Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters

Autor(en): **Meisser, L.**

Objekttyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **65 (1947)**

Heft 3

PDF erstellt am: **25.04.2024**

Persistenter Link: https://doi.org/10.5169/seals-55817

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.
Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.
Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Ein Dienst der *ETH-Bibliothek*
ETH Zürich, Rämistrasse 101, 8092 Zürich, Schweiz, www.library.ethz.ch

http://www.e-periodica.ch

vernachlässigt werden darf. Die Beziehung von *J. Résal* liefert indessen nur einen Teil der notwendigen Korrektur, indem sie — ganz abgesehen davon, dass sie über τ_{xz} und σ_z nichts aussagt — den Beitrag von $d\varphi/dx$ nicht wiedergibt, aber auch bei konstantem Anzug noch auf die lineare Verteilung führt.

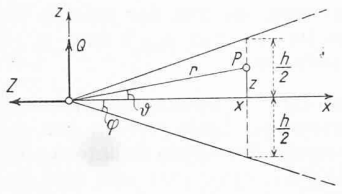


Bild 6

Zur Ueberprüfung der Resultate sei der in Bild 6 wiedergegebene, keilförmige, am freien Ende durch die Kräfte Z und Q belastete Balken betrachtet, für den sich aus (37) mit Rücksicht auf

$$M = -Qx \text{ und } \varphi = \frac{h}{2x} = \text{konst.}$$

der Spannungszustand

$$(38)\quad \begin{cases} \sigma_x = -\dfrac{12\,Q\,z}{b\,h^3\,x}\left(x^2 - 2z^2 + \dfrac{3}{10}h^2\right) + \dfrac{Z}{b\,h}, \\ \tau_{xz} = -\dfrac{12\,Q\,z^2}{b\,h^3} + \dfrac{Z\,z}{b\,h\,x},\ \sigma_z = -\dfrac{12\,Q\,z^3}{b\,h^3\,x} \end{cases}$$

sowie die Krümmung

$$\frac{1}{\varrho} = -\frac{12\,Q}{E\,b\,h^3\,x}\left(x^2 + \frac{3}{10}h^2\right)$$

der elastischen Linie ergibt. Der exakte Spannungszustand [13]) lautet in diesem Falle

$$(39)\quad \begin{cases} \sigma_x = \dfrac{x^2}{b\,r^4}\left(\dfrac{Z\,x}{\varphi + \frac{1}{2}\sin 2\varphi} - \dfrac{Q\,z}{\varphi - \frac{1}{2}\sin 2\varphi}\right), \\ \tau_{xz} = \dfrac{z}{x}\sigma_x,\ \sigma_z = \dfrac{z^2}{x^2}\sigma_x \end{cases}$$

und geht bei Entwicklung nach Potenzen von z/x bzw. $h/2x$ unter Vernachlässigung von Gliedern zweiter und höherer Ordnung in der Tat in (38) über, während die Formel von *J. Résal* — für diesen Fall angeschrieben und entsprechend behandelt — auf

$$\sigma_x = -\frac{12\,Q\,z}{b\,h^3\,x}\left(x^2 + \frac{3}{20}h^2\right)$$

führt und damit die elementare Beziehung nur teilweise verbessert.

In Bild 7 sind die Spannungsverteilungen (38) für den keilförmigen Balken numerisch ausgewertet, und zwar mit

$$\frac{h}{2x} = \frac{1}{3} \text{ und } Z = Q = P$$

für einen verhältnismässig grossen Anzug sowie eine unter 45° geneigte Einzelkraft am linken Ende. Die auf

$$c = \frac{12\,P\,x^2}{b\,h^3}$$

bezogenen Spannungen

[13]) Vgl. auch *H. Ziegler*, a. a. O., S. 190.

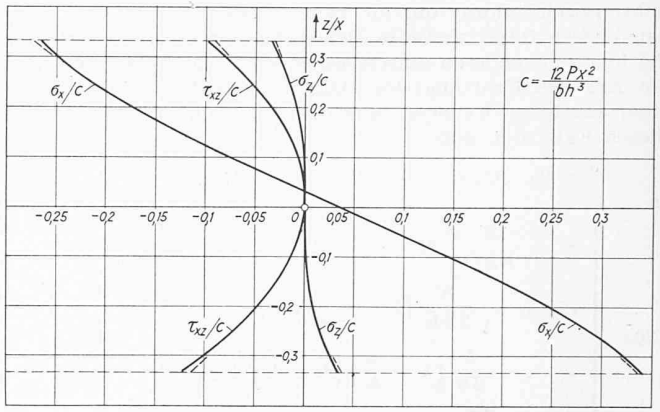


Bild 7

$$\frac{\sigma_x}{c} = \frac{1}{27} - \frac{17}{15}\frac{z}{x} + 2\frac{z^2}{x^2},\quad \frac{\tau_{xz}}{c} = \frac{1}{27}\frac{z}{x} - \frac{z^2}{x^2},\quad \frac{\sigma_z}{c} = -\frac{z^3}{x^3}$$

sind nur von $z/x = \operatorname{tg}\vartheta$ abhängig und können daher für alle Schnitte gleichzeitig aufgetragen werden. Im Unterschied zur zweiten Näherung [14]), die der richtig angewendeten elementaren Theorie entspricht, ist der Verlauf von σ_x (infolge des Anzuges) merklich unterlinear, derjenige von τ_{xz} (mit Rücksicht auf den Einfluss der Zugkraft) nicht mehr symmetrisch zur x-Axe und σ_z (wiederum infolge des Anzuges) von Null verschieden; die Schubspannungsverteilung unterscheidet sich (wie schon in der zweiten Näherung) grundsätzlich von derjenigen des prismatischen Balkens.

Die gewonnenen Näherungen weichen nur an den Rändern merklich von den exakten Werten ab, deren Verteilungen [15]) in Bild 7 gestrichelt angedeutet sind. Die wahren Höchstwerte von σ_x, τ_{xz} und σ_z verhalten sich — vom Vorzeichen abgesehen — wie $3:1:{}^1/_3$ und bestätigen mit Rücksicht darauf, dass hier

$$\varepsilon = \frac{h}{2x} = \frac{1}{3}$$

zu setzen ist, dass τ_{xz} von der Ordnung $1 \backsim \varepsilon\sigma_x$ und $\sigma_z \backsim \varepsilon \backsim \varepsilon^2\sigma_x$ ist. Der grösste Fehler beträgt — auf den Höchstwert von σ_x bezogen — 2,24 % für σ_x, 3,10 % für τ_{xz} und 1,06 % für σ_z und ist damit erwartungsgemäss von der Grössenordnung $\varepsilon^3\sigma_x$, während die entsprechenden Werte im Falle der zweiten Näherung

$$\frac{\sigma_x}{c} = \frac{1}{27} - \frac{z}{x},\quad \frac{\tau_{xz}}{c} = -\frac{z^2}{x^2},\quad \frac{\sigma_z}{c} = 0$$

der Reihe nach 9,33 %, 5,79 % und 11,11 %, im Falle der ersten

$$\frac{\sigma_x}{c} = -\frac{z}{x},\quad \frac{\tau_{xz}}{c} = 0,\quad \frac{\sigma_z}{c} = 0$$

17,4 %, 33,3 % und 11,1 % betragen und damit von den Ordnungen $\varepsilon^2\sigma_x$ bzw. $\varepsilon\sigma_x$ sind.

