

Die Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis

Autor(en): **Conzett, Jürg**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Bündner Monatsblatt : Zeitschrift für Bündner Geschichte, Landeskunde und Baukultur**

Band (Jahr): - **(1989)**

Heft 4

PDF erstellt am: **25.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-398496>

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.

Jürg Conzett

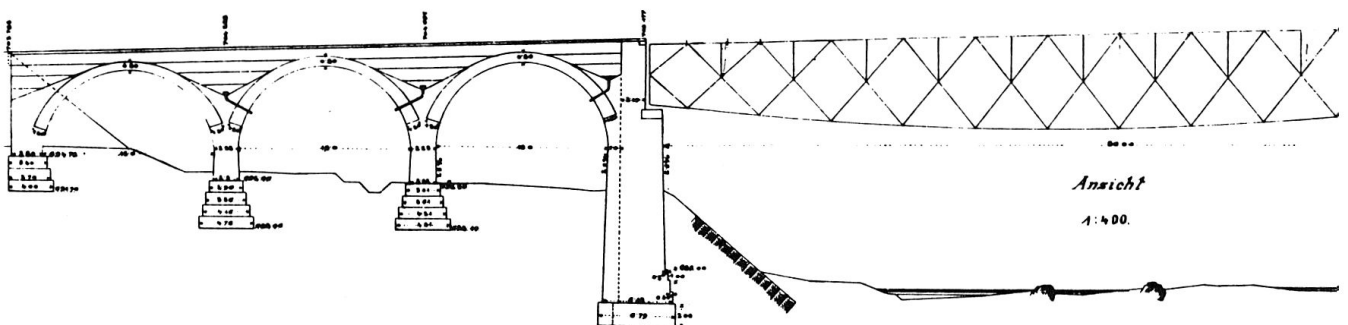
Die Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis

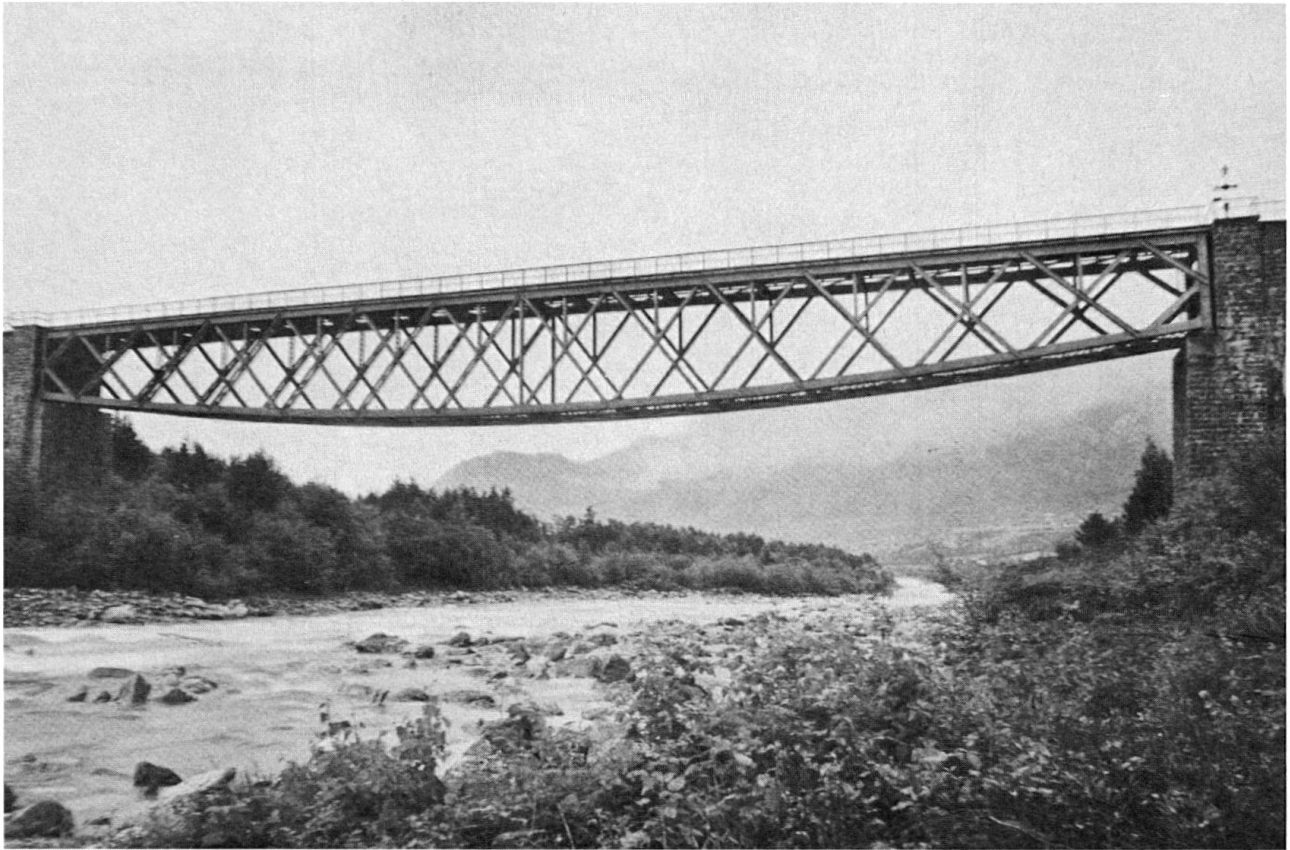
Um die Jahrhundertwende sind auch in Graubünden mehrere Brücken in kombinierter Stein-Eisen-Konstruktion erbaut worden.

Interessantestes Beispiel dieses Typs ist die Eisenbahnbrücke über den Hinterrhein bei Thusis. Die im Jahre 1901 erbaute Brücke hat eine eigenwillige Form. Ihr Mittelträger ist aufgrund der damals neuesten Methoden des Eisenbrückenbaus von der Firma Bell geplant und erstellt worden. Im Archiv der Rhätischen Bahn befinden sich ausserdem Pläne und Korrespondenzen von zwei weiteren, nicht ausgeführten Projekten. Das eine stammt von Ingenieur Karl Löhle, das andere von der Unternehmung Froté & Westermann. An der Entstehungsgeschichte der Thusner Brücke wird deutlich sichtbar, mit welchen Problemen sich die Brückenbauer der damaligen Zeit beschäftigten.

In diesem Beitrag beschreibe ich zuerst die beiden nicht gebauten Entwürfe, danach stelle ich das ausgeführte Projekt vor und vergleiche anschliessend das Bauwerk mit anderen Stein-Eisen-Brücken.

Die Bewunderer der steinernen Viadukte der Albulabahn konnten mit dem eisernen Fremdling nicht viel anfangen. Die Thusner Brücke entsprach damals nicht den ästhetischen Idealen der Heimatschutz-Bewegung. Wenn man aber untersucht, wie die Formen des Brückenbaus mit ingenieurwissenschaftlichen Theorien zusammenhängen, stellt sich heraus, dass die Thusner Brücke mit ihrem bis auf

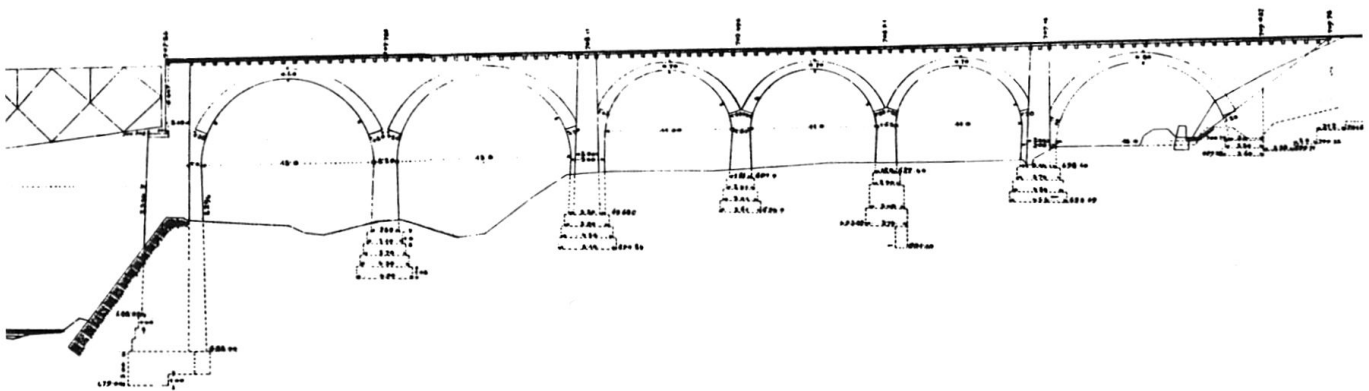


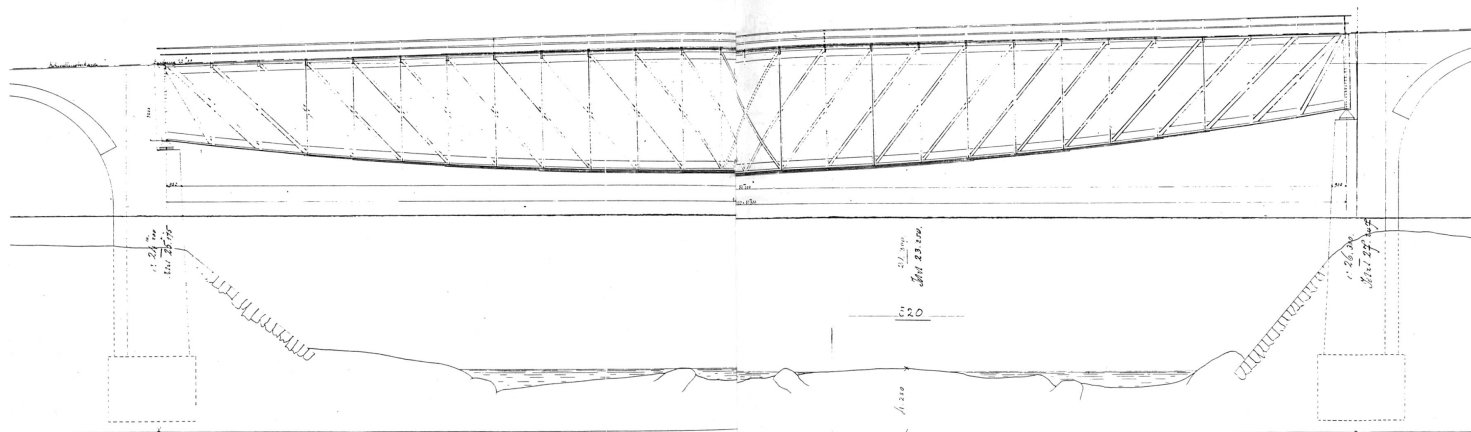


den letzten Niet konsequent durchgebildeten Fachwerkträger das konstruktiv raffinierteste Bauwerk der ganzen Albulabahn ist.

