**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung

**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine

**Band:** 97/98 (1931)

**Heft:** 3

**Artikel:** Belastungsversuche an der Landquart-Brücke der Rhätischen Bahn in Klosters

**Autor:** Roš, M.

**DOI:** https://doi.org/10.5169/seals-44718

**Nutzungsbedingungen**

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

**Conditions d'utilisation**

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

**Terms of use**

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

**Download PDF:** 28.07.2025

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

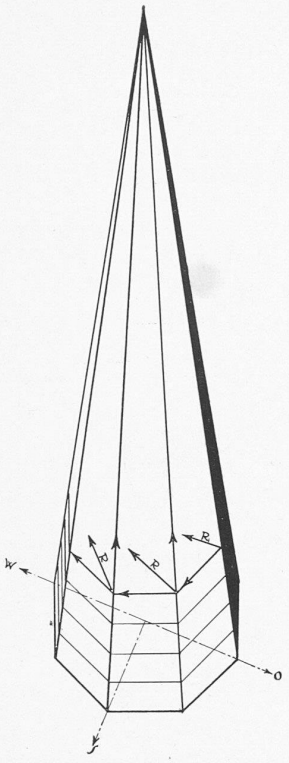

Abb. 14. Verdrehungs-Kräfte.

vollständig fehlen). Die Innenkonstruktion mit Stuhlsäulen, Balken, Bügen und Streben misst 93,334 m³, was ein Total von 185,094 m³ ergibt. Dies entspräche einem Gesamtgewicht von rund 100 t, wovon rund 75 t auf die Pyramide über den Giebeln entfallen. Diese 75 t wären das Gewicht $G$ zur Ermittlung des Stabilitätsmoments

$$M_s = G\,b/2 = 241{,}875 \text{ kgm.}$$

Um ein Kippen auszuschliessen, sollte $M_s > M_k$ sein. Dies trifft aber für unsern Spezialfall nicht zu.

Im Verhältnis $M_s : M_k = s$, wobei $s$ die Sicherheit gegen Kippen bedeutet, sollte $s = 1{,}5$ bis 2 sein. In unserem Fall ergibt $s$ aber bloss 0,883. Folglich wäre im Fall eines solchen Wirbelwindes die Standsicherheit unseres Helmes einzig und allein von der Zuverlässigkeit seiner Verankerung zwischen den Giebeln abhängig, einer Verankerung, die in einem solchen Fall wohl nicht mehr ausreichen würde. Dass der Helm in seiner ganzen Gestalt noch nie geknickt oder auch nur wesentlich gebogen wurde (er ist nur ganz leicht gebogen), verdankt er zweifellos der beschriebenen stehenden Stuhlkonstruktion, trotz ihrer schwerwiegenden Mängel. Ein Gleitmoment nachzurechnen hat keinen Wert; auf Grund der soeben erwähnten Verankerung des Helmes ist ein Gleiten praktisch unmöglich.

Der Helm hat sich mit der Sonne gedreht, wie alle nachträglich verdrehten Helme. Folglich ist wohl der *Sonneneinfluss* auf solche Konstruktionen nicht unbedeutend, besonders im Hochgebirge. Die beträchtliche Hitze bei der direkten Bestrahlung der Gebirgs-Wintersonne und die gleichzeitige intensive Kälte im Schatten, dazu noch die ständige Abkühlung im steten Nordwind (typisch für Davos), das sind namhafte Momente. Innen das vollständige Fehlen einer Verriegelung und einer Verschwertung zwischen benachbarten Stuhlsäulen, statt dessen ungeschickt angelegte, ihrer übermässigen Länge und vielen Verobholzungen wegen rastlos schaffende Kreuzstreben. Des Morgens fängt die Sonne an, den Ostgrat und die Südost-Dachfläche zu erhitzen, und dann einen nach dem andern, bis zum Westgrat, samt den erheblichen Holzmassen von Dachlatten und Schindelung (im Sommer feuchte Schindeln auf der Nordseite, unter denen die Dachlatten und Sparren schwellen). Die Ausdehnung des erwärmten Grates versucht, die Spitze aus dem Senkel zu drücken. Die sich dehnenden Dachlatten üben auf den im Sinne des Uhrzeigers nächstliegenden Grat einen Druck aus, der infolge der fortschreitenden Tageszeit seine Dehnungsarbeit auch begonnen hat, samt der nächstliegenden Dachfläche; die unbesonnten Stellen bilnen gleichsam stabile Widerlager der wirkenden Kräfte. Die Resultierende aus diesen zwei Kräften in allen betroffenen Pyramidenseiten ergibt eine spiralförmige Drehung des Helmes im Sinne des Uhrzeigers (Abb. 14).

Auf diese Weise wird wohl die Drehung ganz allmählich erfolgt sein, dem Ortsanwesenden, an den täglichen Anblick des Turmes gewohnt, nicht wahrnehmbar.[1]) Es kann über Generationen gedauert haben, bis die Drehung in der jetzigen Gleichgewichtslage zur Ruhe kam, sofern der jetzige Zustand überhaupt schon als Ruhelage angesprochen werden darf. Wie sie dann immer deutlicher wurde, schliesslich Einzelnen auffiel und endlich von Allen gesehen werden konnte, da stellte man eben fest, dass es eigentlich schon immer so gewesen sei, und kein Chronist fand Anlass, darüber zu schreiben.