[14]) Vgl. *H. Ziegler*, a. a. O., S. 190.

[15]) Ihre Berechnung verdanke ich *W. Leutert*, der auch die allgemeinen Näherungsformeln für τ_{xz} und σ_z auf anderem Wege abgeleitet hat.

Umbau der Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters

DK 624.21.012.4.00467

III. Technische Einzelheiten der Rekonstruktion

Von Ing. L. MEISSER, Genf (Schluss von S. 24)

Aus den vorangehenden Abschnitten geht hervor, dass alles aufzubieten war, um eine weitere Verschiebung des linksufrigen Brückenkopfes, d. h. der Konstruktionselemente gegen die Talsohle hin zu unterbinden, indem eine fortschreitende Verlagerung der Fundamente in absehbarer Zeit einerseits zur Zerstörung des Verbandes zwischen den Stützenköpfen der Anschlussöffnungen mit den Fahrbahnträgern und anderseits sogar zu einem Zusammenquetschen des versteiften Stabbogens führen musste. Die Behebung dieser Gefahr bedingte eine weitgehende Entlastung der betreffenden Konstruktionsteile vom passiven Erddruck und die gegenseitige Aussteifung der Fundationen, bzw. deren Loslösung von der aufgehenden Konstruktion (Bild 21).

Die letztgenannte Massnahme kam für das als Bremsbock ausgebildete Endauflager, Seite Davos, in Betracht (siehe Längsschnitt I). Dieses musste also aus seiner starren Verbindung gelöst und als Gleitlager (2) ausgebildet werden. Auf die Wirkung des Bremsbockes als solcher durfte aus dem Grunde verzichtet werden, weil die Fahrbahntafel der Anschlussöffnungen links infolge des in der Längsaxe wirkenden Druckes stets satt an die Hauptöffnung angepresst wird.

Bei der konstruktiven Durchbildung des Gleitlagers war zu berücksichtigen, dass sich nicht nur horizontale, sondern auch vertikale Verschiebungen einstellen können. Dementsprechend konstruierte man dieses Lager so, dass es einerseits als Gleitlager die Wirkung der horizontalen Bodenbewegungen unschädlich macht, und dass anderseits Hebungen oder Senkungen des Geländes durch Lösen bzw. Nachschlagen von eisernen Keilen ausgeglichen werden können. Praktisch dürfte es sich freilich nur um Senkungen handeln, deren Auftreten durch periodisch vorzunehmende Kontrollen festgestellt und entsprechend korrigiert werden müssen. Zum Schutze

dieses Gleitlagers wurde eine keilförmig ausgebildete Konstruktion in armiertem Beton (1) vorgelagert, der die Rolle eines in beweglichem Erdreich ruhenden Pfluges zukommt. Das eigentliche Fundament hingegen folgt widerstandslos den Bewegungen des Untergrundes. Das Gleitlager lässt, wie dies im Längsschnitt erkennbar ist, horizontale Verschiebungen von 1,4 m zu, ohne dass deswegen bauliche Veränderungen am Fundament vorgenommen werden müssen.

Beim nächsten Fundament (II) mussten solche Vorkehren getroffen werden, dass dessen weiteres Abgleiten gegen die Talsohle hin auf jeden Fall verhindert wird. Zu diesem Zweck waren in erster Linie die dem passiven Erddruck ausgesetzten Angriffsflächen des Fundamentes und des Stützenfusses so weitgehend als möglich zu entlasten. Dieselbe Massnahme musste auch für das Bogenwiderlager des linken Ufers (III) ins Auge gefasst werden. Diese beiden Fundamente (II und III) wurden demgemäss durch eine hufeisenförmige Stützmauer (3) abgeschirmt. Diese ist von den bestehenden Fundamenten völlig unabhängig und kann somit den Bodenbewegungen folgen, ohne die genannten Fundamente in Mitleidenschaft zu ziehen. Der zwischen die Fundamente II und III eingebauten Stützmauer (6) kommt die Aufgabe zu, das dem Fundament II talseits vorgelagerte Erdreich zu konsolidieren. Die eigentliche Sicherung gegen weiteres Abgleiten dieses Fundamentes wird durch die beiden Versteifungsriegel (4) erreicht.

Um eine möglichst weitgehende Verminderung des passiven Erddruckes zu erreichen, musste der Aushub bergseits der Fundamente II und III bis auf deren Unterkante abgeteuft werden, weil sich das vorhandene Material, wie die vom Erdbaulaboratorium der E. T. H. gemachten Versuche zeigten, durch einen grossen inneren Reibungswinkel auszeichnet. Indem der, im vorliegenden Fall, massgebende passive Erddruck mit dem Quadrat der Tangente des Winkels $(45 + \varphi_s/2)$ anwächst (φ_s = innerer Reibungswinkel), ist es einleuchtend, dass eine Verminderung des inneren Reibungswinkels als sehr wünschenswert erscheint. Mit Rücksicht auf Frostwirkung musste auf die in dieser Beziehung ideale Lösung, d. h. Aushub ohne jegliches Wiederauffüllen, verzichtet werden. Als Füllmaterial wurde ein rundkörniger Serpentinsand gewählt, der sich in nicht allzu grosser Entfernung von der Baustelle vorfand und der die Bedingung eines geringen inneren Reibungswinkels weitgehend erfüllt.

Die Durchführung der geschilderten Arbeiten war dadurch noch etwas erschwert, dass zwischen den Fundamenten II und III ein Fahrsträsschen mit Abzweigung zu einem Hauseingang beibehalten werden musste. Die entsprechende Konstruktion (5), in armiertem Beton ausgeführt, stützt sich ausschliesslich auf die bestehenden Fundamente und ist von der hufeisenförmigen Stützmauer (3) durch zwei Fugen getrennt und auch unabhängig von der im Grundriss leicht gewölbten Stützmauer (6). Bezüglich der wirksamen Kräfte ergibt sich nach der Durchführung der Arbeiten folgendes Bild:

Auf Fundament II wirken ausser den Reaktionen des Rahmens und der oben erwähnten Hilfskonstruktion das Eigengewicht, der passive Erddruck und die Reibungskräfte auf die Seitenflächen des Fundamentes. Die Zusammenfassung dieser Kräfte ergibt eine Resultierende, die im Gleichgewicht gehalten wird einerseits durch die Bodenreaktion und anderseits durch die vom Versteifungsriegel zu übertragende Axialkraft. Lage und Richtung der Letztgenannten sind innerhalb enger Grenzen durch das Bauwerk bestimmt und was die Bodenreaktion anbetrifft, war zu berücksichtigen, dass sie im ungünstigsten Fall bis zu 45° von der Senkrechten zur Fundamentsohle abweichen kann. Für diese extreme Annahme ergibt sich eine Druckkraft von rd. 150 t, d. h. 75 t pro Riegel. Einfache Gelenke aus Bleiplatten vermitteln die Uebertragung des Druckes vom Fundament II auf den Riegel einerseits und von ihm auf das Bogenwiderlager III anderseits. In gleicher Weise wurden die auf dieses Fundament wirkenden Kräfte zusammengefasst und der Fundamentsohle sowie dem horizontalen Hauptriegel (7) zugewiesen. Trotz der für die Entlastung des Bauwerkes vorgenommenen Massnahmen ergab sich für den Druckriegel noch eine maximale Kraft von rd. 1650 t. Die anfängliche Absicht, denselben auf zwei Pendelstützen zu lagern, wurde wegen der zu erwartenden Schwierigkeiten der Fundierung fallen gelassen. Es blieb somit keine andere Möglichkeit, als den Riegel mittels Hängestangen an die bestehende Brücke aufzuhängen. Da es sich um eine zusätzliche Belastung von immerhin 6 t/m handelt, war die Frage zu prüfen, ob diese dem Bauwerk ohne besondere Verstärkung zugewiesen werden dürfe.