Man hat die Nationalstrasse N13 so angelegt, dass ihre Fortsetzung in Richtung Viamala durch den östlichen Anschlussviadukt der Eisenbahnbrücke führen wird. Diesem Eingriff sehe ich mit grosser Besorgnis entgegen. Auch das ist ein Grund, weshalb ich mich mit dieser Brücke eingehend befasst habe und ihr heutiges Erscheinungsbild festhalten möchte.

**Ansicht des
Mittelträgers vor
der Elektrifizie-
rung.**





Das Ausschreibungsprojekt

Ingenieur Robert Moser, der das generelle Projekt der Albulabahn ausarbeitete, legte die Situation der Thusner Rheinbrücke fest und Friedrich Hennings, Oberingenieur der Albulabahn, bestimmte die Rahmenbedingungen des Ausschreibungsprojekts.

Die Brücke besteht aus drei Teilen, nämlich einem weitgespannten Mittelträger und zwei Anschlussviadukten. Der Anschlussviadukt der Thusner Seite besteht aus drei 15 Meter weit gespannten Gewölben, jener der Silser Seite aus sechs Gewölben mit Spannweiten von 11 und 15 Metern. Der eiserne Fachwerkträger zwischen den beiden Hauptpfeilern hat eine Spannweite von 81,87 Metern. Weil der Wildbach Nolla gerade unter der Brücke in den Hinterrhein mündet, durften keine Pfeiler ins Flussbett gestellt werden.

Die Anschlussviadukte wurden nach den *Normalien*-Vorschriften der Albulabahn ausgeführt.¹ Es fällt auf, dass die Wände über den Gewölben teils lagerhaft, teils zyklisch gemauert sind. In den Bau- und Abrechnungsplänen konnte ich hierzu keine Vermerke finden. Vermutlich wählte der Bauunternehmer die Mauerungsart selbst, je nachdem er gerade mehr oder weniger regelmässig gebrochene Steine zur Verfügung hatte.

Für die Konstruktion des Mittelträgers liess Friedrich Hennings vom Zürcher Ingenieur Karl Löhle ein detailliertes Projekt eines Halb-

parabelträgers mit oberliegender Fahrbahn ausarbeiten. Als statisches System wählte Löhle ein Pfostenfachwerk mit doppeltem Strebenzug, mit gegen die Mitte hin fallenden Diagonalen. Löhle wollte statisch besonders klar konstruieren und liess deshalb im Innern der Brücke die üblichen vertikalen Querverbände weg. Er bildete stattdessen aus Ober- und Untergurten je einen horizontalen Träger, um die Windkräfte aufzunehmen.

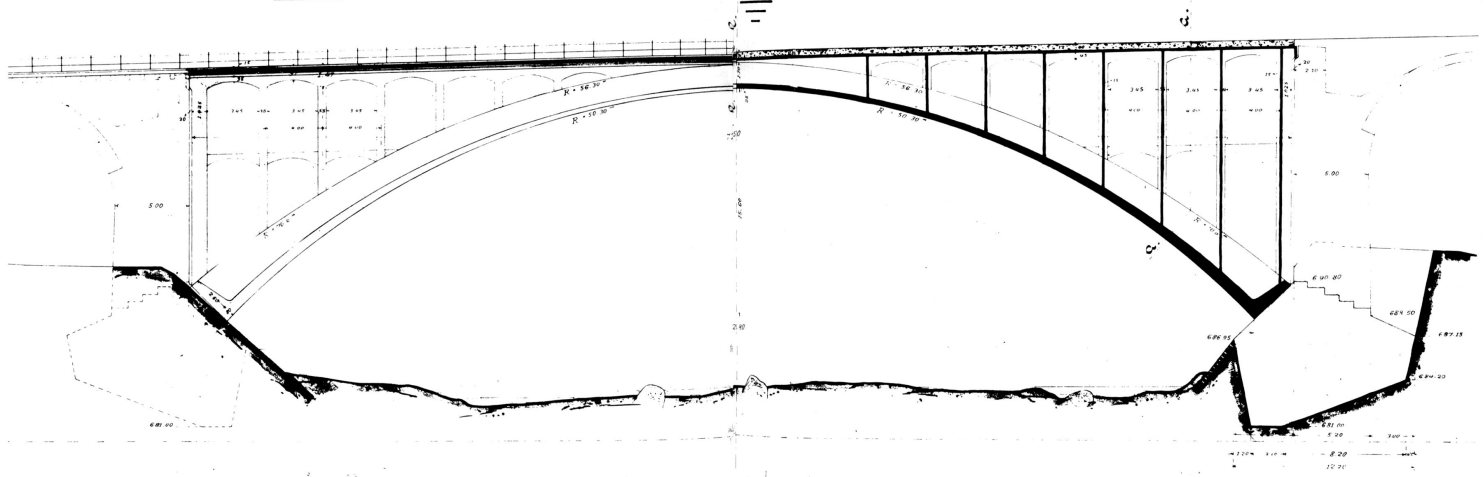
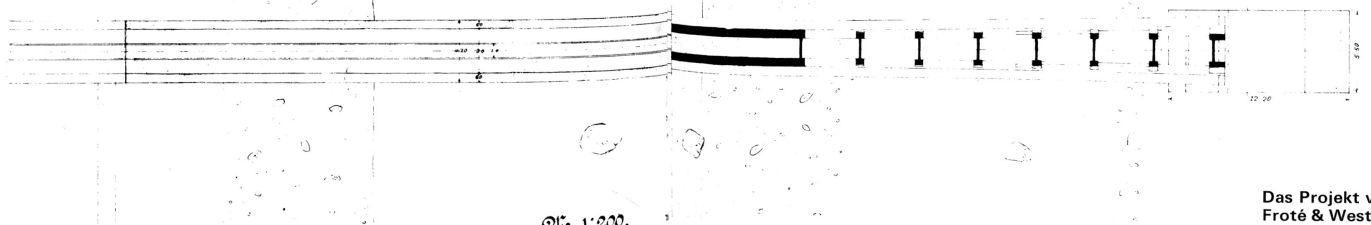
Sein Fachwerk ist engmaschig, wie dies bei Brücken des ausgehenden 19. Jahrhunderts häufig anzutreffen ist. Löhle hat die Rheinbrücke Feuerthalen-Schaffhausen ähnlich konstruiert.²

Am 31. Mai 1900 sandte die Direktion der Rhätischen Bahn Löhles Projekt an das Eidgenössische Post- und Eisenbahndepartement zur Prüfung. Im Juli desselben Jahres wurde es unter verschiedenen Vorbehalten genehmigt. Die Behörde beanstandete unter anderem das Weglassen der vertikalen Querverbände, denn sie fürchtete, dass die seitliche Steifigkeit der Konstruktion zu gering sei. Löhle verbesserte verschiedene Einzelheiten seines Projektes, bestand jedoch darauf, keine Querverbände anzubringen. Am 22. September wurde das überarbeitete Projekt definitiv genehmigt, allerdings mit der Bemerkung, es sei «nachträglich Abhülfe» zu schaffen, falls zu grosse Seitenschwankungen aufträten.

Das Ausschreibungsprojekt von Ing. K. Löhle.

Brücke über den Rhein bei Thuis a. 510.

Projekt für einmündiges Holungsstille.

Ansicht.Längsschnitt.Plan.Horizontalschnitt.

St. 1:200.

Das Projekt von
Froté & Wester-
mann.

Das Projekt Froté & Westermann

Inzwischen waren die Pioniere des armierten Betons nicht untätig geblieben. Die Bauunternehmung Froté & Westermann beschäftigte sich seit einigen Jahren intensiv mit der neuartigen Bauweise des CIMENT ARMÉ. Am 19. Juli 1900 sandte sie ein eigenes, vom Ausschreibungsentwurf abweichendes Projekt für die Thusner Brücke an Hennings. Es bestand aus einem 73 Meter weit gespannten Betonbogen. Die Firma wies darauf hin, dass eine Eisenbrücke «zweifellos» nicht zum gleichen Preis erstellt werden könne, und dass es im übrigen einer Bahngesellschaft gut anstünde, eine Brücke aus gänzlich einheimischem Material zu bauen, da ja nicht nur Kies, Sand und Zement, sondern auch das Rundeisen der Armierung in der Schweiz bezogen werden könne.

Die Pläne und der technische Bericht tragen den Firmenstempel und das Datum, sind aber sonst nicht signiert. Man fragt sich, inwieweit Robert Maillart, der von Oktober 1899 bis Anfang 1902 für Froté & Westermann arbeitete,³ an diesem Projekt mitbeteiligt war. Nun – alle Indizien sprechen dafür, dass es sich bei diesem Entwurf in der Tat um ein Werk Maillarts handelt. Im einzelnen sind dies folgende Punkte:

1. Maillart hatte im Jahr 1900 bereits einen guten Ruf als Beton-Spezialist. Bevor er in die Firma Froté & Westermann eintrat, hatte er im Tiefbauamt der Stadt Zürich den Betonbogen der Stauffacher-Brücke projektiert. (Als ihm die «Zürcher Wochen-Chronik» zu seiner Verlobung gratulierte, bezeichnete sie ihn als den «genialen Erbauer unserer Stauffacherbrücke».)⁴ Es scheint daher naheliegend, dass Froté & Westermann gerade ihn mit dem Entwurf des damals weltgrössten Betonbogens beauftragte. Möglicherweise schlug sogar Maillart selbst der Firmenleitung dieses Alternativprojekt vor.