Den Turmhelm in seinem heutigen Zustand statisch zu untersuchen, dürfte selbst einem gewiegten Spezialisten schwer fallen. Keine einzige Stuhlsäule steht mehr im Senkel, und diagonale Konstruktionsteile schlängeln sich ihrer Knickungen wegen in drei, vier Richtungen durch den Raum. Diese schiefen Säulen allein würden übrigens genügen, um einem Zweifler zu beweisen, dass eine Konstruktion in diesem anfänglichen Zustand ein Ding der Unmöglichkeit gewesen wäre. Aber den Helm einfach seinem Schicksal zu überlassen, wäre unverantwortlich. All die aufgeklafften Verblattungen sollten mit Mutterschrauben wieder zusammengezogen werden; wo Holznägel genügen, sollten wenigstens die fehlenden ersetzt werden. Geknickte und stark deformierte Streben wären durch neue, unmittelbar darunter oder darüber, mit Leichtigkeit zu verstärken, ebenso angefaulte Konstruktionsteile. Aber die beste Gewähr für die Sicherheit wäre eine Versteifung und Verschwertung und eine durchgreifende Verstrebung, wie sie bereits geschildert wurde. Nach erfolgter Instandstellung mag der würdige Turm füglich noch weitere vier Jahrhunderte als Wahrzeichen über dem Tale walten.

[1]) Die Chronik von Campell erwähnt im Jahre 1577 noch nichts von einer Verdrehung.

---

## Belastungsversuche an der Landquart-Brücke der Rhätischen Bahn in Klosters.

Von Prof. Dr. M. ROŠ, Direktor der Eidg. Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Dank der weitsichtigen Erkenntnis über den unbestreitbaren Wert von eingehenden Belastungsversuchen an ausgeführten Bauwerken, dem Entgegenkommen und der Opferwilligkeit seitens der Direktion der Rhätischen Bahn, konnten an der neuen, nach dem Entwurf von Ing. R. Maillart, Zürich-Genf, durch die Bauunternehmung Prader & Cie., Zürich, ausgeführten Landquart-Brücke in Klosters[1]) sehr interessante Belastungsversuche durchgeführt werden.

Die technisch originelle und wirtschaftlich sehr vorteilhafte Maillart'sche Lösung dieser, in einer Kurve von 125 m liegenden Bahnbrücke in Eisenbeton war einer eingehenden Belastungsprobe würdig. Das Hauptträgersystem ist ein durch einen biegungsfesten Versteifungsträger ausgesteifter Stabbogen (Abb. 1 und 2). Den Belastungsversuchen gingen sehr sorgfältige materialtechnische Voruntersuchungen und sodann während des Baues Kontrollversuche durch die Eidg. Materialprüfungsanstalt voraus, mit dem Zwecke, möglichst zuverlässige Grundlagen für die Auswertung der Messungsergebnisse an der Landquartbrücke selbst zu schaffen. Die Vorversuche im Laboratorium, die Kontrollversuche auf der Baustelle und die Messungsergebnisse am fertigen Bauwerk wurden in enge gegenseitige Beziehung gebracht, wodurch eine sichere Grundlage für die Beurteilung des wirklichen Sicherheitsgrades dieses, einer genauen Berechnung nur sehr umständlich zugänglichen Tragwerkes, geschaffen werden konnte.

Die Belastungsversuche fanden am 28. Oktober 1930 unter der Leitung des Inspektors für Brücken beim Eidg. Eisenbahndepartement in Bern, Ing. F. Hübner, sowie des Berichterstatters statt. Um die Durchführung der Versuche hat sich Ing. P. Haller, stellvertretender Abteilungschef der E. M. P. A., besonders verdient gemacht. Die Verarbeitung und genaue Nachrechnung der Versuchsergebnisse waren Ing. W. Rutgers, wissenschaftlichem Mitarbeiter der E. M. P. A., anvertraut; für die Hingabe, Ausdauer und Gründlichkeit, mit der er die Aufgabe löste, sei ihm der beste Dank ausgesprochen.

[1]) Vergl. P. J. Bener: „Die Linienverlegung der Rhätischen Bahn in Klosters" in „S. B. Z." Band 96, S. 337 (20. Dezember 1930).

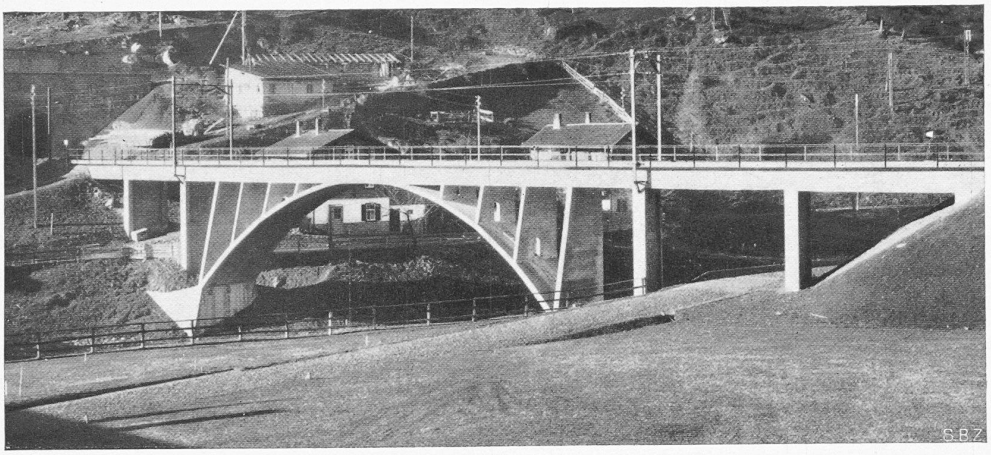

Abb. 2. Landquartbrücke der Rh. B. in Klosters, vom Oberwasser aus. Entwurf von Ing. Rob. Maillart, Zürich-Genf.