Die als versteifter Stabbogen ausgebildete Bogenbrücke war, wie erwähnt, davon bedroht, zusammengequetscht zu werden. Im Stabbogen hatte die Verschiebung des linken Widerlagers bereits zur Rissbildung an der inneren Leibung

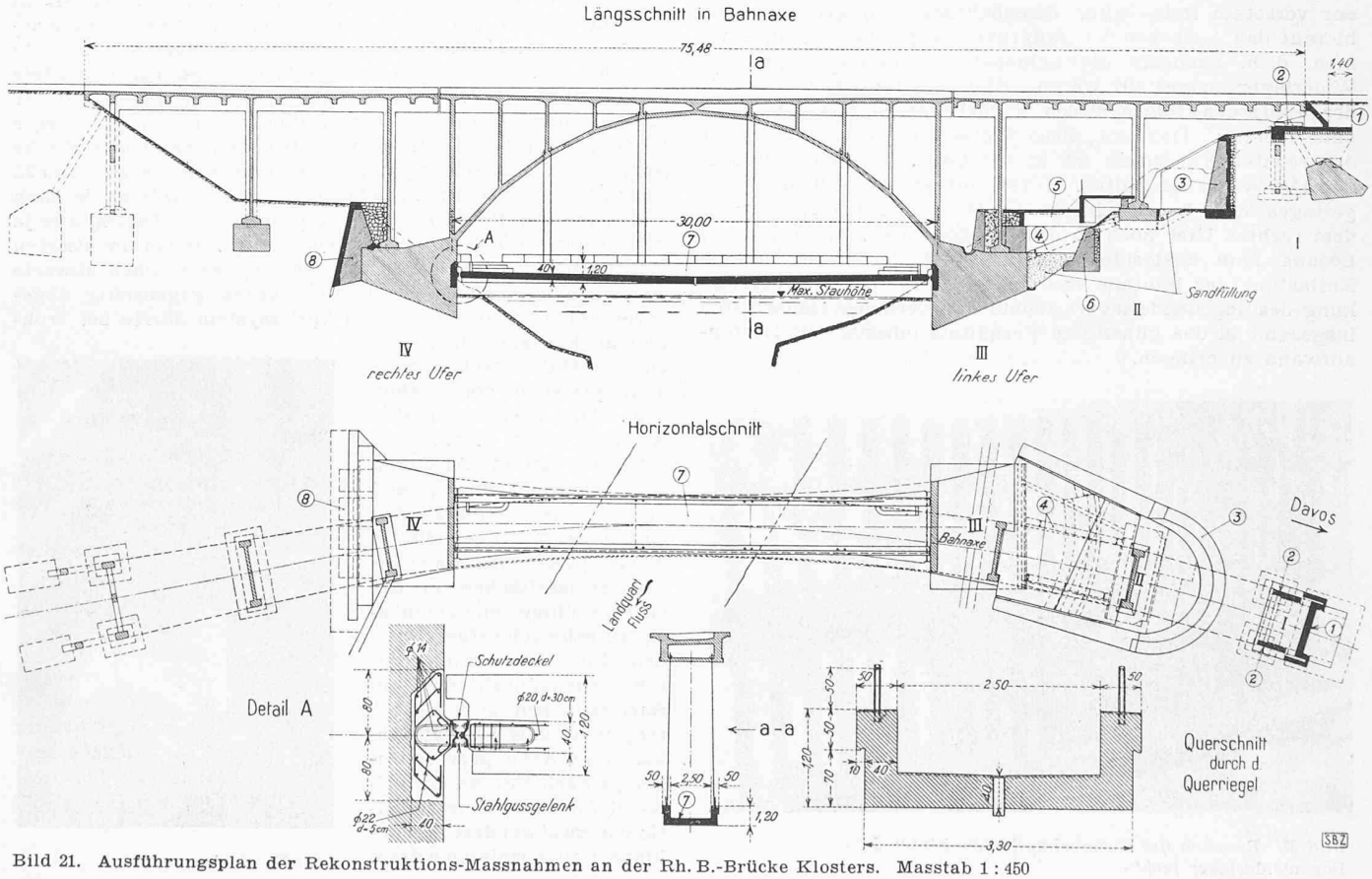


Bild 21. Ausführungsplan der Rekonstruktions-Massnahmen an der Rh. B.-Brücke Klosters. Masstab 1 : 450

der Gewölbekämpfer geführt. Anderseits ist klar, dass die genannte Bewegung eine Entlastung der Versteifungsträger bewirkte, indem das Gewölbe von unten durch die armierten Querwände auf diese Träger drückte. Die durch den Druckriegel neu hinzukommenden Lasten (Eigengewicht + Nutzlast) erzeugen einen teilweisen Ausgleich der von unten nach oben wirkenden Belastung des Versteifungsträgers. Ungünstiger liegen die Verhältnisse beim Stabbogen selbst, indem hier mit einer zusätzlichen Beanspruchung, nicht nur durch die erfolgte Verschiebung des Widerlagers, sondern auch durch das hinzukommende Gewicht des Druckriegels gerechnet werden muss.

Die genaue Erfassung der im versteiften Stabbogen auftretenden Beanspruchungen ist insofern fragwürdig, als die Bewegungen trotz umfangreicher und genauer Messungen in einer nur verhältnismässig geringen Zahl von Punkten des Bauwerkes beobachtet werden konnten. Da aus diesem Grunde der rechnerische Nachweis der statischen Verhältnisse auf Schätzungen beruhen muss, wird auf diese hier nicht weiter eingetreten. Erwähnt sei indessen noch, dass dank der Regulierbarkeit der Hängestangen, Korrekturen, d. h. ein Ausgleichen der Beanspruchungen des Gewölbes, wenigstens innerhalb gewisser Grenzen möglich sind.

Für den als Gehsteg verwendeten Hauptdruckriegel wurde ein U-förmiger Querschnitt gewählt. Was die Massenverteilung und die Wahl der Höhenlage der Gelenke zwischen dem Druckriegel einerseits und den beiden Widerlagern anderseits anbetrifft, wurde eine möglichste Zentrierung der Druckkraft angestrebt und unter Mitberücksichtigung der sekundären Balkenmomente auch weitgehend erreicht. Die Druckspannungen (Kantenpressungen) wachsen im Falle maximaler Belastung bis auf rd. 90 kg/cm² an. Die Uebertragung der Druckkraft vom linken Widerlager auf den Druckriegel und von diesem auf das rechte Widerlager wird durch Wälzgelenke in Stahlguss vermittelt.