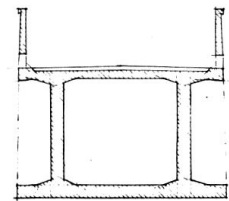
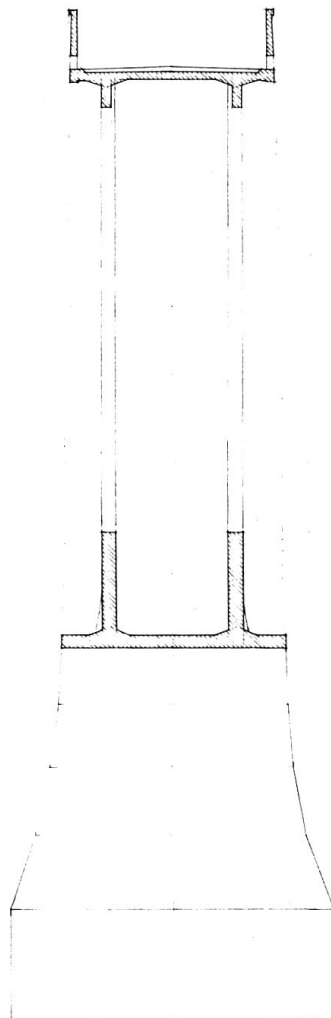
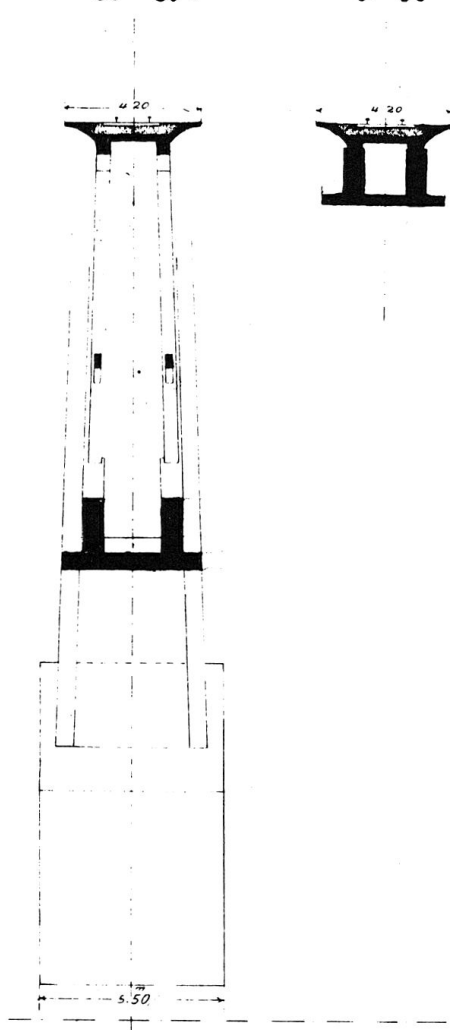
2. Der Querschnitt des Betonbogens besitzt die Form eines U-förmigen Troges, der sich im Bogenscheitel mit der Fahrbahnplatte zu einem Hohlkasten verbindet. Ein Brückenbogen mit dieser Form war damals neu. Andere Betonbrücken jener Zeit, wie etwa die projektierte «Farschbrücke» von Fietz & Leuthold oder die berühmte Chatellerault-Brücke von Hennebique, hatten Bogen mit einem vollen Rechteck-Querschnitt.

Die Thusner Brücke scheint mit den späteren Dreigelenk-Hohlkastenbrücken Maillarts verwandt zu sein. Ein Vergleich mit der Salginabrücke zeigt dies deutlich. Die Querschnitte beider Brücken sehen gleich aus. Die Längsschnitte jedoch sind verschieden: die Thusner Brücke besitzt keine Gelenke wie die Salginabrücke, sondern ist ein *eingespannter Bogen*. Der Thusner Bogen ist «hoch», Maillarts spätere Dreigelenkbogen sind «flach». Da ein höherer Bogen auf Schwinden, Kriechen und Temperaturänderungen des Betons sowie auf Setzung der Fundamente viel weniger empfindlich reagiert, kann er ohne Gelenke ausgebildet werden.

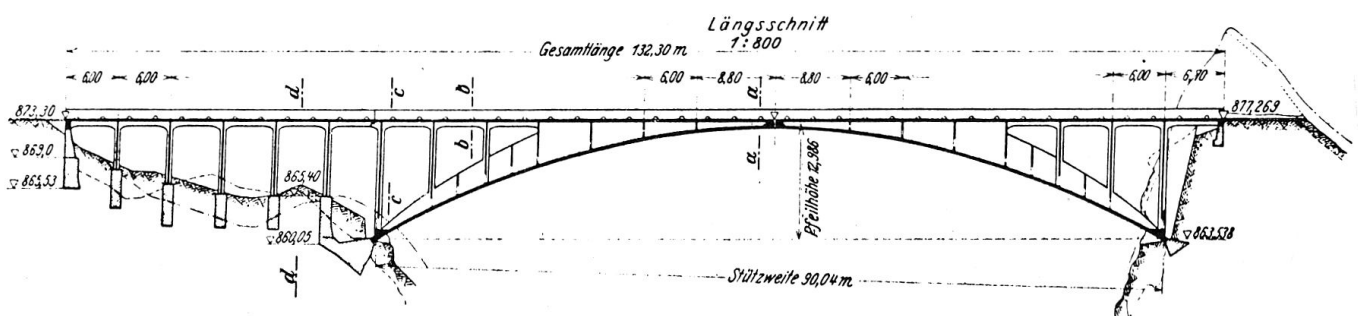
Querschnitte.

a-a.

b-b.



Querschnitte von Rheinbrücke Thusis (links) und Salginabrücke (rechts).



Längsschnitt Salginabrücke.

Das Verhältnis von Spannweite zu Pfeilhöhe wird als *Pfeilverhältnis* bezeichnet.

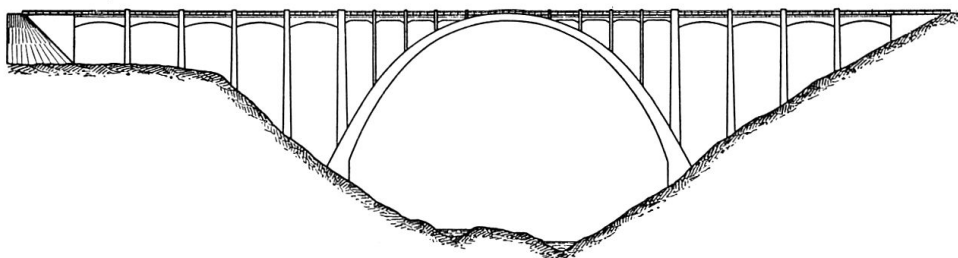
Pfeilverhältnisse einiger Brücken:

	Spannweite L m	Pfeilhöhe f m	Pfeilverhältnis L/f	Typ
Projekt Thusis	72,80	15,60	4,7	eingespannter Bogen
Salginabrücke	90,04	13,00	6,9	Dreigelenkbogen
Innbrücke Zuoz	38,25	3,60	10,6	Dreigelenkbogen
Rheinbrücke Tavanasa	51,25	5,70	9,0	Dreigelenkbogen
Langwieser Viadukt	100,00	42,00	2,4	eingespannter Bogen

3. Die Ständer, welche die Fahrbahn tragen, haben einen H-förmigen Querschnitt. Auch diese Form erscheint in späteren Brücken Mailartshäufig (Salginabrücke, Rossgrabenbrücke, Pfeiler der Seitenöffnungen der Klosterser Brücke). Andere Konstrukteure ziehen indessen für die Aufständigung quadratische oder rechteckige Querschnitte vor (E. Mörsch: Gmündertobelbrücke, J. Solca: Rheinbrücke Waltensburg).

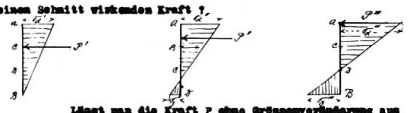
Die Fahrbahnträger besitzen eine segmentbogenförmige Unterkante. Diese Segmentbogen sind eine Konzession an den damaligen Zeitgeschmack. Die geraden Balken des armierten Betons müssen auf viele Leute geradezu schockierend gewirkt haben, man hatte sich noch nicht an den «biegungsfesten Stein» gewöhnt. Segmentbogen findet man noch zehn Jahre später in den Vorprojekten des Langwieser Viaduktes. Hermann Schürch, einer der Erbauer des Langwieser Viaduktes, schrieb dazu: «(Die Segmentbogen) befriedigten aber in der Ansicht nicht, weil sie den Eindruck von flachen Gewölben machten, die schlecht zu den schlanken Pfeilern passten; sie wurden deshalb als gerade Balken mit Vouten ausgeführt, wodurch ihr Aussehen ihrer statischen Wirkung besser entspricht.»⁵

4. Dem Projekt liegt ein ausführlicher technischer Bericht bei. In ihm ist enthalten, dass man in der Schweiz den Wert der *armierten* Betongewölbe noch nicht erkannt habe, dass die Tragsicherheit eines Gewölbes in hohem Mass von seiner Zugfestigkeit abhängig sei und



Langwieser Viadukt: Entwurf mit segmentförmigen Hauptträgern für die Seitenöffnungen.

stets nur angenommen zutreffen; es wird nie möglich sein, alle Massiven Einflüsse, denen ein Bauwerk unterliegt, zu erfassen & in die Rechnung einzuführen und ebenso unmöglich wird es stets bleiben, die entsprechenden inneren Spannungen exakt zu berechnen. Man wird in allen Fällen sagen müssen, dass die berechnete Lage der Last P bloss eine ziemlich rohe Annäherung ist, dass also gegen eine Schwankung in der Lage von P noch eine gewisse Sicherheit vorhanden sein muss. Der verwendete Sicherheitsfaktor 10 oder 20 sagt ja bloss, dass die Zerstörung des Gewölbes voraussichtlich erst erfolgen wird, wenn P umf 10 % oder 20 % ansgewachsen sein wird, während er uns über die Wirkung von P ganz im Unklaren lässt. Und doch ist es undenkbar, dass die Grösse der Kraft wesentlich von berechneten Wert abweicht; die Abweichung wird im schlimmsten Fall vielleicht 10 - 20 % betragen; über die Möglichkeit einer Lagerveränderung sind wir aber im Unklaren. Es stellt sich also mitgeteilt die Frage: welche Sicherheit bietet das Gewölbe bei einer Lagerveränderung der auf einen Schnitt wirkenden Kraft?