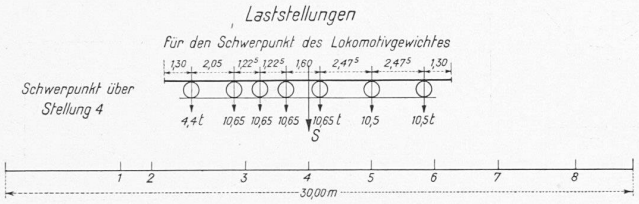


Abb. 3. Schema des Belastungszuges.

I. VERSUCHE.

1. *Vorversuche in der Eidg. Materialprüfungsanstalt.* Das verwendete Sand-Kiesmaterial aus der Kiesgrube Frauenkirch besteht zu gleichen Teilen aus kristallinem Geröll (Gneis, Amphibolite, Quarzite) und karbonatischen Bestandteilen (Dolomite, Kalksteine). Der Anteil an löslicher Kieselsäure beläuft sich im Mittel auf 2 %.

Sand (max. Korngrösse 8 mm) und Kies (max. Korngrösse 30 mm) wurden getrennt angeliefert und das Mischungsverhältnis von 3 : 5 als günstig gewählt. Die Granulometrie-Kurve schmiegt sich eng an die Fuller-Kurve an. Diese Sand-Kiesmischung weist mit 23 % Hohlräumen ein Raumgewicht von 2,08 auf. Als Bindemittel wurde der Portlandzement „Record" der Portlandzementwerke Hunziker & Cie. A.-G., Olten, verwendet; seine physikalisch-chemischen Eigenschaften entsprechen den schweizerischen Bindemittelnormen. Bei einem spez. Gewicht von 3,1, einem Glühverlust von 1,08 % und einem Rückstand von 0,4 % auf dem 4900-Maschensieb zeigte der Zement mit plastischen, wassergelagerten Prismen 4 × 4 × 16 cm, Mischung 1 : 3, Wasserzusatz 11 %, nachfolgende Festigkeitswerte:

| Alter Tage | 3 | 7 | 28 | 90 | 180 |
|---|---|---|---|---|---|
| Würfeldruckfestigkeit kg/cm² | 199 | 260 | 349 | 399 | 422 |
| Prismenbiegefestigkeit kg/cm² | 37,4 | 46,1 | 54,2 | 62,3 | 63,9 |

Die Abbindezeiten betrugen im Mittel

Beginn 3 h 30 min, Ende 7 h 30 min.

Es handelt sich um einen normalen schweizerischen Portlandzement von vorzüglichen Festigkeitseigenschaften.

Die an Zementbreiprismen normaler Konsistenz (Wasserzusatz 28 %) von 10 × 10 × 50 cm Grösse erhobenen spezifischen Schwindmasse erreichten im Alter von 7 Tagen 0,9 ‰, von 90 Tagen 1,18 ‰. Sie sind als normal zu bewerten. Die Temperaturerhöhung beim Abbindeprozess erreichte 21,7 °C.

Betonprismen von 12 × 12 × 36 cm Grösse, plastischer Konsistenz (Wasserzusatz 7,5 %), Zementdosierung 300 kg/m³ fertigen Beton, Sand-Kiesmaterial im gewählten Mischungsverhältnis 3 : 5, in feuchter Luft gelagert, hatten im Alter von 7 Tagen Mittelwerte der Würfeldruckfestigkeit von 244 kg/cm², der Prismenbiegefestigkeit von 44 kg/cm². Die Ergebnisse sind als vorzüglich zu bezeichnen.

2. *Kontrollversuche während des Baues.* Für den weitmaschig armierten Stabbogen wurde der Beton in schwach plastischer Konsistenz verwendet, während er für die stärker armierten Versteifungsträger richtigerweise, des sichern Umschliessens der eng liegenden Armierungseisen und der unerlässlichen Dichtigkeit wegen, stark plastisch zur Verwendung kam. Die Mittelwerte der Festigkeiten von 70 Tage alten, der Baustelle entnommenen und dort gelagerten Prismen von 20 × 20 × 60 cm Grösse haben betragen:

| | Bogen | Versteifungsträger und Fahrbahn |
|---|---|---|
| Prismendruckfestigkeit $_{pr}\beta_d$ kg/cm² | 307 | 180 |
| Prismenbiegefestigkeit $\beta_b$ kg/cm² | 47 | 37 |
| Verhältniszahl $\frac{\beta_b}{_{pr}\beta_d}$ | $\frac{1}{6,5}$ | $\frac{1}{5}$ |

Die extremalen Abweichungen der Festigkeitseinzelwerte von den zugeordneten Gesamtmittelwerten bewegten sich innerhalb + 12 % und — 10 %, somit innerhalb der als zulässig erkannten Grenzen von ± 25 %.