Zur Aufnahme einer maximalen Riegelkraft von 1650 t durch das rechte Widerlager (rd. das Dreifache des ursprünglichen Horizontalschubes) musste der passive Erddruck herangezogen werden (vgl. Abschnitt II). Dies bestimmte im wesentlichen den Bauvorgang, der in erster Linie darauf Rücksicht zu nehmen hatte, dass das hinter dem Widerlager befindliche Erdreich durch die Ausführung der Arbeiten keine Lockerung erfuhr. Zu diesem Zweck wurde zunächst eine eng versetzte Reihe alter Eisenbahnschienen gerammt und hierauf das Ausheben der Baugrube etappenweise vorgenommen, d. h. nachdem die Schienen sukzessive gegen das Widerlager ausgesteift waren (Bild 22). Das Ausbetonieren der Baugrube folgte diesen Erdarbeiten selbstverständlich ohne Verzug. Das auf diese Weise verstärkte Widerlager des rechten Flussufers ist in der Lage, dem zu erwartenden Druck standzuhalten. Dieser musste auf ein möglichst geringes Mass herabgedrückt werden, um das Abfangen auf dem rechten Ufer noch zu ermöglichen. Die Aufgabe, deren Lösung man anstrebte, bestand somit darin, die für die Entlastung der Bauteile des linken Ufers und die Verstärkung des Bogenwiderlagers rechts erforderlichen Bauarbeiten insgesamt in das günstigste Verhältnis inbezug auf Kostenaufwand zu bringen.

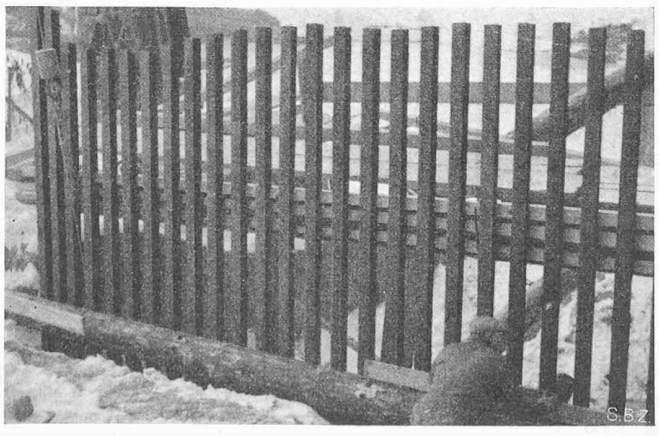


Bild 22. Rammen der Eisenbahnschienen hinter dem Bogenwiderlager rechts

IV. Die Bauausführung

Von FR. WALZ, techn. Geschäftsleiter der Firma Nicol. Hartmann & Co., St. Moritz, Filiale Klosters

Die in den Kriegsjahren 1943/44 vorgenommenen Arbeiten brachten sehr interessante Ausführungsprobleme, die wohl als einmalig anzusprechen sein dürften. Das Gelingen eines an sich komplizierten Bauvorhabens erfordert zu Beginn der Arbeit gründliches Studium und reife Vorarbeiten, die in diesem Falle von den technischen Organen der Rhätischen Bahn in allen Teilen restlos gelöst waren. Diese klaren und durchstudierten Unterlagen erleichterten die Aufgaben der Bau-Unternehmung und brachten zum vorneherein eine gute Atmosphäre als erfreuliche Mithilfe zum Wohl aller am Werk Beteiligten. Die Grundlagen hierfür waren: 1. bis ins Detail ausgearbeitete Planunterlagen; 2. nach den Richtlinien des S. I. A. und für alle Bauabschnitte genau angefertigte Offert-Unterlagen; 3. gegenseitiges Verständnis für die dem Werk dienenden Werte; 4. Einfühlungsvermögen des Unternehmers in die Wünsche und Dispositionen der Bauherrschaft; 5. Gewährung von angemessenen Verdienstmöglichkeiten.

Bau-Installationen. Die Platzverhältnisse zur Anordnung einer zentral gelegenen Bauinstallation waren beschränkt. Dies bedingte eine gelockerte Anlage und somit kostspieligere Bedienungsarbeit. Die Pauschale umfasste: Allgemeine Gerüstungen, Verlegung des linksseitigen Fahrweges durch Erstellung eines Bockgerüstes für Durchfahrt zwischen linkem Bogenwiderlager und Rahmenständer; Beschaffung der elektrischen Licht- und Kraftanlage mit Verteilungsnetz zu einem Kompressor mit 6 m³ Ansaugvolumen, ein Kleinbaukran Maxima Typ R 20, zwei Betonmaschinen, eine Pfahlramme mit Seilwinde, Bohr- und Abbauhämmer, Vibrator, sowie die erforderlichen links- und rechtsseitig gelegenen Baubaracken nebst Wasserbeschaffung.

Der Umfang dieser Installation genügte für die Durchführung der Bauarbeiten vollauf und bestätigte neuerdings, dass auch bei kleineren Bauobjekten die Verwendung von geeigneten Baukranen immer eine grosse Erleichterung des Baubetriebes bedeutet. Die Nachkalkulation ergab, dass die Gestehungskosten dieser Bauinstallation den s. Z. errechneten Offertansatz wesentlich überschritten. Diese Mehrkosten sind in erster Linie auf die kriegsbedingt verlängerte Bauzeit und somit auf die Mehrmieten des Bauinventars zu buchen.

Aushubarbeiten einschliesslich Spriessungen. Das Total des am rechten und linken Widerlager zu bewegenden Aushubes war rd. 1130 m³. Die Hebung dieses Materials erfolgte aus den teilweise bis zu 4,50 m tiefen Baugruben mittels Kleinbaukran. Die hohen Erdwände der Baugruben und der sich darüber abspielende rege Bahnverkehr verlangten eine besonders durchstudierte, dem Erddruck entsprechende starke Spriessung. Als Spriessystem bewährte sich die auf Bild 23 ersichtliche Anordnung. Sie bestand aus horizontalen, je nach Abtiefung der Baugrube unten einzubauenden Dielen, aus je zwei senkrechten, in Abständen von rd. 80 cm montierten Kanthölzern, die auf Keilen abwechslungsweise nach abwärts zu verschieben waren, sowie aus starken gegenseitig abgespriessten Longarinen. Dieses Spriessystem dürfte bei trokkenem kiesigen Baugrund einer Marciavanti-Spriessung preislich vorzuziehen sein. Die Preise für den Aushub waren trotz vermeintlich guten Ansätzen eher schwach, herrührend davon, dass gemäss den Offertbestimmungen die im Aushubpreis einzurechnenden Spriessflächen in der Offertstellung mengenmässig zu schwach erfasst wurden. Eine Unterteilung dieser Aushubpositionen in Spriessflächen und Erdabtrag wäre u. E. bei Bauwerken dieser Art angezeigt, wobei je nach Spriessholzaufwand für diese Einbaupositionen zwei bis drei Stärkeklassen zu normieren wären.