Lässt man die Kraft P ohne Grössenveränderung aus der Lage P nach P' und P'' wandern, so vergrössert sich die Druckspannung / rechteckiger Querschnitt veranschaulicht / auf das Doppelte der zulässigen Beanspruchung $\sigma = 2\sigma_0$ und es entsteht an der andern Kante eine Zugspannung in Betrage von $\sigma = -\sigma_0$. Ist also z.B. $\sigma_0 = 30 \text{ kg/cm}^2$ Druck angenommen, so beträgt $\sigma = 30 \text{ kg/cm}^2$ Zug. Damit ist aber die Zugfestigkeit des Betons erreicht, es erfolgt Rissbildung und, falls die Kraft noch etwas weiter wandert erfahrungsgemäss bald der Einsturz. Hierbei ist bemerkenswert

120 SCHWEIZERISCHE BAUZEITUNG [Bd. 85 Nr. 13]

Im ersten Falle ergeben sich bedeutend geringere Druck- und Zugspannungen als beim zweiten, man könnte also daraus schliessen, dass die Sicherheit bei letzterem wesentlich geringer sei. Wenn es aber richtig ist, dass infolge einer Zufälligkeit der erste Querschnitt doch richtig wird, so wächst die Druckspannung σ auf der Gegenseite sofort ins Unendliche und der Pfeiler muss einstürzen. Im zweiten Falle dagegen ergibt sich beim Risswerden der Zugzone nur eine ganz minimale Vergrösserung der Druckspannung von 60 auf 64 kg/cm², so dass keine Bruchgefahr besteht.

Der Einwand, dass eben im ersten Falle die Sicherheit gegen Rissbildung eine viel grössere und jedenfalls genügende sei, ist unsichthaltig. Denn wenn man die an Probekörpern ermittelte Druckfestigkeit im Bauwerk im Grosse und Ganzen wiederfindet, so ist dies mit der Zugfestigkeit nicht der Fall. In den Fugen des Mauerwerks ist die Spannungswirkung von 20 kg/cm² und mehr aufzutreten können. Auf der Druckseite hat dies keine Bedeutung, auf der Zugseite dagegen kann es zur Rissbildung führen.

Die Grösse der rechnerischen Zugspannungen steht somit zur Sicherheit eines Bauwerkes in gar keiner direkten Beziehung und es hat deshalb keinen Sinn, eine «zulässige Zugspannung» festzusetzen. Dagegen ist zu fordern, dass überall da, wo Zugspannungen auftreten, unter- oder höchstens die zulässige Stabilität findet, unter- oder höchstens auf ihren Betrag, dass als getriggert zu betrachten, wenn unter der Voraussetzung, dass sie zur Ausbildung führen können, die Stabilität nicht mehr vorhanden ist.

Diese Anschauung bedeutet durchaus nichts Neues, sondern geht fester ganz allgemein. Ausser bei ganz unbedeutenden monolithischen Objekten aus Naturstein (Plattendurchlässe, Balkenplatten) liess man die Zugspannungen im Massivbau gänzlich aus dem Spiel. Fiel beispielsweise bei einer Stützmauer die Resultierende ausserhalb des Kernquerschnittes, so kümmerte man sich nicht um die Grösse der daraus resultierenden Zugspannungen, sondern begnügte sich mit der Ermittlung der Kantenspannung unter der Annahme, dass Zugspannungen überhaupt nicht möglich seien. Kehren wir also ruhig zu dieser auf Erfahrung beruhenden Anschauung zurück.

Bei der Wahl der zulässigen Druckspannung sollte man nicht allzu ängstlich sein, insbesondere wenn Temperatur- und Schwindspannungen mitberücksichtigt werden. In den Normen von 1909 ist die ganz richtige Gedanke niedergelegt, dass die berechneten Temperatur- und Schwindspannungen für die Beurteilung der Sicherheit eines Eisenbetonbauteiles auf eine andere Linie zu stellen sind als die von der Belastung herrührenden. Diese Normen geben demnach niedrigere Grenzen an für die aus Belastung allein herrührenden Zugspannungen und höhere für den Fall der Mitberücksichtigung von Temperatur- und Schwindspannungen. In viel geringerem Masse als beim Eisenbau spielen letztere bei der Einsturfsgefahr von Massiv- und Eisenbetonbauten mit. Ein fehlendes konstruktives Eisenbetonbauteil deformiert sich lange vor dem Eintritt des Bruches infolge Rissbildung so sehr, dass die

Temperaturspannungen vollständig in den Hintergrund treten. Nehmen wir ganz beispielsweise an, bei einer Kontraktion sei die Eisenspannung aus Belastung allein 1200 kg/cm², aus Temperatur allein ebenfalls 1200 kg/cm², also zusammen 2400 kg/cm². Bei Verdoppelung der Belastung tritt also rechnerisch die Bruchspannung von 3600 kg/cm² ein. Tatsächlich wird aber eine Verdoppelung dieser Belastung nötig sein, um den Bruch herbeizuführen, da von einem gewissen Moment an die Temperaturspannungen keine Rolle mehr spielen. Hätte dagegen die Belastung allein 1800 kg/cm² und die Temperatur 600 kg/cm² ergeben, also zusammen wiederum 2400 kg/cm², so würde schon die Verdoppelung der Belastung zum Bruch führen. Man sieht also, dass trotz ganz gleichen Rechnungsergebnisses die Sicherheit in beiden Fällen eine ganz verschiedene ist. Dass Temperaturspannungen nie zum Bruch führen, ist übrigens erfahrungsgemäss durch die grosse Feuerbeständigkeit des Eisenbetons bewiesen: trotzdem dabei Temperaturerhöhungen auftreten, die die den Berechnungen zu Grunde zu legenden um das zweizehnfache übersteigen, tritt kein Einsturz ein.

In noch viel höherem Masse gilt das Gesagte beim Mauerwerk und Stenbau. Die Belastung ist ausserdem allein für den Einsturz massgebend. Bevor bei einem Gewölbe die der Druckseite Spannungen auftreten können, die der Druckfestigkeit nahe kommen, ist die Zugseite gestiegen, wodurch die Temperaturspannungen sich automatisch vermindern.

Ein für Mauerwerk und Stenbau günstiger Umstand ist übrigens eine gewisse Plastizität, die ihnen eigen zu sein scheint. Schon bei kurzer normaler Lastwirkung beobachten wir lebende Deformationen, die sich bei wiederholter Belastung immer etwas vergrössern, anschliessend aber wieder abnehmen. Man mag aus ihnen erklären lassen. Es ist dies ein Grund mehr, den Effekt der aus den Formänderungen resultierenden Spannungen nicht zu überschätzen; Mauerwerk und Beton besitzen gewisse Eigenschaften, die sie befähigen sich ungünstigen Verhältnissen gewissermassen automatisch anzupassen. In der nächsten Nähe festgestellte Tatsache, dass die Köpfe hoher Brückenpfeiler sich dreierlei verformen können, ohne dass es als nötig erschienen wäre den Betrieb zu unterbrechen, ist hierfür kennzeichnend.

Damit soll nicht geleugnet werden, auf die Berechnung der Temperaturspannungen überhaupt zu verzichten. Sie sollen aber anders gewertet, d.h. nicht in den gleichen Topf geworfen werden mit den aus den anderen Einflüssen resultierenden Spannungen. Man mag aus ihnen auf die Probabilität der Rissbildung schliessen. Wenn man dagegen hofft, auf diese Weise mit Sicherheit zweifelsfrei aus den Formänderungen berechneten Spannungen zu unterziehen, ist hierfür kennzeichnend.

Diese, an die Beschreibung einer hervorragenden Ausübung anschliessenden Erörterungen mögen vielleicht etwas weitschweifig geworden sein. Aber es schien angezeigt, bei dieser Gelegenheit darauf hinzuweisen, dass nicht nur der Eisenbetonbau, sondern auch der Beton- und Mauerwerksbau noch weiterer nützlicher Entwicklung fähig ist, wobei es sich aber empfiehlt, das rein rechnerische, auf der Elastizitätstheorie fuessenden feine Berechnungen nicht die ausschlaggebende Bedeutung beizubehalten, wie bei dem vollkommen elastischen Eisen. Dabei ist daran zu denken, dass es sich um Gebilde handelt, die nur auf Druck mit Sicherheit zu beanspruchen sind, und dass somit die aus dem Eisen- und Eisenbetonbau herübergenommene Wertung der Zugspannungen hier nicht in Frage ist.

R. Maillart.

Ausschnitt aus dem technischen Bericht von Froté & Westermann (links) und Ausschnitt aus dem Aufsatz «Betrachtungen zum Gewölbebau» von R. Maillart (rechts). (Es geht um den Einfluss der Lage der Drucklinie auf die Spannungen des Querschnitts).

dass der armierte Beton einen «gespreizten» Bogenquerschnitt erlaube, der gegenüber dem Rechteckquerschnitt grössere Festigkeit bei geringerem Gewicht aufweise.

Genau die gleichen Überlegungen findet man im Aufsatz «Betrachtungen zum Gewölbebau», den Maillart im März 1925 in der Schweizerischen Bauzeitung publizierte.⁶

Oberingenieur Hennings sandte nun das Projekt von Froté & Westermann zur Begutachtung an Professor Ludwig Tetmajer, den Direktor der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt. Tetmajer musste sich nicht lange besinnen; bereits drei Tage später hatte er das Gutachten verfasst, in welchem er das Projekt der Betonbrücke verworfen. Er zweifelte am Sicherheitsgrad der Konstruktion, da sich der Beton nicht proportional zu den Spannungen verforme und die Spannungsberechnungen deshalb nicht zutreffend seien. Ausserdem befürchtete er, dass die Armierung in den direkt bewitterten Bauteilen rosten werde, weil sich der Kalk des Zements unter der Wirkung des Regenwassers in Kalzium-Karbonat umwandle. Im übrigen sei der spröde Beton für Konstruktionen wie Eisenbahnbrücken, die dynamisch beansprucht würden, ungeeignet. Schliesslich wies er darauf hin, dass die Zementindustrie mit wenigen Ausnahmen «nicht auf der Höhe» stehe.

Es hat sich gezeigt, dass die Warnung vor der «Karbonatisierung» richtig war. Die übrigen Befürchtungen haben sich als unbegründet erwiesen. Die Kritik am Sicherheitsgrad des Gewölbes war ungerechtfertigt und zeigt, dass Tetmajer den technischen Bericht

Das Projekt Bell

Im August 1900 schrieb die Maschinenfabrik Theodor Bell & Cie. aus Kriens an Hennings, dass das Ausschreibungsprojekt von Löhle nicht dem neusten Stand der Technik entspreche. «... Es ist nicht unsere Absicht das eingereichte Project zu verbessern, sondern wir möchten Ihnen ein vollständig neues Project für diese Brücke zur Ausarbeitung und Ausführung empfehlen. ... Für die Hauptträger würden wir ein statisch bestimmtes Stabsystem mit doppeltem Strebenzuge wählen, bei welchem jede Belastung jeden der beiden Stäbe in Spannung versetzt und wo die betreffenden Stabkräfte ohne Schwierigkeit genau bestimmt werden können.

