf ist, besser? Die vorgekleisterten pseudogotischen, sogenannt feingegliederten Fassaden mit den dahinter verborgenen Zweckräumen unserer Zeit, sind die vertretbar? Wohl kaum! In Bern wurde am Waisenhausplatz eine ganze Front in diesem Kulissenstil aufgebaut; in verschiedenen Kleinstädten mit wirtschaftlichem Aufschwung tun die Neubauten so, als ob, und in alten Dorfzentren, eingekreist von Wohnhäusern minderer Güte, sind Erhaltungsbestrebungen für Bauernhäuser, worin keine Bauern mehr wohnen, an der Tagesordnung. Das alles unter dem Deck-



Eglisau, alte Stadt, Masstab 1:3000

Stadtansicht aus Südwesten, am linken Bildrand der Pulverturm