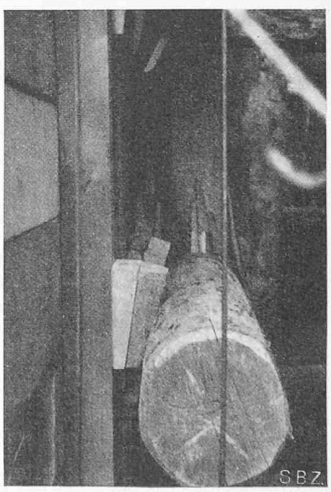


Bild 23. Spriessung

Lehrgerüst für Druckriegel. Das Lehrgerüst, bestehend aus sechs Pfahljochen zu je vier Pfählen, zwei Landschwellen, sowie links- und rechtsseitige Bedienungsstege erforderte rd. 22 m³ Rundholz, 25 m³ Kantholz und 15 m³ Gerüstbretter. Die Rammung der mit eisernen Pfahlschuhen versehenen Holzpfähle erfolgte mittels Pfahlramme und elektrisch betriebener Bauwinde, Bärgewicht rd. 600 kg (Bild 24). Die Inangriffnahme der Rammarbeiten begann rechtsufrig durch Vorschub der Ramminstallation auf vorkragenden, jeweils provisorisch ins Bachbett abgestützten, starken Rundhölzern. Diese zur Winterszeit mit vier bis fünf Mann durchgeführte Arbeit entspricht bzgl. Arbeitsaufwand unserer Vorkalkulation.

Bruchsteinmauerwerk in HK.-Mörtel mit Zementzusatz. Totalausmass rd. 275 m³. Der durchschnittliche Arbeitsaufwand für doppelhäuptiges Mörtelmauerwerk bewegte sich trotz erschwertem Transport und teilweiser Ausführung zur Winterszeit mit Leistungen von fünf Maurerstunden und drei Handlangerstunden pro m³ Mauerwerk im Rahmen der Vorkalkulation.

Schalungsarbeit für Eisenbeton. Totalausmass rd. 690 m². Die nur einmalige Verwendungsmöglichkeit der im Magazin zugerichteten Schalelemente erforderte einen über dem üblichen Mittel stehenden Arbeitsaufwand. Die Nachkalkulation dieser Positionen ergab Mittelwerte von 1,70 Maurerstunden und 0,70 Handlangerstunden pro m² Schalfläche.

Betonarbeiten. P. 250 und P. 300, Totalausmass 270 m³. Diese Betonkubatur teilt sich in sieben vertragliche Positionen. Das interessanteste Teilstück war die Betonierung des Druckriegels, dessen Druckplatte von 46 m³ Beton Pc 300 in einer Tagesetappe einzubringen war (Bild 25), was mittels je eines Betonmischers am rechten und linken Ufer über Bedienungs- und Transportgerüste von der Flussmitte aus gegen die beiden Uferrichtungen geschah. Die Nachkalkulation zeitigte bzgl. Arbeitsleistung ein sehr günstiges Ergebnis, indem für Mischen und Einbringen des Beton pro m³ nur 5,8 Arbeitsstunden aufgewendet wurden. Auf die Gesamtkubatur von 270 m³ bezogen ergab sie indessen einen Arbeitsaufwand von 7,4 Stunden pro m³, was durch die teilweise erschwerten Transportverhältnisse begründet ist.

Abbrucharbeiten an alten Eisenbetonkonstruktionen. Totalausmass rd. 10 m³. Der Abbruch erfolgte mittels Kompressor und Abbauhammer. Die Offertansätze waren zu niedrig, tatsächlich wurden je nach Arbeitsgattung 16 bis 18 Arbeitsstunden pro m³ aufgewendet, wozu noch die Betriebsspesen des Kompressors mitzurechnen sind.

Allgemeines. Die durchgeführten Bauarbeiten haben neuerdings die folgenden, für die Unternehmerschaft wichtigen Erkenntnisse bestätigt: a) die Belegschaft soll aus möglichst wenigen, jedoch durchaus tüchtigen und fachbewährten Arbeitern bestehen; b) die Bauinstallation muss den neueren Anforderungen entsprechen, darf jedoch keinesfalls überdimensioniert sein; c) während der Bauzeit durchgeführte approximative Leistungsüberschläge geben der Werkleitung Rückhalt und klären ab, wo Einsatz nötig ist.

Mit diesem Bauvorhaben waren keine grossen irdischen Güter zu sammeln, doch war es für die Firma eine Ehre, das in sie gesetzte Vertrauen durch den Einsatz des ganzen Könnens und der Erfahrung zu rechtfertigen. Wenn die Bauabrechnung trotzdem noch einen bescheidenen Verdienst aufweist, so ist das dem totalen Einsatz von Werkleitung und Belegschaft zu verdanken.

V. Kontroll-Messung des im Querriegel wirksamen Drucks

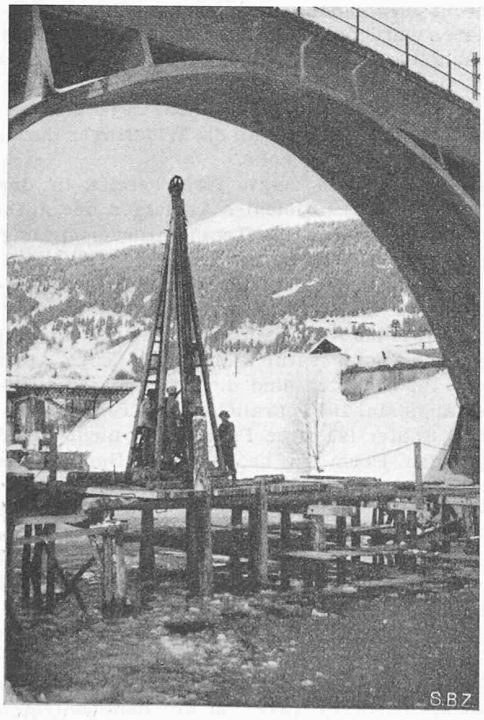
Von R. HAEFELI und W. SCHAAD, Versuchs-Anstalt für Wasserbau und Erdbau an der E. T. H.

1. Problemstellung

Die erfolgte Abschätzung der im Querriegel der Landquartbrücke bei Klosters als Reaktion auf den Bergdruck zu erwartenden grössten Druckkraft ist mit einer Reihe von Unsicherheiten behaftet. Schon die Voraussetzung, dass ein Untergrund von homogener Beschaffenheit vorliege, entspricht nicht den wirklichen Verhältnissen. Auch die Annahmen über die Reibungseigenschaften des Bodens, die ausschliesslich auf der laboratoriumsmässigen Untersuchung weniger Materialproben beruhen, können wohl einen ersten Anhaltspunkt, aber kein endgültiges Mass für die im Berührungsbereich zwischen Bauwerk und Untergrund tatsächlich auftretenden Reibungskräfte liefern.