Dem von Ihnen eingereichten Projecte ist ein zweiteiliges, statisch unbestimmtes Stabsystem zu Grunde gelegt und die Berechnung desselben ist unter der bisher üblichen Annahme durchgeführt, dass die durch irgend eine Belastung erzeugten Stabkräfte sich hälftig auf beide Teilsysteme verteilen. Es sind jedoch Laststellungen möglich, bei denen das eine Teilsystem wesentlich grössere Stabkräfte erhält, als das andere.

Eine von uns durchgeführte genauere Berechnung eines solchen Trägersystems für die Zihlbrücke der Bern-Neuenburg-Bahn von 76 m Stützweite hat ergeben, dass die Streben und Pfosten zum Teil 30 bis 40% grössere Stabkräfte erhalten, als die gewöhnliche Methode mit Zerlegung der halben Scheerkräfte auf die beiden Teilsysteme ergibt.

Diese statisch unbestimmten Trägersysteme sind daher nur zu empfehlen, wenn dieselben genau berechnet und also auch dementsprechend stärker dimensioniert werden. ...»

**Rheinbrücke
Thusis. Projekt
von Bell & Co.**

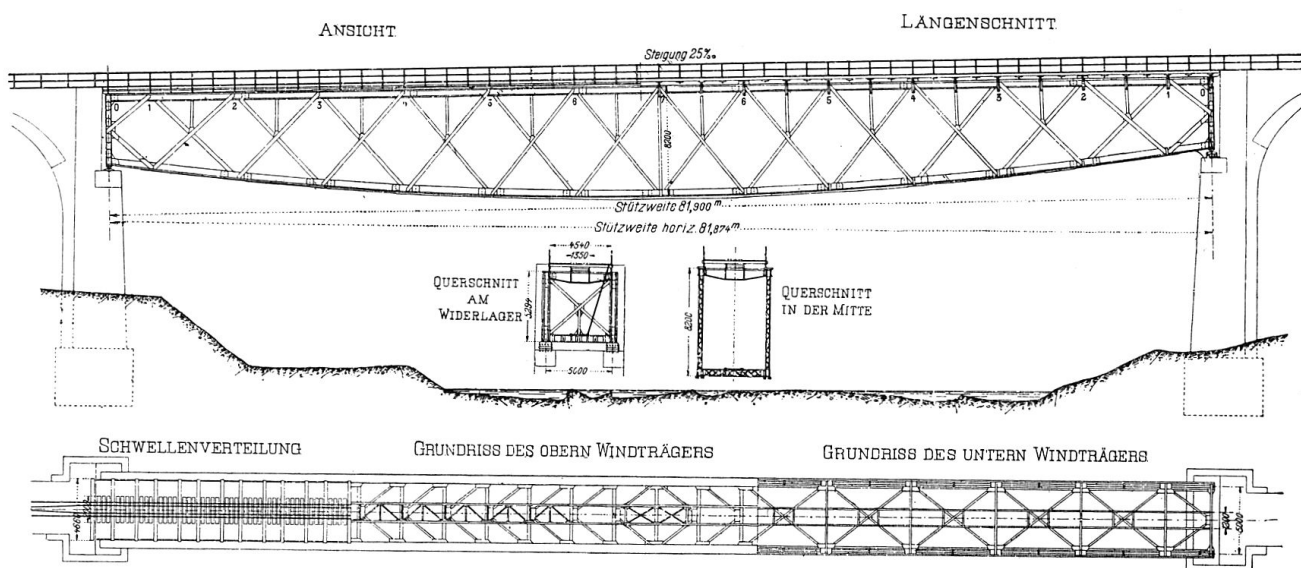
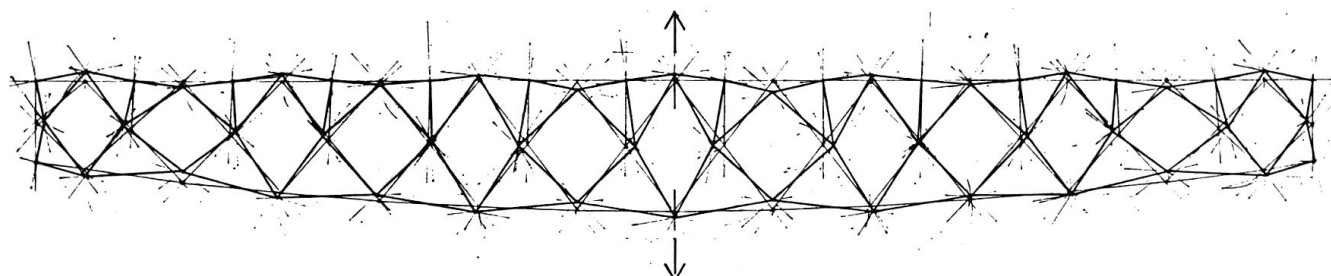
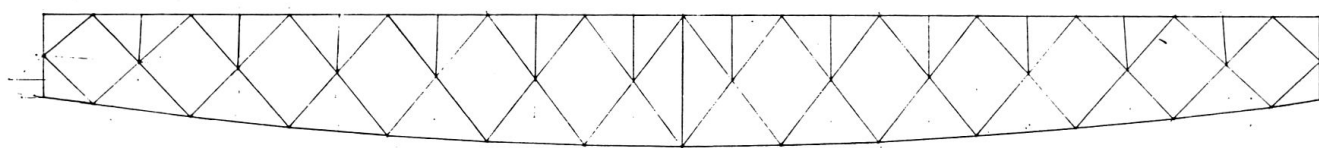


Abb. 3. Gesamtplan der Eisenkonstruktion, erbaut von der A.-G. Theodor Bell & Cie. in Kriens — Masstab 1 : 500.

AUSGEFÜHRTES FACHWERKSYSTEM

VERFORMTES FACHWERKSYSTEM, NACH DURCHTRENNUNG DES MITTLEREN VERTIKALSTABES

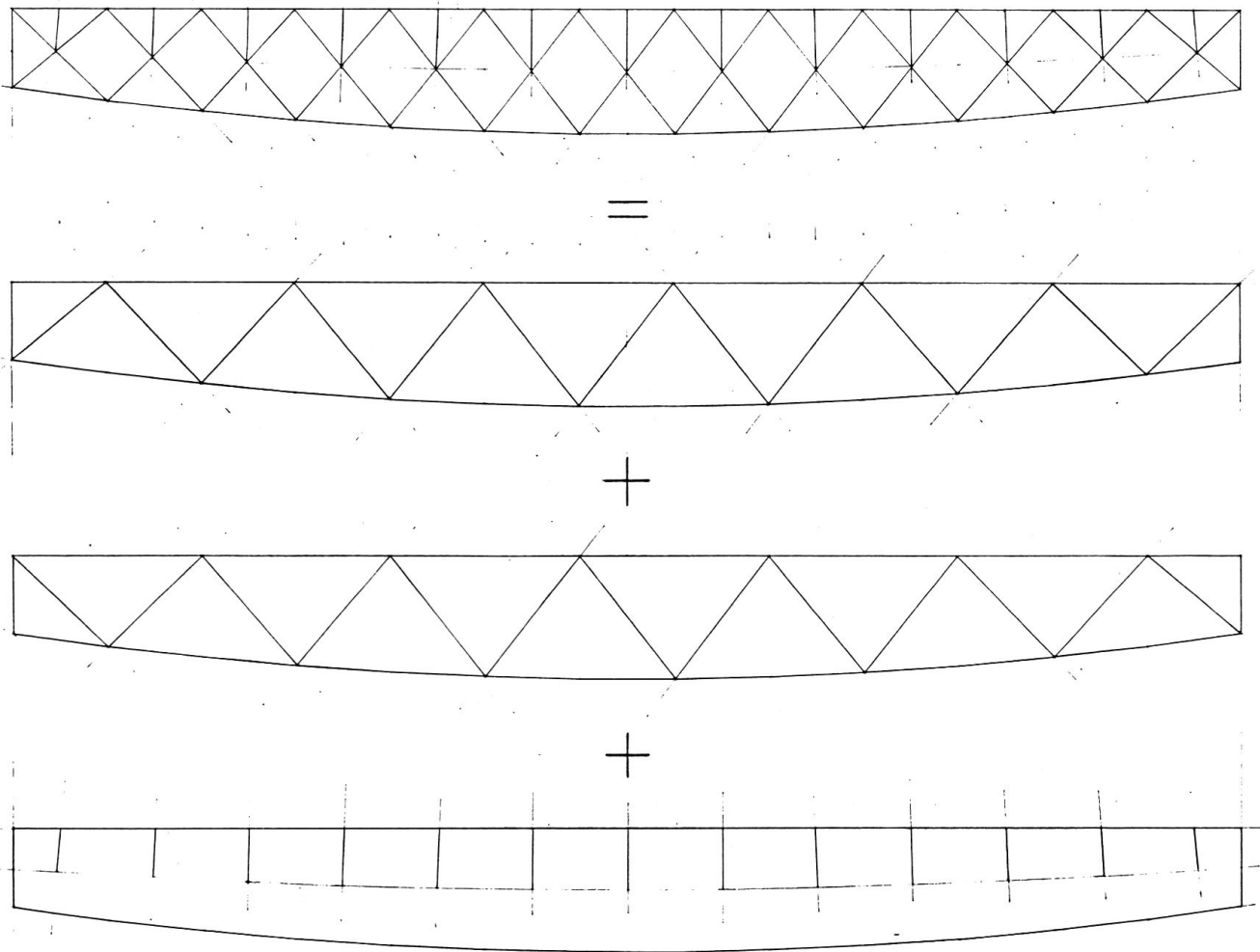
Im weiteren enthielt der Brief auch Vorschläge zu Einzelheiten der Konstruktion:

«... Der von uns gewählte Obergurtquerschnitt gestattet ferner, dass der volle Obergurtquerschnitt auch in den Knotenpunkten durchgeführt werden kann, während bei dem eingereichten Projecte die Versteifungswinkel des Stehbleches, wie auch diejenigen der Gurtlamellen in den Knotenpunkten unterbrochen sind, wodurch der Gurtquerschnitt wesentlich geschwächt wird. (...) Um die Zwängungsspannungen, welche infolge Verkürzung der langen Obergurte bei Belastung der Brücke, sowie durch Bremskräfte in den Quer- und Längsträgern auftreten, zu vermeiden, würden wir die Längsträger auf den Querträgern längs verschiebbar lagern. (...) Wir zweifeln daher nicht, dass Sie mit unserem Vorschlage, ein vollständig neues Project in obigem Sinne auszuarbeiten, einverstanden sind, in welchem Falle wir uns dann mit Ihnen über eine billige Entschädigung für die uns aus dieser Projectbearbeitung entstehenden Mehrarbeiten und Kosten in der einen oder anderen Weise verständigen würden.»