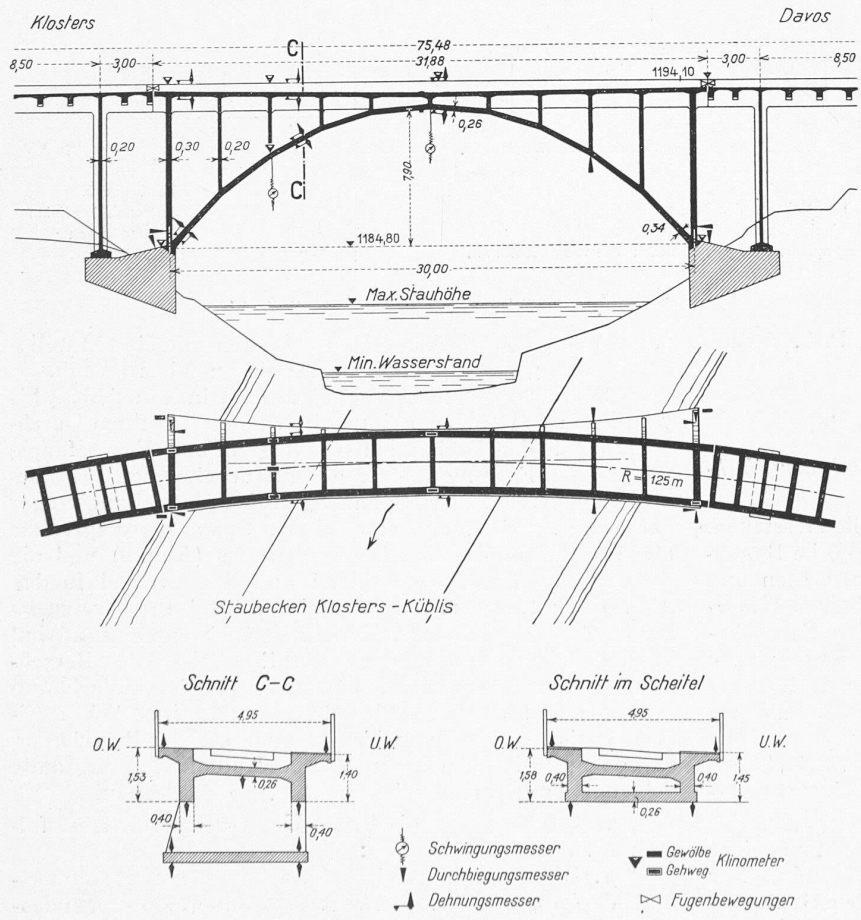


Abb. 1. Landquartbrücke der Rh. B. in Klosters. Angabe der Messtellen. — Masstab 1 : 400 und 1 : 200.

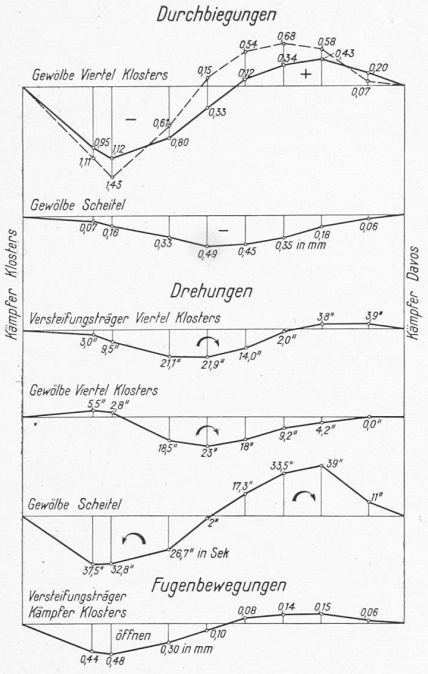


Abb. 4. Summeneinflusslinien der Durchbiegungen, Drehungen und Fugenbewegungen.

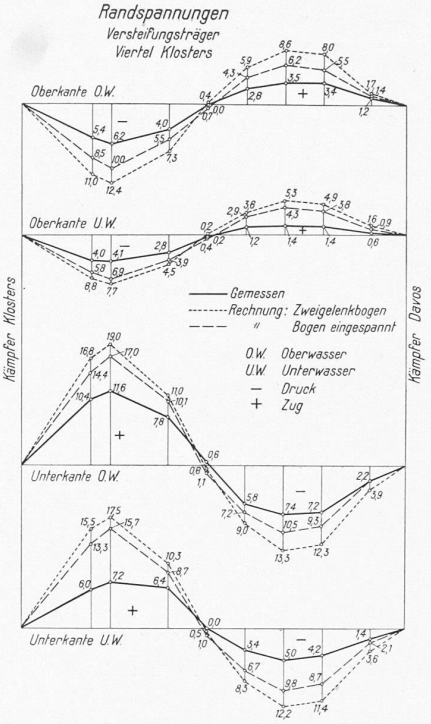


Abb. 7. Summeneinflusslinien der Spannungen im Versteifungsträger.

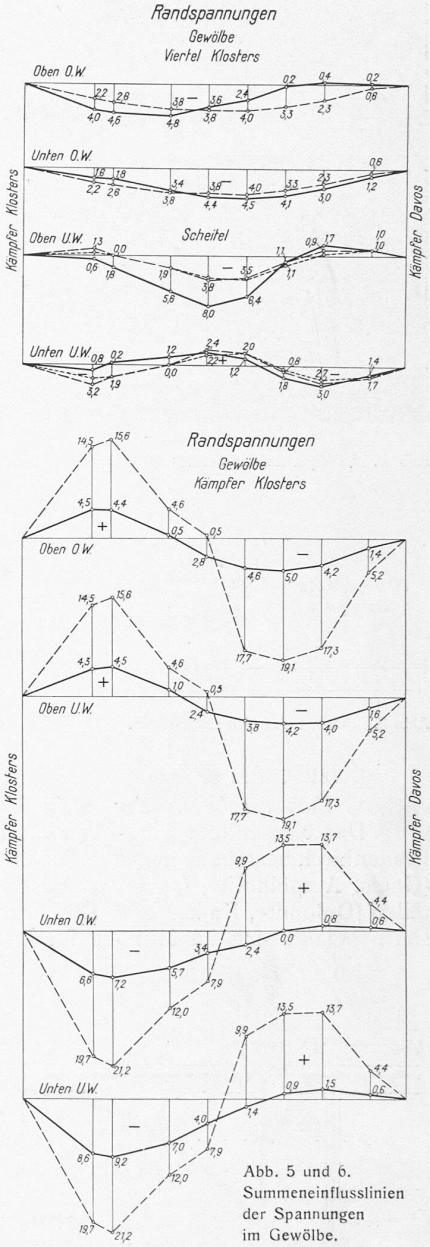


Abb. 5 und 6. Summeneinflusslinien der Spannungen im Gewölbe.