Sowohl die Ungenauigkeit der Berechnung, wie die Sorge um die Sicherheit des Bauwerkes liessen es als wünschenswert erscheinen, die im Riegel tatsächlich auftretenden Druckkräfte durch Messungen zu verfolgen. Da sich hier gleichzeitig eine einzigartige Gelegenheit bot, um einen besseren, über den Einzelfall hinausgehenden Einblick in die Wirkungsweise des Bergdruckes und die praktischen Möglichkeiten zur Bekämpfung von Kriechschäden zu gewinnen, wurden die in Zusammenarbeit mit der Rhätischen Bahn durchgeführten Messungen von der Eidg. Stiftung zur Förderung schweiz. Volkswirtschaft durch wissenschaftliche Forschung in verdankenswerter Weise finanziell unterstützt.

Das Problem einer derartigen Messung besteht hauptsächlich darin, dass sich die Beobachtungen mit der nötigen Kontinuität über einen sehr langen Zeitraum erstrecken müssen. Dabei war vorauszusehen, dass die Druckkraft im Riegel weder plötzlich einsetzen noch gleichmässig ansteigen, sondern in ausgesprochener Abhängigkeit von der Temperatur einen unregelmässigen Verlauf nehmen würde, bei dem sich den Jahresrythmen, die in Bild 26 schematisch angedeutet sind, Schwankungen von kleinerer Periode — einschliesslich der durch den täglichen Temperaturgang bedingten Variationen — überlagern. In der warmen Jahreszeit sind die Maxima, in der kalten die Minima des Riegeldruckes zu erwarten. Alle diese Schwankungen sind auf die Längenänderungen des Rie-



Bilder 2, 3, 5, 6, 22 bis 25 Phot. Berni, Klosters

Bild 24. Rammen der Pfahljoche

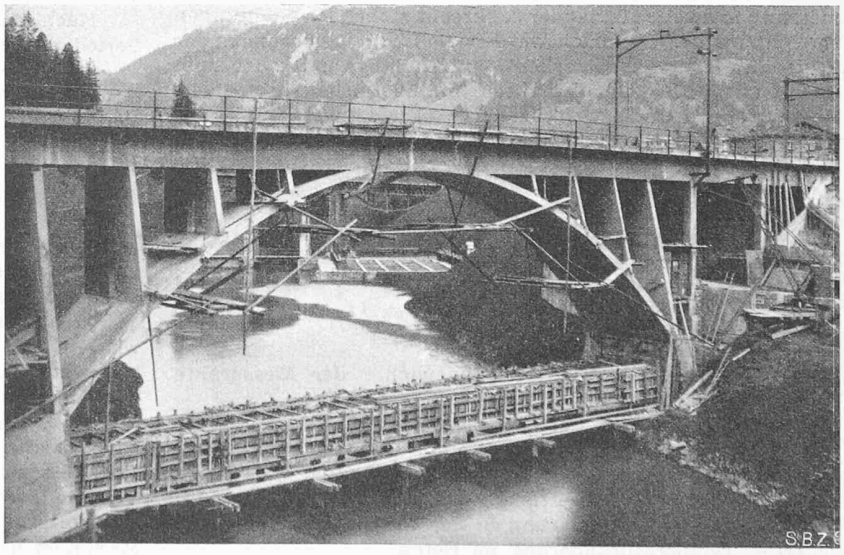


Bild 25. Fertig betonierter, noch eingeschalter Druckriegel

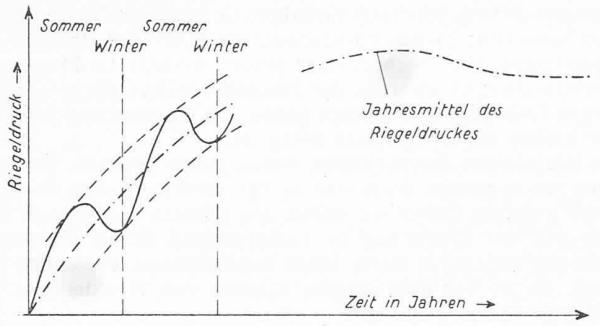


Bild 26. Zeitlicher Verlauf des Riegeldruckes (Schema)

gels infolge Temperaturänderungen des Betons und deren Wechselwirkung mit dem Bergdruck zurückzuführen.

Da die Messung des Riegeldruckes nur indirekt auf Grund von Längenänderungen des Betons möglich war, bereitete ferner die Tatsache, dass nicht nur der Boden, sondern auch der Beton kriecht, besondere Schwierigkeiten. Um diesen störenden Einfluss überblicken und einigermassen eliminieren zu können, wurden unter der Leitung von Prof. Dr. M. Roš und Dr. A. Voellmy durch die EMPA Parallelmessungen zur Feststellung der Kriechvorgänge des Betons durchgeführt, die (vorbehältlich der späteren Ergebnisse) einen totalen Verformungsmodul einschliesslich Kriechen, aber ohne Schwinden, von rund 200 000 kg/cm² ergaben.

2. Messmethode und Apparatur

Die hier angewandte Methode zur Ermittlung des Riegeldruckes beruht einerseits auf dem Gedanken, den Riegel selbst weitgehend als Messinstrument zu verwenden, wobei dessen einaxiale Beanspruchung die Wahl einer relativ grossen Messtrecke gestattete. Anderseits galt es, die störenden Schwind- und Temperatureinflüsse nach Möglichkeit auszuschalten, was grundsätzlich nach Bild 27 durch Differenz-

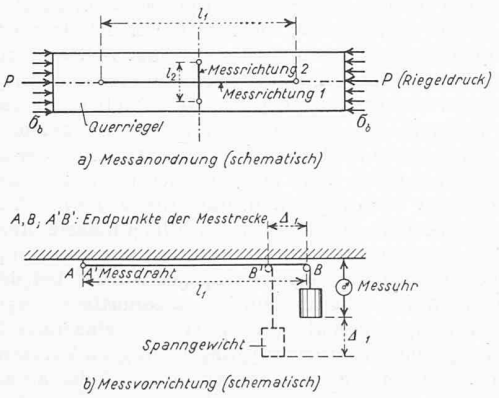


Bild 27. Schema der Messanordnung und Messvorrichtung oben Grundriss, unten Aufriss

messung in zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen erreicht wurde. Demnach werden die Längenänderungen der beiden horizontalen Strecken l_1 und l_2 längs und quer zum Riegel mit Hilfe von Stahlsaiten, die über leicht bewegliche Rollen geführt und durch Gewichte unter konstanter Spannung gehalten werden, gemessen. Für die spezifischen Längenänderungen der beiden Richtungen gelten dabei folgende Beziehungen, sofern man das Kriechen des Betons unberücksichtigt lässt:

$$(1) \quad \varepsilon_1 = \frac{\Delta_1}{l_1} = \frac{\sigma_b}{E_b} + \alpha_e \Delta t_e - \alpha_b \Delta t_b + \nu$$

$$(2) \quad \varepsilon_2 = \frac{\Delta_2}{l_2} = -\frac{\sigma_b}{m E_b} + \alpha_e \Delta t_e - \alpha_b \Delta t_b + \nu$$

worin bedeuten:

Δ_1, Δ_2 = Verschiebung der Gegengewichte der Messdrähte
σ_b = Mittlere Druckspannung im Riegel
E_b = Elastizitätsmodul des Betons
m = Querdehnungszahl des Betons (Poisson'sche Zahl)
α_e = Ausdehnungskoeffizient der Stahlsaiten
α_b = Ausdehnungskoeffizient des Betons
Δt_e = Temperaturänderung in den Messdrähten
Δt_b = Temperaturänderung im Beton
ν = Schwindmass des Betons