Die Rhätische Bahn liess sich von diesem Vorschlag überzeugen und erteilte den Auftrag für die Neuprojektierung und Ausführung der Brücke an die Firma Bell. Deren Oberingenieur, Fritz Ackermann, betreute von da an die weiteren Arbeiten an der Thusner Brücke.

Obwohl der Fachwerkbalken auf den ersten Blick dem *Victorian Girder* gleicht, den die englischen Brückenbauer gerne verwendeten (etwa in den beiden Einhängeträgern der Firth-of-Forth-Brücke), ist seine statische Wirkungsweise völlig anders: wesentlich ist, dass die Endstreben mit dem Auflagerpfosten auf halber Trägerhöhe verbunden sind. Dadurch wird die Zerlegung der Auflagerkraft in die beiden Stabsysteme eindeutig festgelegt, das System ist *statisch bestimmt*.

Das statische System des Thusner Trägers (links) und eines «Victorian Girders» (rechts).

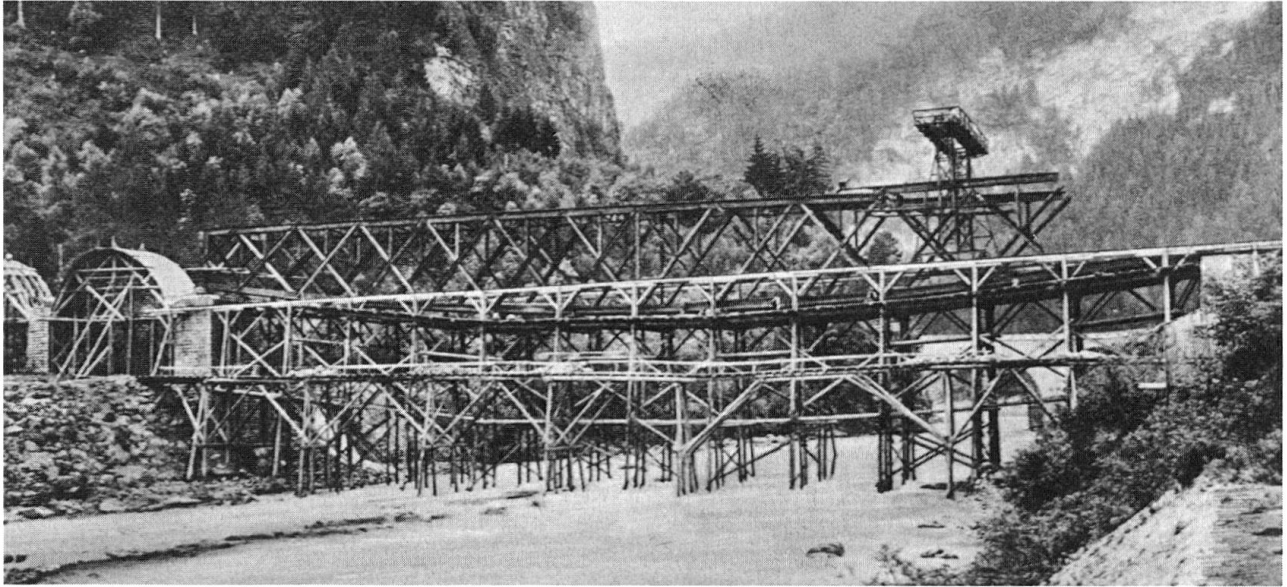
BRÜCKE THUSISFACHWERKTRÄGER ALS 'VICTORIAN GIRDER'

In der Mitte des Trägers befindet sich ein vertikaler Stabilisierungsstab. Ohne ihn würde das Fachwerksystem zu einem beweglichen Mechanismus werden.

Ackermann übernahm Löhles Idee, die Zwischenquerverbände wegzulassen.

Wie erwähnt, legte er die Längsträger beweglich *auf* die Querträger, um Zwängungen aus der Verformung des Hauptträgers von ihnen fernzuhalten. Diese Anordnung hat aber den Nachteil, dass die Längsträger gegen die Brückenaufleger hin bei jeder Zugsdurchfahrt zwei bis drei Millimeter weit über die Querträger hinweg gleiten, so dass der Farbanstrich an diesen Stellen abgescheuert wird.

Besonders aufmerksam verfolgte man die *Nebenspannungen*. Nach der klassischen Fachwerktheorie betrachtet man alle Stäbe als gelenkig untereinander verbunden. Sie würden dann nur durch Druck- oder Zugkräfte beansprucht. In Wirklichkeit sind die Stäbe aber mit-



einander fest vernietet und werden durch die Verformungen des Fachwerks etwas verbogen. Diese Verbiegungen erzeugen die Nebenspannung. Gegen Ende des letzten Jahrhunderts versuchten Forscher in verschiedenen Ländern, die Grösse der Nebenspannungen zu messen und zu berechnen. Die Thusner Brücke ist eine der ersten schweizerischen Brücken, an der diese Theorien praktisch angewendet wurden. Man versuchte, die Nebenspannungen durch eine Art Vorspannung zu verkleinern. Die einzelnen Fachwerkstäbe wurden in der Werkstatt um ein kleines Mass zu lang oder zu kurz hergestellt. Dadurch musste man sie bei der Montage leicht verbiegen. Das Mass dieser Verbiegungen war genau so gross berechnet worden, dass die Stäbe unter der Belastung des fertigen Bauwerks wieder ihre ursprüngliche gerade Form erhielten.

Die Fundamente der beiden Hauptpfeiler, die bis unter die Flusssohle des Rheins reichen, wurden im Winter 1900/01 bei niederem Wasserstand in offener Baugrube erstellt. Das anfallende Wasser konnte mit Handpumpen beseitigt werden. Die Mauerung der Hauptpfeiler und Anschlussviadukte geschah mit Kalksteinen, die in der Nähe der Baustelle gewonnen werden konnten. Die Deckplatten der Gehwege bestehen aus Roffnagneis von Andeer und die Auflagerquader der Eisenkonstruktion aus Gotthardgranit von Lavorgo. Das hölzerne Gerüst für die Montage des Mittelträgers errichtete der Gerüstbauer Richard Coray. Im Herbst 1901 war die Brücke fertiggestellt. Am 10. Dezember fand die Belastungsprobe statt. Die Brücke wurde vorerst von Bauzügen befahren, bis am 10. Juli 1903 die Einweihung der Albulalinie erfolgte.⁹

Dank der sorgfältig durchgebildeten Konstruktion sind bis heute keine nennenswerten Verstärkungen notwendig geworden.

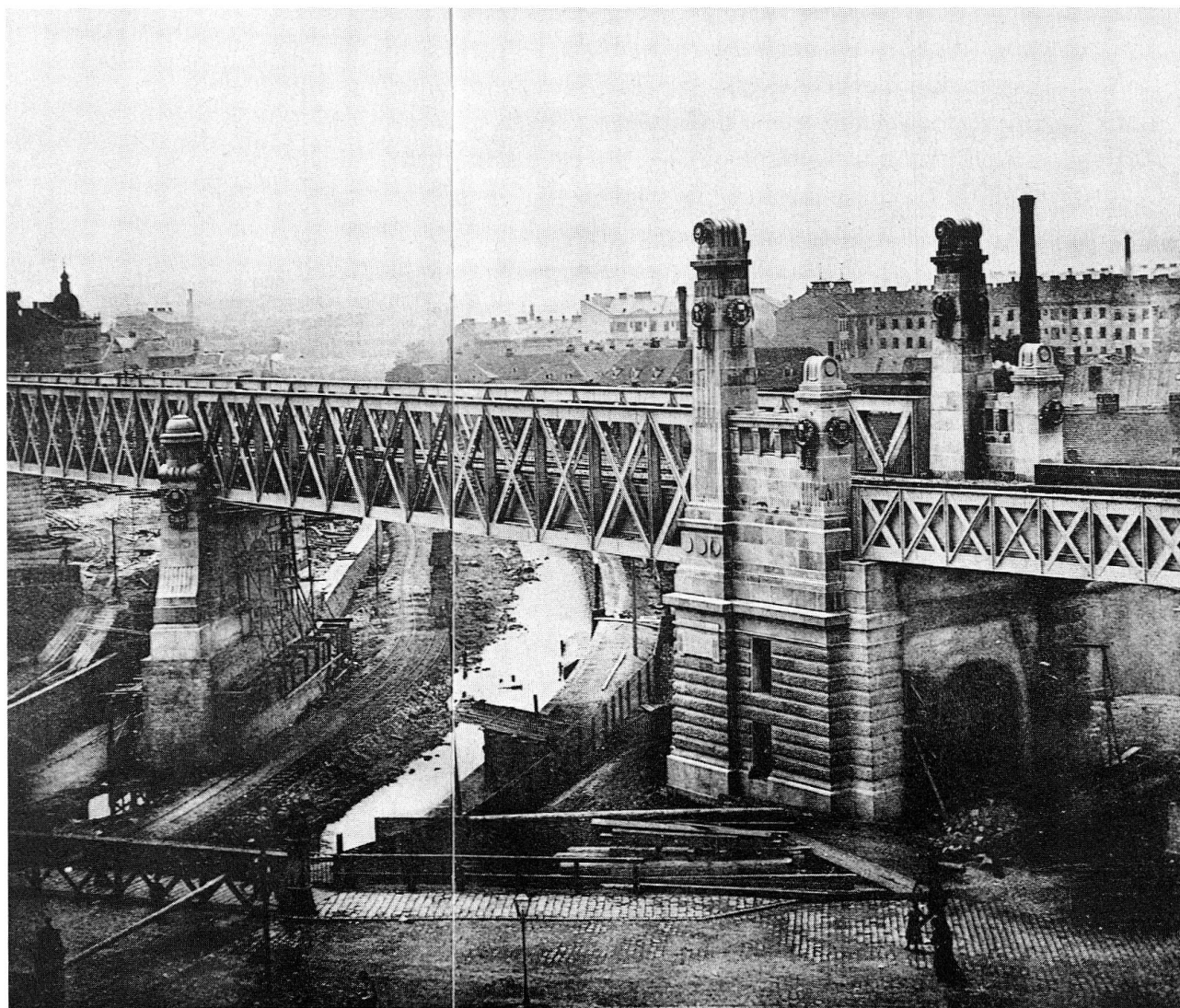
**Montage-Gerüst
der Thusner
Rheinbrücke.**