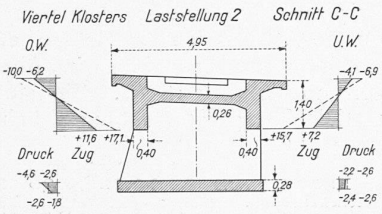


Abb. 8. Gemessene und gerechnete Spannungsdiagramme Bogenviertel Klosters, Laststellung 2.

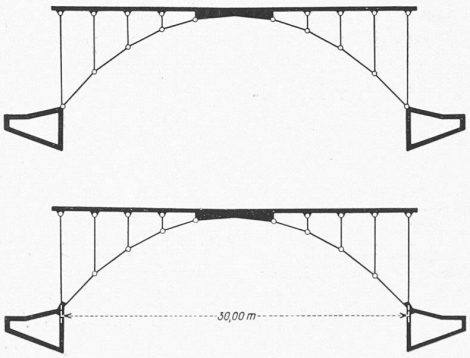


Abb. 10. Schema des Tragsystems
Zweigelenkbogen, einfach statisch unbestimmt;
eingespannter Bogen, fünffach statisch unbestimmt.

*Volle* Linien = gemessene, ***gestrichelte*** = berechnete Werte.

Der Gesamtmittelwert des Elastizitätsmoduls aller untersuchten Prismen (Bogen, Versteifungsträger, Fahrbahn) für Druckbeanspruchungen bis $\sigma = 60$ kg/cm² beträgt $E = 340\,000$ kg/cm², mit äussersten Abweichungen von $+10\,\%$ und $-15\,\%$, und stimmt sehr gut mit dem aus der E.M.P.A.-Formel

$$E = 550\,000 \frac{pr\beta_d}{pr\beta_d + 150}$$

berechneten Werte $E = 345\,000$ kg/cm² überein.

*3. Ergebnisse der Belastungsversuche und der Nachrechnungen.*

Die Abb. 1 enthält die Angaben über alle Messtellen. Gemessen wurden die lotrechten Durchbiegungen im Bogenscheitel und den beiden Bogenvierteln; die lotrechten und wagrechten Bewegungen und Drehungen der beiden Widerlager; das Oeffnen und Schliessen der beiden Fahrbahnfugen; die Drehungen im Bogenscheitel und Bogenviertel Klosters; die Spannungen im Scheitel, im Viertel Klosters und am Widerlager Klosters sowohl am Bogen als am Versteifungsträger, und die lotrechten Schwingungen im Bogenscheitel und im Bogenviertel Klosters. Sämtliche Beobachtungen wurden an der Ober- und der Unterwasserseite durchgeführt.

Das Schema des Belastungszuges, bestehend aus einer oder zwei Lokomotiven, ist in der Abb. 3 dargestellt. Für die Ermittlung der Summeneinflusslinien wurden Stellungsfahrten mit einer Lokomotive ausgeführt. Die Schnellfahrten mit ein und zwei Lokomotiven erfolgten mit Geschwindigkeiten von 30 km/h, die Langsamfahrten mit 10 km/h.

Sämtliche Versuchsergebnisse sind in den Abb. 4 bis 7 in Form von Summeneinflusslinien der lotrechten Durchbiegungen, der Drehungen des Bogens und Versteifungsträgers, der Fugenbewegungen der Fahrbahn, der Gewölbespannungen und der Spannungen im Versteifungsträger dargestellt, und sodann sind einige Spannungsdiagramme für das Viertel der Brücke ausgetragen (Abb. 8) und die Schwingungen im Bogenscheitel und Bogenviertel in der Abb. 9 für Langsam-, Schnellfahrten und Bremsversuche zur Darstellung gebracht. Diesen Versuchsergebnissen sind in den gleichen Abbildungen die Ergebnisse der Berechnungen gegenübergestellt, und zwar für das einfach und auch das fünffach (äusserlich dreifach und innerlich zweifach) statisch unbestimmte Tragsystem. Die der Berechnung der 30 m weit gespannten Bogen-Hauptöffnung zugrunde gelegten Tragsysteme sind in Abb. 10 dargestellt.

Das Gesamtergebnis dieser Untersuchungen lässt folgende Tatsachen erkennen:

1. Die Grössenordnung der gemessenen Spannungs- und Verformungswerte bewegt sich innerhalb der nachfolgenden Grenzen:

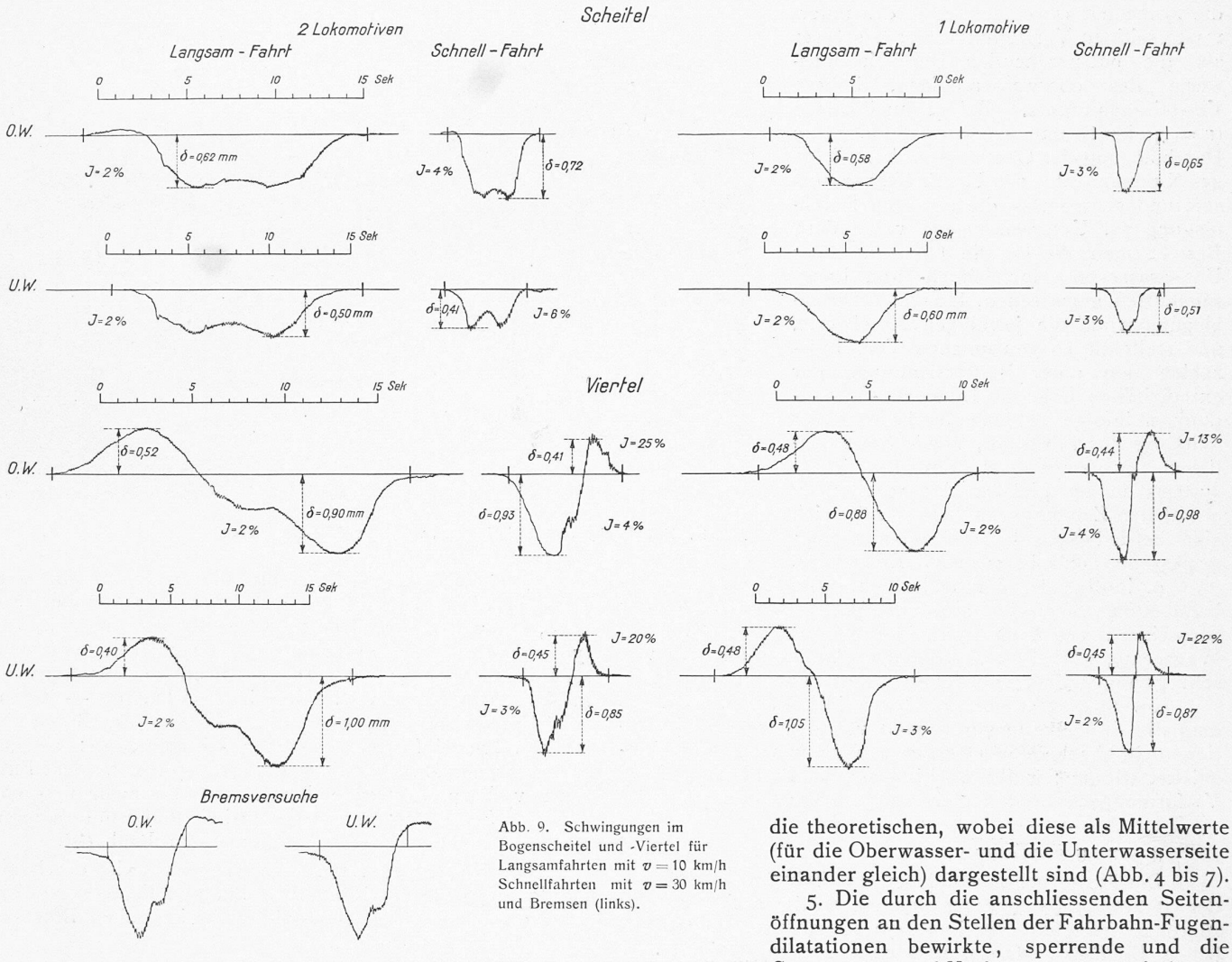


Abb. 9. Schwingungen im Bogenscheitel und -Viertel für Langsamfahrten mit $v = 10$ km/h Schnellfahrten mit $v = 30$ km/h und Bremsen (links).

*Für den Bogen:*

Spannungen: Kämpfer — 9,2 kg/cm² (Druck), + 4,5 kg/cm² (Zug); im Scheitel — 8,0 kg/cm², + 2,2 kg/cm²;

Lotrechte Durchbiegungen: im Scheitel + 0,49 mm; im Bogenviertel + 1,12 mm (Senkung) und — 0,43 mm (Hebung);

Drehungen: im Scheitel + 39 mm (im Sinne des Uhrzeigers), — 37,5 mm (entgegengesetzt dem Sinne des Uhrzeigers), im Bogenviertel + 23 mm, — 5,5 mm;

*Für den Versteifungsträger:*

Spannungen im Viertel — 7,4 kg/cm², + 11,6 kg/cm²;

Fugenbewegungen + 0,48 mm, — 0,15 mm;

Drehungen im Viertel + 21,9 mm.

Die Messungsergebnisse bilden eine ausreichend zuverlässige Grundlage für die sichere Beurteilung des elastischen Verhaltens des Tragsystems.

2. Die beiden Widerlager zeigten an den Bogen-Einspannstellen nur schwache Anzeichen von Bewegungen; sie dürfen für die in Frage kommende Verkehrslast als unverschieblich, jedoch elastisch sehr wenig nachgiebig (siehe auch Summeneinflusslinien der Gewölbe-Kämpferspannungen, Abb. 6) angenommen werden.

3. Das bereits vorher schon befahrene Tragsystem hat sich praktisch als vollkommen elastisch erwiesen; grössere bleibende Verformungen waren nicht feststellbar.

4. Sämtliche gemessenen Summeneinflusslinien der Verformungen und Spannungen zeigen regelmässigen und mit der Theorie gut übereinstimmenden Verlauf, wobei die jeweiligen rechnerischen Werte des fünffach statisch unbestimmten Systems in besserer Uebereinstimmung mit den Ergebnissen der Versuche stehen, als dies beim einfach statisch unbestimmten System der Fall ist. Die gemessenen Werte sind, von einigen Ausnahmen abgesehen, kleiner als die theoretischen, wobei diese als Mittelwerte (für die Oberwasser- und die Unterwasserseite einander gleich) dargestellt sind (Abb. 4 bis 7).