Durch Differenzbildung von (1) und (2) erhält man:

$$\varepsilon_1 - \varepsilon_2 = \frac{\sigma_b}{E_b} \frac{1+m}{m}$$

woraus sich die gesuchte Betonspannung wie folgt berechnet:

$$(3) \quad \sigma_b = \frac{m}{1+m} \left(\frac{\Delta_1}{l_1} - \frac{\Delta_2}{l_2} \right) E_b$$

Aus obigen Beziehungen geht hervor, dass alle störenden Einflüsse infolge Temperaturänderung und Schwinden, die sich in beiden Richtungen in gleicher Weise auswirken, durch die Differenzbildung eliminiert werden. Dagegen können anisotrope Einflüsse, wie das hauptsächlich in der Druckrichtung erfolgende Kriechen des Betons, auf diesem Wege nicht ausgeschaltet werden.

Da bei der elastischen Aufhängung des Riegels am Gewölbe mit zusätzlichen Torsionsbeanspruchungen zu rechnen war, wurden die Längenänderungen in der Axrichtung des Riegels an vier Stellen, nämlich an den äusseren Ecken des Querschnittes, gemessen (Bild 28a). Die Messtrecke beträgt

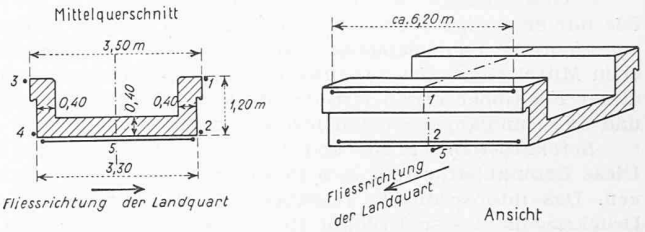


Bild 28a Bild 28b

Anordnung der Messtellen am Querriegel

rd. 6,20 m, wobei der Draht über eine Umlenkrolle doppelt geführt ist, und dadurch die Dehnungen verdoppelt werden. In der Querrichtung begnügte man sich mit einer einzigen Messtrecke von 3,08 m Länge, bei vierfacher Spannung des Messdrahtes, womit eine ähnliche totale Drahtlänge erhalten wurde wie in der Längsrichtung. Die Verschiebungen der Gegengewichte werden mittels Roch-Uhren gemessen, die eine Ablesung auf $^1/_{100}$ mm bei einem Spielbereich von 1 cm gestatten. Die Ablesungen wurden bisher hauptsächlich durch das Personal der Rhätischen Bahn in Abständen von rund 14 Tagen durchgeführt. Als wesentlich für die Qualität der Ergebnisse erwies sich die Bedingung, dass die Messungen stets vor Sonnenaufgang vorgenommen werden, um den störenden Einfluss der Bestrahlung auszuschalten.

3. Vorläufige Messergebnisse

Eine rund zweijährige Beobachtungsperiode vermittelt bereits ein anschauliches Bild über den Verlauf der Riegelbeanspruchung (Bild 29). Nach einem mehrwöchigen Einspielen der Messuhren wurden diese seit dem 8. September 1944 regelmässig beobachtet. Abgesehen von einigen Ungenauigkeiten infolge lokaler Temperatureinflüsse war die Messgenauigkeit befriedigend. Am 2./3. November 1944 erfolgte der satte Anschluss des Druckriegels an die Widerlager durch Verkeilen und Vergiessen der Gelenke.

Nach dem Riegelanschluss zeigte sich bereits in der Periode November-Dezember ein leichtes Ansteigen der mittleren Riegelspannung, die durch die Temperaturverkürzung des Riegels Ende Dezember wieder auf den Wert Null abfiel. Der eigentliche kontinuierliche Anstieg aller Kantenspannungen und damit auch der mittleren Riegelspannung zeichnet sich Ende Dezember 1944 bis Anfang Januar 1945 ab, um von da an mit zunehmender Temperatur ständig bis Ende April weiter zu schreiten. Zu beachten sind die Druckmaxima, die vom Januar bis anfangs Mai 1945 parallel zu den Temperaturmaxima verlaufen. Später ist diese Parallelität nicht mehr in dieser ausgeprägten Form zu beobachten. Demgemäss lässt sich vermuten, dass Ende April 1945 bereits eine gewisse Gleitflächenbildung auf dem linken Ufer eingesetzt hat, womit die temperaturbedingten Druckwellen durch das Fehlen eines grösseren Widerstandes und die von da an eintretende Verschieblichkeit des linken Widerlagers nicht mehr in der früheren Schärfe auftraten. Der folgende Verlauf der Druckspannungen ist deshalb trotz der starken Temperaturänderungen bedeutend ruhiger und überschreitet während der Periode August-September 1945 das im April aufgetretene Maximum nur um ein geringes Mass, um mit dem Eintreten der kalten Jahreszeit und der damit verbundenen Kontraktion

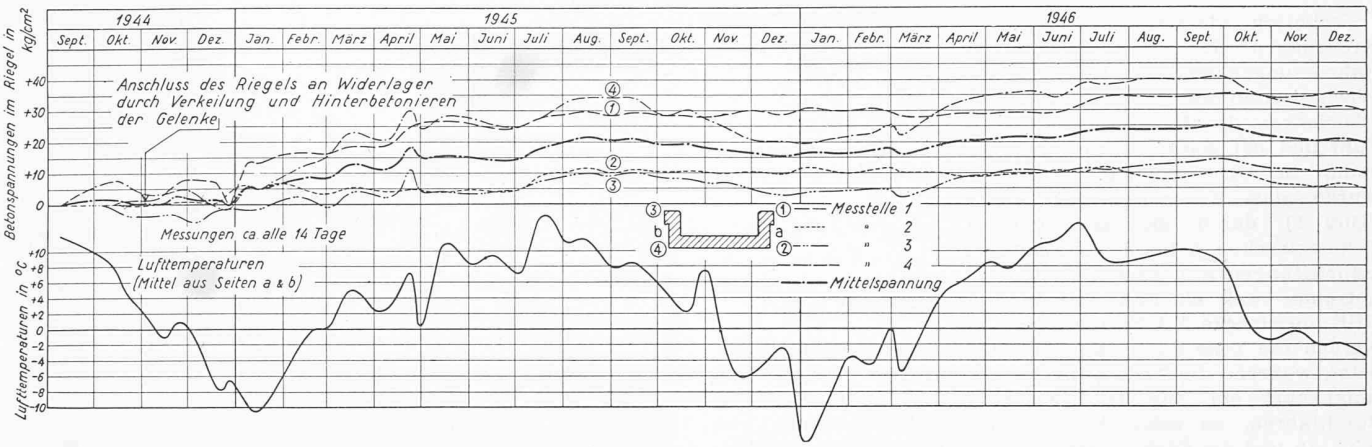


Bild 29. Ausgeglichene Kurven der Betonspannungen (berechnet mit $E_b = 200000$ kg/cm², $m = 5$) und der mittleren Lufttemperatur

des Riegels wieder etwas abzufallen (vgl. Bild 26). Gleichzeitig lässt die im Abschnitt II erwähnte, am 13. 9. 45 erfolgte trigonometrische Messung erkennen, dass die Verformung und Verschiebung der Brücke als Folge der Rekonstruktionsmassnahmen praktisch zum Stillstand gekommen ist, während das Gelände die Kriechbewegung weiter fortsetzt (Bild 10 u. 11). Ausserdem konnten im Herbst 1946 seitlich des linken Widerlagers deutliche Gleitflächen festgestellt werden. Das im August 1945 ermittelte Druckmaximum wurde im September 1946 nur wenig überschritten (vgl. Bild 31).