Eine kunstgeschichtliche Betrachtung der Thusner Brücke

Romantik und Konstruktivismus

Die Brückenbauer der Jahrhundertwende kann man grob in zwei Gruppen einteilen: in «Romantiker» und «Konstruktivisten». *Romantisch* sind die steinernen Viadukte der Rhätischen Bahn. Hans Studer, der Erbauer des Wiesener Viadukts, schrieb: «In ästhetischer Hinsicht war die hohe Auffassung massgebend, durch möglichste Fernhaltung eines naturfremden und durch die Wahl eines im wahrsten Sinne des Wortes bodenständigen Brückenbaumaterials den Unterschied zwischen Menschenwerk und Natur so weitgehend als möglich zu verwischen, dieses Menschenwerk so unauffällig und bescheiden wie möglich in die Schönheit und Gewalt der hehren Gebirgsnatur einzupassen, ihre Harmonie nicht oder nur in geringstem Masse zu stören!»¹⁰

**Otto Wagner:
Brücke über die
Wienzeile.**



Konstruktivistisch sind die Brücken der Wiener Stadtbahn, die kurz nach 1900 eröffnet wurde. Beim Bau dieser Bahn war der Wiener Architekt Otto Wagner (1841–1918) «gestalterischer Beirat». Von ihm wurden nicht nur alle Stationsgebäude, sondern auch die wichtigsten Brückenbauten entworfen.¹¹ Die grösste und bedeutendste Brücke der Stadtbahn ist die Brücke über die Wienzeile. Eine eiserne Fachwerkkonstruktion liegt auf massiven gemauerten Widerlagern und einem mächtigen Mittelpfeiler. Die nüchterne Eisenkonstruktion wird von reich verzierten steinernen Obelisksen eingerahmt. Die Wienzeile-Brücke wirkt durch ihre *Kontraste*. Bei den RhB-Viadukten ist die *Anpassung* an die Landschaft wichtig.

Im Jahre 1909 äusserte sich ein Theoretiker des Konstruktivismus, der Otto-Wagner-Biograph Joseph August Lux, in der Schweizerischen Bauzeitung zum Thema «Technik und Schönheit»:¹² «Das Schönheitsgefühl hat sich nur zögernd entschlossen, in den zarten und doch ungeheuerlichen Linien des Eisenbaus die Merkmale eines neuen Stils oder einer neuen Schönheit zu erkennen. Die Natur des Steinmaterials, das nur druckfest ist, hat die formalen Möglichkeiten der Steinarhitektur an unabänderliche Formen gebunden. Kein neuer Formgedanke ist möglich, der nicht eine mehr oder weniger variierte Wiederholung überlieferter Formgedanken ist.» Dagegen kommt den blossen Konturlinien der Eisenkonstruktionen insofern eine Schönheit zu, «als sie den Bedingungen der Stabilität absolut entsprechen und darin nach den Worten Eiffels mit den Bedingungen der Harmonie vollständig übereinstimmen. (. . .) Es ist die absolute Zweckmässigkeit und Nützlichkeit, der Ausdruck der äussersten materiellen Ökonomie, der strengen geistigen Disziplin, der diesen Gebilden das Recht auf die ästhetische Anerkennung sichert. Wenn auch mit dem Begriff der Nützlichkeit und Zweckmässigkeit das Gesetz der Schönheit nicht immer begründet ist, so kann es doch keine Schönheit geben, die ohne diese Grundbestimmungen auskommen kann. Andererseits kann die vollkommene Zweckmässigkeit und Nützlichkeit als vollkommene Sachlichkeit niemals hässlich sein.»

Die Thusner Brücke ist die einzige Brücke der Albulabahn, die einen eisernen Fachwerkträger aufweist. Sie kann einem schweizerisch-nüchternen Konstruktivismus zugeordnet werden. Verglichen mit der Wienzeile-Brücke von Otto Wagner ist sie schmucklos, geradezu karg. Ackermann und Hennings beschränkten sich in ihren Aufsätzen über die Thusner Brücke auf technische Erläuterungen. Fragen der Ästhetik wurden nicht erörtert. Es wäre jedoch falsch, daraus zu schliessen, dass die Erbauer der Thusner Brücke sich nicht um deren Gestaltung gekümmert hätten. Im nächsten Kapitel möchte ich dies verdeutlichen, indem ich die Thusner Brücke mit anderen Brücken desselben Typs vergleiche.

Stein-Eisen-Brücken

Die *Sitterbrücke* der Bodensee-Toggenburg-Bahn, die *Rheinbrücke Eglisau* der Schweizerischen Bundesbahn und die *Trisannabrücke* der Arlbergbahn sind mit der Thusner Rheinbrücke verwandt. Sie alle haben das gleiche Konzept: zwischen gemauerten Anschlussviadukten überspannt ein eiserner Fachwerkträger eine grosse Mittelöffnung.

Die beiden Rheinbrücken sind *Flussübergänge*, bei ihnen entspricht die Spannweite des Mittelträgers der Breite des Flusses. Sitter- und Trisannabrücke hingegen sind *Talübergänge*. Die Spannweiten der Mittelträger dieser beiden Brücken sind viel grösser. Sie liegen sehr hoch über dem Tal. Durch die Wahl einer grossen Mittelöffnung konnten hohe und teure Pfeiler eingespart werden.

Bei der Trisannabrücke fällt der riesige, weit übers Tal gespannte Fachwerkträger auf, der auf den untergeordneten, fast nebensächlich wirkenden Anschlussviadukten liegt. Der Übergang vom imposanten Hauptträger zu den kleinen Anschlussviadukten wird elegant gelöst: Der Mittelträger, der die Form eines Fischbauchs aufweist, verjüngt sich gegen die Enden hin und passt sich so an die kleiner dimensionierten Steinviadukte an. Zwischen dem filigranen Stabwerk der Eisenkonstruktion und den massiven Anschlussviadukten besteht ein spannungsvoller Kontrast. Im Jahre 1964 ist der Fachwerkträger durch einen vollwandigen Stabbogen ersetzt worden. Durch diesen Umbau hat die Trisannabrücke viel von ihrem ursprünglichen Reiz verloren.

Im Gegensatz zur Trisannabrücke sind die Anschlussviadukte der Sitterbrücke bedeutend grösser. Die mächtigen Hauptpfeiler wirken neben dem schlanken Fachwerkträger unproportioniert. Die Spannweite der Mittelöffnung scheint zufällig gewählt worden zu sein; sie könnte ebenso gut einige Meter mehr oder weniger betragen. Das Aussehen der Sitterbrücke wurde 1917 vom Architekten Gottfried Schindler (Streiff & Schindler, Zürich) kritisiert: «Ihre Bogen stampfen mit festem Tritt auf den Fluss los; plötzlich schauern sie, zögern, versagen, und überlassen kleinmütig einem Eisengerippe mit hängendem Bogen die Aufgabe der eigentlichen Überbrückung.»¹³

Bei der Eglisauer Rheinbrücke liegt ein kürzerer Fachwerkträger zwischen zwei langen Anschlussviadukten. Die Spannweite der Mittelöffnung entspricht genau der Breite des Flusses. Wir haben eine sinnvoll und schön gestaltete Brücke vor uns: Ihre Gliederung ist eine einfache und logische Antwort auf die landschaftlichen Gegebenheiten. Der parallelgurtige Fachwerkträger passt besser zum ruhigen Flusslauf und zu den massigen Pfeilern als ein Träger mit geschwungener Unterkante. Hauptpfeiler und Träger umrahmen den Fluss in strenger Weise und erinnern an ein weit geöffnetes Schleusentor.



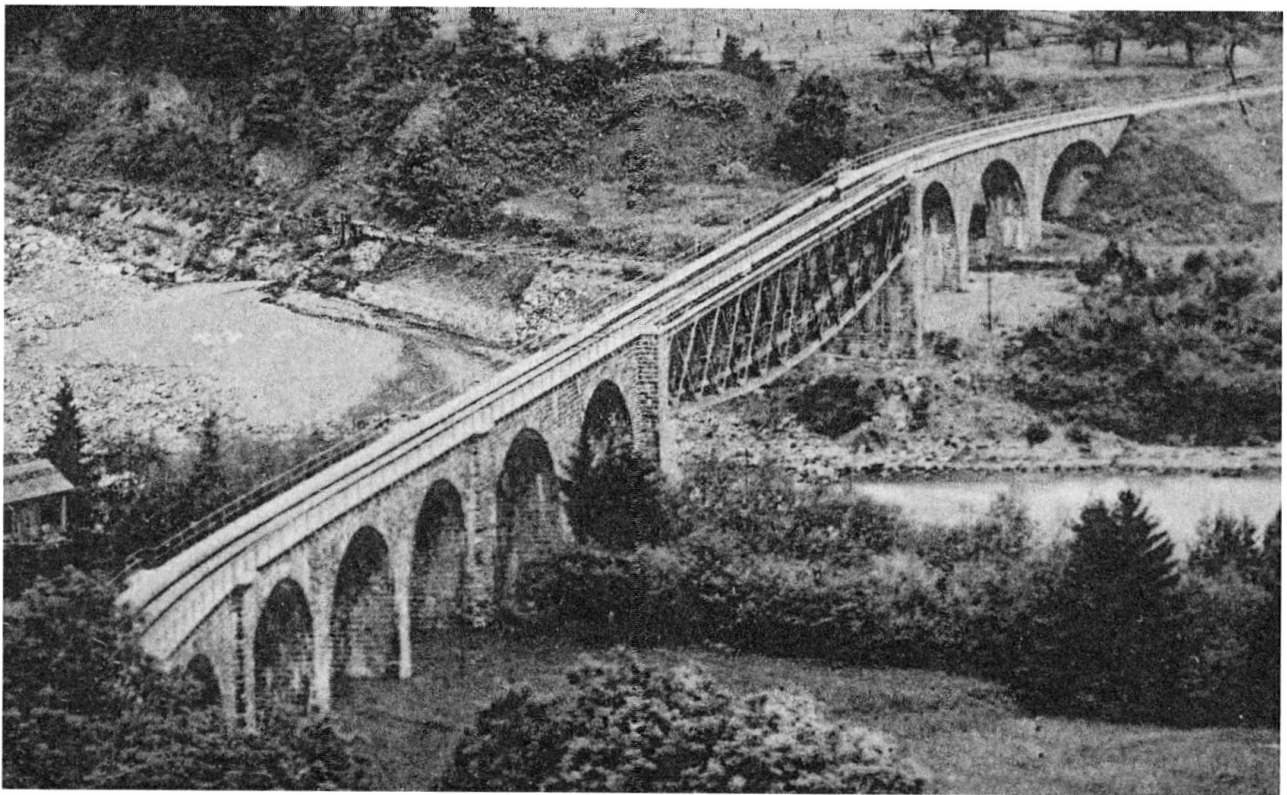
Sitterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn.