5. Die durch die anschliessenden Seitenöffnungen an den Stellen der Fahrbahn-Fugendilatationen bewirkte, sperrende und die Spannungen und Verformungen vermindernde Wirkung (Fugenschluss, Schienenwiderstand) tritt in den Summeneinflusslinien der Fugenbewegungen beim Schliessen der Fugen deutlich zutage. Dieser, der freien Verformung des Tragsystems entgegenwirkende Fahrbahnwiderstand, aus der Uebereinstimmung der theoretischen Werte mit den entsprechenden gemessenen Werten berechnet, bewegt sich, je nach Laststellung, zwischen 11,6 t und 3,3 t. Er bietet eine der Hauptursachen der Abweichungen zwischen Messung und Theorie.

6. Ausgesprochene Unterschiede zwischen den gemessenen und berechneten Werten sind die Folge der unter 4 erörterten, entlastenden Einwirkung, und sodann auch des Torsionswiderstandes des räumlich bogenförmigen Tragsystems. Die Torsionsmomente werden zum weitaus grössten Teil von den beiden, aus der Fahrbahnplatte und dem Stabbogen bestehenden, wagrechten Trägern aufgenommen. Zusätzliche Torsionsmomente treten in den Versteifungsträgern zwischen den in einem gegenseitigen Abstande von 3,0 m angeordneten, den Stabbogen mit den Versteifungsträgern verbindenden Querwänden (Pfosten) auf. Bei der Berechnung der theoretischen Werte wurden, für die Trägheits- bezw. Widerstandsmomente, die Eiseneinlagen mit $n = E_e/E_b = 10$ berücksichtigt.

7. Zufolge der monolitischen Wirkungsweise der durch die Fahrbahnplatte und die Querwände (Pfosten) zu einem einheitlichen Querschnitt verbundenen Versteifungsträger, zeigt bei ruhender und schwach bewegter Verkehrslast der äussere, höhere Versteifungsträger auch stärkere Beanspruchungen als der innere, niedrigere und ein grösseres Widerstandsmoment aufweisende Versteifungsträger.

8. Die gemessenen, lotrechten Durchbiegungen an der Ober- und der Unterwasserseite zeigen deutlich den Einfluss der Fliehkräfte an. Bei Langsamfahrten ($v = 10$ km/h) sind

die lotrechten Durchbiegungen des unterwasserseitigen Versteifungsträgers grösser als die entsprechenden Durchbiegungswerte des oberwasserseitigen, höhern Versteifungsträgers. Bei Schnellfahrten ($v = 30$ km/h) dagegen wird die lotrechte Durchbiegung der Oberwasserseite, infolge des Kippmomentes aus Fliehkraft, vergrössert und sinngemäss die lotrechte Durchbiegung der Unterwasserseite vermindert. Bezieht man die für die Ober- und die Unterwasserseite für Schnell- und Langsamfahrten gemessenen, lotrechten Durchbiegungen auf die jeweiligen Mittelwerte, und stellt die so gewonnenen Verhältniszahlen den unter Berücksichtigung der exzentrischen Lage des Lastenzug-Schwerpunktes infolge Schienenüberhöhung der Wirkung der Fliehkraft, sowie des räumlichen Torsionswiderstandes des Tragsystems in der gleichen Art rechnerisch ermittelten Zahlen gegenüber, so zeigt sich eine befriedigende Uebereinstimmung der gemessenen und berechneten Ergebnisse.

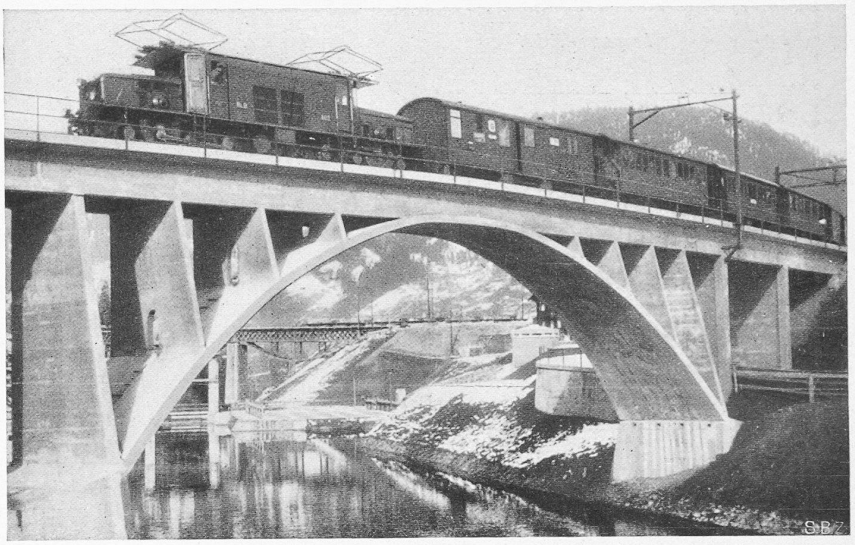

Abb. 11. Neue Landquartbrücke in Klosters, vom linken Ufer aus gesehen.

9. Infolge der durchgehenden, stossmildernden Fahrbahnbettung bewegen sich die gemessenen Werte der Stossziffern von 6 bis 25 % innerhalb mässiger Grenzen. Wagrechte, seitliche Schwingungen konnten als nur von sehr geringer Grössenordnung wahrgenommen werden.