Betrachtet man den Verlauf der einzelnen Kantenspannungen (Bild 29), so fällt auf, dass diese paarweise (1,4) (2,3) annähernd parallel verlaufen und ähnliche Grössen aufweisen. Weiter sticht der unruhigere Spannungsverlauf der der Sonne ausgesetzten Kanten 3 und 4 gegenüber den stark beschatteten Kanten 1 und 2 hervor. Der Vergleich der Messstellen (Bild 30) zeigt, dass im Querschnitt diagonal gegenüber-

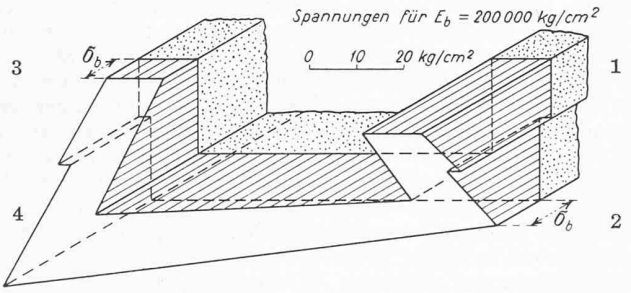


Bild 30. Spannungsverteilung im Zeitpunkt des Druckmaximums der Periode August-September 1945 (axonometrisch)

liegende Kanten ähnliche Spannungsgrössen aufweisen. Das Druckspannungsdiagramm der Periode August-September 1945 lässt damit erkennen, dass einer gleichmässigen Druckbeanspruchung noch eine torsionsartige überlagert ist. Vermutlich beruht diese Erscheinung auf der ungleichmässigen Hebung des Gewölbes, einerseits verursacht durch eine beim Anpressen an den Druckriegel erfolgte leichte Drehung des linken Widerlagers, anderseits durch die an den beiden Brückenseiten auftretende unterschiedliche Temperatureinwirkung.

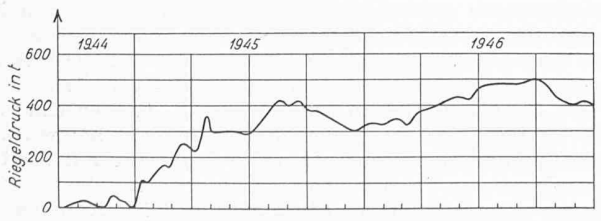


Bild 31. Verlauf des gemessenen Riegeldruckes

Die auf Grund der Dehnungsmessungen bestimmten, maximal aufgetretenen Riegeldrücke (Bild 31) betragen: In der Periode August-September 1945 rd. 400 t, in der gleichen Periode 1946 rd. 500 t. Sie haben somit die Grenze der früher berechneten Riegelbeanspruchung (1000 bis 1650 t) noch bei weitem nicht erreicht. Dabei ist allerdings zu beachten, dass die vorstehenden Ausführungen sich vorläufig auf approximative Verformungskonstanten des Riegels stützen und verschiedene Einflüsse, so das ungleiche Schwinden in beiden Richtungen, das Kriechen des Betons, sowie die zeitliche Zunahme des Elastizitätsmoduls, noch nicht näher berücksichtigen. Die zwei letztgenannten Einflüsse dürften sich zum Teil kompensieren. Qualitativ entsprechen die bisherigen Messergebnisse im wesentlichen den Erwartungen (vgl. Bild 26 u. 31). Ein endgültiges Urteil über den Erfolg der Sicherungsmassnahmen, sowie die Grösse des maximalen Riegeldruckes kann jedoch erst auf Grund einer längeren Beobachtungsperiode gefällt werden.

4. Schlussbemerkung

Man kann mit Recht die Frage aufwerfen, ob es klug sei, an Stelle einer radikalen Neuerung (Ersatz der bestehenden Brücke durch einen eisernen Ueberbau) bedeutende Mittel aufzuwenden, um ein schadhaftes Bauwerk zu erhalten. Rein wirtschaftlich betrachtet, bleibt diese Frage offen, weil erst die Zukunft über die Dauerwirkung getroffener Sicherungsmassnahmen entscheidet. Vom ideellen, aber auch vom wissenschaftlichen Standpunkt ist es dagegen zu begrüssen, dass sich die Direktion der Rhätischen Bahn zum Versuch entschliessen konnte, die relativ junge, originelle und statisch fein durchdachte Brücke zu erhalten. Die bisherige Wirkung der Sicherungsmassnahmen, die u. a. durch die oben beschriebenen Messungen im Druckriegel kontrolliert wird, ist befriedigend. Ausserdem ist zu berücksichtigen, dass selbst beim Ersatz der alten Brücke durch einen eisernen Ueberbau neben der schwierigen Aufrechterhaltung des Bahnbetriebes das heikle Problem der Fundation im kriechenden Gelände ebenfalls hätte gelöst werden müssen.

Suhr-Wettingen und Zofingen-Suhr-Aarau elektrisch

DK: 621.331 : 625,1 (494)

Bei eisiger Bise fand am 17. Dezember 1946 die festliche Eröffnung dieser Nebenlinie statt. Ohne das Teilstück Lenzburg-Othmarsingen, das schon früher elektrifiziert wurde, weist sie eine Baulänge von 41,4 km und eine Betriebslänge von 50 km auf. Die Kosten der Elektrifikation betrugen 4,5 Mio Fr.; sie verteilen sich auf 160 im ganzen Land zerstreute Unternehmungen. Von ihr entfallen 0,77 Mio Fr. auf das Erweitern des Lichtraumprofiles (Abändern von 14 Hochspannungs- und 25 Niederspannungsleitungen unter Kostenteilung zwischen Werkinhaber und SBB; Schaffen von Sicherheitszonen mit Waldwirtschaftsbeschränkung usw.). Die Hauptkosten, nämlich 2 Mio Fr., erforderte die Erstellung der Fahrleitungsanlage, deren Bauzeit 12 Monate betrug. Grosse Schwierigkeiten und Verzögerungen verursachte die Materialbeschaffung. So musste das Kupfer für 44,5 km Fahrdraht aus bestehenden bahneigenen Anlagen zurückgewonnen werden, wozu u. a. bestehende kupferne Umgehungs-, Speise- und Uebertragungsleitungen gegen solche aus Aluminium ersetzt und der zweite Fahrdraht, der aus Sicherheitsgründen ursprünglich in den Tunnels der Gotthardlinie verlegt worden war, abgebrochen werden musste. Nebengleise erhielten Eisenfahrdraht (12,5 km).