Rheinbrücke bei Eglisau.



Trisannabrücke der Arlbergbahn.

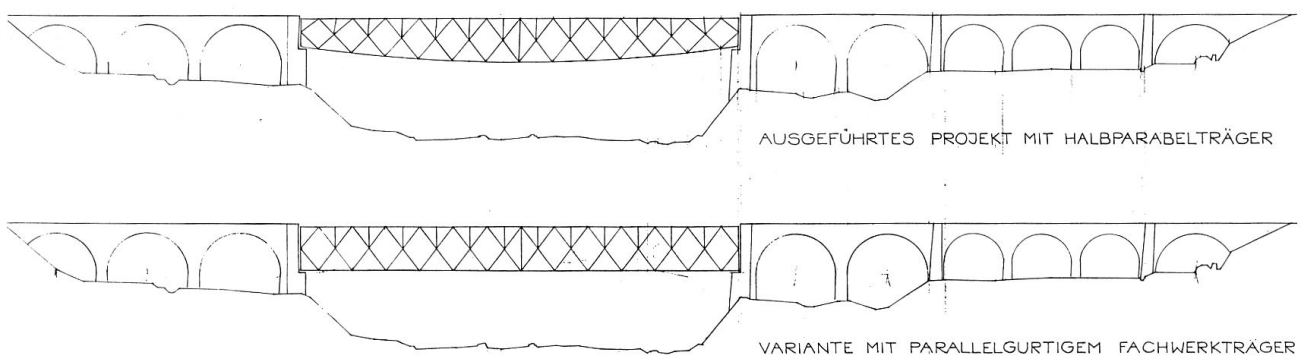


Rheinbrücke Thusis.

Die Hauptpfeiler der Thusner Brücke stehen auf seitlichen Dämmen; im übrigen sind sie wie bei der Eglisauer Rheinbrücke symmetrisch zum Fluss angeordnet. Die Thusner Brücke ist jedoch viel niedriger und besitzt bescheidenere Anschlussviadukte als die Brücke von Eglisau. Ein parallelgurtiges Fachwerk hätte, obwohl es statisch ebenfalls korrekt gewesen wäre, äusserst plump ausgesehen. Bereits im Ausschreibungsprojekt hatte Friedrich Hennings die Form des Halbparabelträgers festgelegt. Formale Gründe müssen dafür ausschlaggebend gewesen sein, dass er sich für einen halbparabelförmigen und nicht für einen parallelgurtigen Träger entschied. Finanzielle Überlegungen haben bei dieser Wahl sicherlich keine Rolle gespielt, da beide Trägerformen ungefähr gleich teuer waren.

Am Beispiel der Thusner Brücke erkennen wir, dass die Kenntnis statischer Gesetze allein nicht ausreicht, um eine ansprechende Brückenform zu entwerfen.

HINTERRHEINBRÜCKE THUSIS

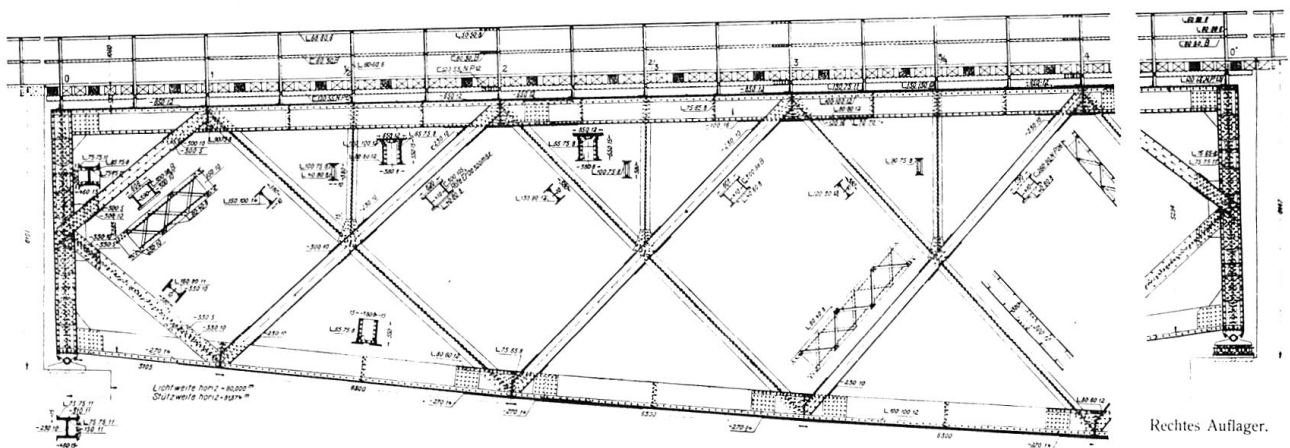


Details

Die Einzelheiten des Eisenträgers sind handwerklich sauber gestaltet. Die Geländerpfosten sind genau auf die Einteilung des Fachwerks abgestimmt: Jeder zweite Pfosten befindet sich exakt über einem Systemknotenpunkt. Bei der Elektrifizierung der Bahnlinie Thusis-Filisur im Jahre 1919 setzte man einen Fahrleitungsmast genau in die Mitte des Eisenträgers über den vertikalen Stabilisierungsstab und je einen auf die Hauptpfeiler. Anfang, Mitte und Ende des Eisenträgers wurden durch diese Maste zusätzlich betont. In neuester Zeit hat man den mittleren Mast aus der Brückenmitte entfernt und an eine beliebige Stelle gesetzt. Das ausgewogene Bild des Fachwerkträgers ist dadurch zerstört worden.¹⁴



Rheinbrücke Thusis, Zustand Ende 1988.



Seitenansicht des Fachwerks.



Der freie Durchblick

Etwas vom Überraschendsten an der ganzen Brücke ist der Blick durch den achtzig Meter langen Mittelträger. Der freie Durchblick durch das Innere eines Fachwerkträgers mit obenliegender Fahrbahn ist einzigartig und widerspiegelt die äusserst klare statische Konzeption des Bauwerks.

- ¹ Zu den Brückennormalien der Albulabahn siehe: Friedrich Hennings: Projekt und Bau der Albulabahn, Denkschrift, Chur 1908. Tafel 6.
- ² Vgl. Otto Kolb: Eisenkonstruktionen, in: Werk 1966, Seite 159.
- ³ Detaillierte Angaben zu Robert Maillart finden sich in: David Peter Billington: Robert Maillart's Bridges, Princeton 1979.
- ⁴ Schweizerische Bauzeitung (SBZ) 9.3.1972, Seite 226.
- ⁵ H. Schürch: Der Bau des Talüberganges bei Langwies, Berlin 1916. Seite 15.
- ⁶ R. Maillart: Betrachtungen zum Gewölbebau, in: SBZ 21.3.1925, Seiten 151ff.
- ⁷ F. Hennings: Die Albulabahn, in: SBZ 24.10.1903, Seite 195.
- ⁸ Ritters Gutachten konnte bisher nicht gefunden werden.
- ⁹ Die Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis, in: SBZ 12.4.1902, Seite 157.
- ¹⁰ Hans Studer: Steinerne Brücken der Rhätischen Bahnen, in: Schweizerische Ingenieurbauten in Theorie und Praxis, hersg. von Internationaler Kongress für Brücken- und Hochbau, Zürich 1926.
- ¹¹ Heinz Geretsegger, Max Peintner: Otto Wagner, Salzburg 1983.
- ¹² J.A. Lux: Technik und Schönheit, in: SBZ 27.3.1909, Seite 160.
- ¹³ G. Schindler: Zum Kapitel Drahtkultur, in: SBZ 24.2.1917, Seite 89.
- ¹⁴ Ebenso ärgerlich sind die neu gesetzten Maste auf dem Langwieser Viadukt.

Anmerkungen

- M. Roš u. a.: Nebenspannungen infolge vernieteter Knotenpunkt-Verbindungen eiserner Fachwerk-Brücken, in: Schweizerische Ingenieurbauten (wie Anm. 10): Seite 263, oben.
- Hennings (wie Anm. 1): Seite 262, unten; Seite 273; Seite 283, unten.
- Archiv RhB: Seiten 264/265; Seiten 266/267; Seite 269, oben links; Seite 271, links; Seite 272.
- Zeichnungen von Linus Fetz, Domat/Ems: Seite 269, oben rechts; Seite 274; Seite 275; Seite 282.
- Der Bauingenieur, 1931, Heft 10: Seite 269, unten.
- Schürch (wie Anm. 5): Seite 270.
- SBZ, (wie Anm. 6): Seite 271, rechts.
- 25 Jahre Gebirgsbahnbau in GR, RhB Chur 1928: Seite 276.
- Geretsegger (wie Anm. 11): Seite 277. Mit freundlicher Genehmigung: © 1986 Residenz Verlag, Salzburg und Wien.
- M. Roš: Über die Ursachen der Verbiegungen der steinernen Pfeiler am Sitterviadukt, in: Schweizerische Ingenieurbauten (wie Anm. 10): Seite 280, oben.
- A. Bühler: Die Brückenbauten der SBB, in: Schweizerische Ingenieurbauten (wie Anm. 10): Seite 280, unten.
- Postkarte von 1908: Seite 281, unten.
- F. Achleitner: Österreichische Architektur, Band I, Salzburg 1980: Seite 281, oben. Mit freundlicher Genehmigung: © 1980 Residenz Verlag, Salzburg und Wien.
- J. Konzett: Seite 283, oben; Seite 284.

Bildnachweis

Jürg Konzett, Calandagasse 10, 7023 Haldenstein

Adresse des Autors