10. Bremsversuche mit zwei Lokomotiven zeigten, dass die Bremskräfte vorwiegend von dem an den Dilatationen durchgehenden Oberbau aufgenommen und weitergeleitet werden; merkliche Einflüsse des Bremsens auf die Verformungen konnten nicht festgestellt werden.

*

II. SCHLUSSFOLGERUNGEN.

Die Messergebnisse führten zur Erkenntnis, dass die der statischen Berechnung des eigenartigen Tragsystems zugrunde gelegten, vereinfachten Annahmen alle wesentlichen Einflüsse erfassen und dass die konstruktive Anordnung den besondern Anforderungen der durch die Lage der Brücke in einer Kurve bedingten Verhältnisse in richtiger Weise entspricht.

Die gesamte ständige Last der Brücke wurde dem Stabbogen zugewiesen. Die Grösstwerte der Spannungen aus ständiger Last erreichen 17,4 kg/cm² Druck.

Die ungünstigsten, gemessenen Betonbeanspruchungen aus Verkehrslast betragen

für den Stabbogen — 9,2 kg/cm² (Druck),
+ 4,5 kg/cm² (Zug),
für den Versteifungsträger — 7,4 kg/cm²,
+ 11,6 kg/cm².

Die aus den gemessenen Faserdehnungen mit einem Elastizitätsmodul von $E = 350\,000$ kg/cm² berechneten Spannungswerte sind 30 bis 50 % kleiner, als die zugeordneten rechnerischen Werte.

Die wirklichen Gesamtbeanspruchungen liegen unterhalb der als zulässig angenommenen Spannungsgrenzen von 45 kg/cm², bezw. 60 kg/cm², diese mit Berücksichtigung der Temperatur-Schwankungen sowie des Schwindens gültig.

Die grössten lotrechten Durchbiegungen von + 1,12 mm (Bogenviertel) und + 0,49 mm (Bogenscheitel) betragen nur 1/27 000 bezw. 1/60 000 der Stützweite. Die Grösstwerte der Drehungen erreichen 39 Winkelsekunden alter Teilung (Scheitel). Die lotrechten Schwingungen sind gering; der Stosszuschlag beträgt 6 bis 25 %. Wagrechte Schwingungen konnten nur als sehr gering festgestellt werden. Das Tragsystem weist im lotrechten wie im wagrechten Sinne einen hohen Steifigkeitsgrad auf.

*

Die Eisenbeton-Bogenbrücke der Rhätischen Bahn über die Landquart bei Klosters entspricht inbezug auf allgemeine Anordnung, konstruktive Durchbildung und Bauausführung allen Anforderungen, die heute an ein erstklassiges Eisenbetonbauwerk gestellt werden können. Sie stellt, bei voller Gewährleistung der Betriebsicherheit, ein typisches Beispiel einer technisch einwandfreien und wirtschaftlichen Lösung dar. Die konstruktive Gestaltung ist in konsequentester Weise den Kraftwirkungen — Eigengewicht, Verkehrslast, Fliehkräfte, Winddruck, Bremswirkung, Wärmeeinflüsse, Schwinden — angepasst; sie hat sich ganz der Zweckbestimmung untergeordnet. Das Bauwerk verkörpert strenge Logik und Formwillen seines geistigen Schöpfers; es atmet Wahrheit und erfüllt dadurch auch die ästhetische Grundbedingung der Baukunst.

Die Kunst des Bauens in Eisenbeton ist durch die Landquartbrücke der Rhätischen Bahn in Klosters um ein weiteres, mustergültiges Beispiel schweizerischen Brückenbaues bereichert worden.

---

## Schweizer Zollhaus auf dem Splügenpass.

Arch. JAKOB NOLD in Felsberg bei Chur.

Während der kurzen Sommerzeit je von Mitte Juni bis Mitte September der Jahre 1929 und 1930 ist auf dem Splügenberg durch Arch. Nold das anspruchlose Zollhaus erbaut worden, das obenstehende Bilder veranschaulichen. Es steht auf 2017 m ü. M., etwa 100 m unterhalb der Passhöhe. Dem sehr rauen Klima entsprechen Architektur und Bauausführung unter Verwertung der beim alten Bündner Hochgebirgshaus gesammelten Erfahrungen: starke Bruchsteinmauern mit tiefliegenden Fenstern in glattverputzten Aussenleibungen, Steinplattendach aus 3 cm starken, sich dreifach überdeckenden Platten, darunter Pappe-Isolierung auf 5 cm überfälzter Schalung, besondere Traufensicherung gegen Schmelzwasser-Rückstau; alle Wohnräume sind mit einfachem Wand- und Deckentäfer ausgekleidet, dabei die Aussenmauern unter dem Täfer mit starkem Filzkarton gegen die Kälte isoliert. Das innere Holzwerk ist Natur und mattgeölt, die besseren Holzböden in roter Berg-Lärche. Im Aeussern zeigt das graue Haus braune Klappläden in den mit Keimscher Mineralfarbe hellgestrichenen Fensterleibungen; einige Fenster erhielten dekorativ gestaltete Vergitterung. Das Erdgeschoss beherbergt die Zollamträume, in Verbindung mit der Brückenwaage für 15 t unter dem schweren Vordach der Strassenseite, sowie den Schlafraum für ledige Grenzwächter; die Obergeschosse enthalten zwei Wohnungen für den Postenchef und einen verheirateten Grenzwächter. Im talseitigen Anbau finden das Kleinvieh und der Heustock Unterkunft. — Trotz sehr weiter Transporte ab Thusis stellten sich die Baukosten auf nur 65 Fr./m³ umbauten Raumes.