

Die Brücken der SBB im Raume Ziegelbrücke-Weesen

Autor(en): **Gut, H. / Schuwerk, O.W.**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **89 (1971)**

Heft 41

PDF erstellt am: **22.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-85003>

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.

Die Brücken der SBB im Raume Ziegelbrücke-Weesen

DK 624.21 624.014.2

Von H. Gut, Wädenswil, und O. Schuwerk, Thalwil

Im ersten Teil des Aufsatzes wird die alte Linthkanalbrücke Weesen beschrieben. 1859 eröffnet, hat diese Brücke 110 Jahre dem Verkehr genügt, sie ist 1970 abgebrochen worden.

Der Brücke im Gäsi ist der mittlere Teil gewidmet. Ein versteifter Stabbogen aus Stahl überbrückt den Escherkanal. Es wird dabei auf die Querschnittsgestaltung, die Ausbildung der Hängestangen, die Konstruktion des Schottertroges, die Brückenmontage und auf die HV-Schrauben als Verbindungsmittel näher eingetreten.

Mit der Brücke über den Linthkanal beim Biberlikopf schliesst der Aufsatz. Hier wurde versucht, das System des Langerschen Balkens als geschweisste, moderne Stahlbrücke auszuführen. Die Lösung einiger Besonderheiten der statischen wie auch der konstruktiven Probleme wird anhand von Beispielen erläutert. Einleitend sind auch die Gründe, die zu diesem Brückenbau und zur Wahl des Tragsystems geführt haben, dargelegt. Auf zwei Sonderuntersuchungen betreffend ein Krafteinleitungsproblem und die Dauerfestigkeiten verschiedener Konstruktionsformen wird näher eingegangen.

Einleitung

Ende Mai 1969 wurde der neugebaute Abschnitt Ziegelbrücke-Weesen-Gäsi der SBB-Linie Zürich-Sargans in Betrieb genommen. Die Vollendung der Arbeiten an der Linienverlegung im Raume Ziegelbrücke-Weesen-Mühlehorn, ausgeführt in zwei Etappen, nämlich von 1957 bis 1960 der Abschnitt Gäsi-Mühlehorn und von 1964 bis 1969 das Teilstück Ziegelbrücke-Weesen-Gäsi, bietet Gelegenheit, ein altes sowie zwei neue Brückentragwerke aus Stahl näher zu

betrachten. Allen drei Brücken ist eines gemeinsam: sie weisen als statisches System dasjenige des versteiften Stabbogenträgers auf. Es handelt sich um die folgenden Bauwerke:

1. die alte Linthkanalbrücke bei Weesen (beim Ausfluss des Kanals aus dem Walensee) mit einer theoretischen Stützweite von $l = 49$ m
2. die neue doppelspurige Brücke über den Escherkanal im Gäsi (direkt vor dem Westportal des Kerenzerbergtunnels), $l = 58$ m
3. die ebenfalls doppelspurige Brücke über den Linthkanal beim Biberlikopf in Ziegelbrücke, $l = 76$ m.

1. Die alte Linthkanalbrücke bei Weesen

Mit der in der Nacht vom 17./18. Mai 1969 erfolgten Stilllegung des alten Bahnhofs Weesen und der kurvenreichen, eingleisigen Streckenführung der SBB von Ziegelbrücke über Weesen bis zu dem bereits im April 1960 in Betrieb genommenen Doppelspurabschnitt Gäsi-Mühlehorn hatte auch die älteste auf dem Netz der SBB noch vorhandene grössere eiserne Brücke, die Linthkanalbrücke bei Weesen, ausgedient. Sozusagen genau 110 Jahre lang, seit der am 1. Juli 1859 erfolgten Eröffnung der Strecke Weesen-Murg, dem letzten Teilstück der von Zürich über Uster-Wetzikon-Rapperswil-Weesen-Sargans nach Chur führenden Linie, hatte dieses Bauwerk seinen Dienst getan. Für eine Eisenbahnbrücke aus Stahl – oder richtiger gesagt: aus Schweisseisen – stellt dies ein beachtenswertes Alter dar! Es dürfte sich daher lohnen, dieser Brücke einen kleinen Nachruf zu widmen, bevor wir uns der Beschreibung der beiden neuen Objekte zuwenden.

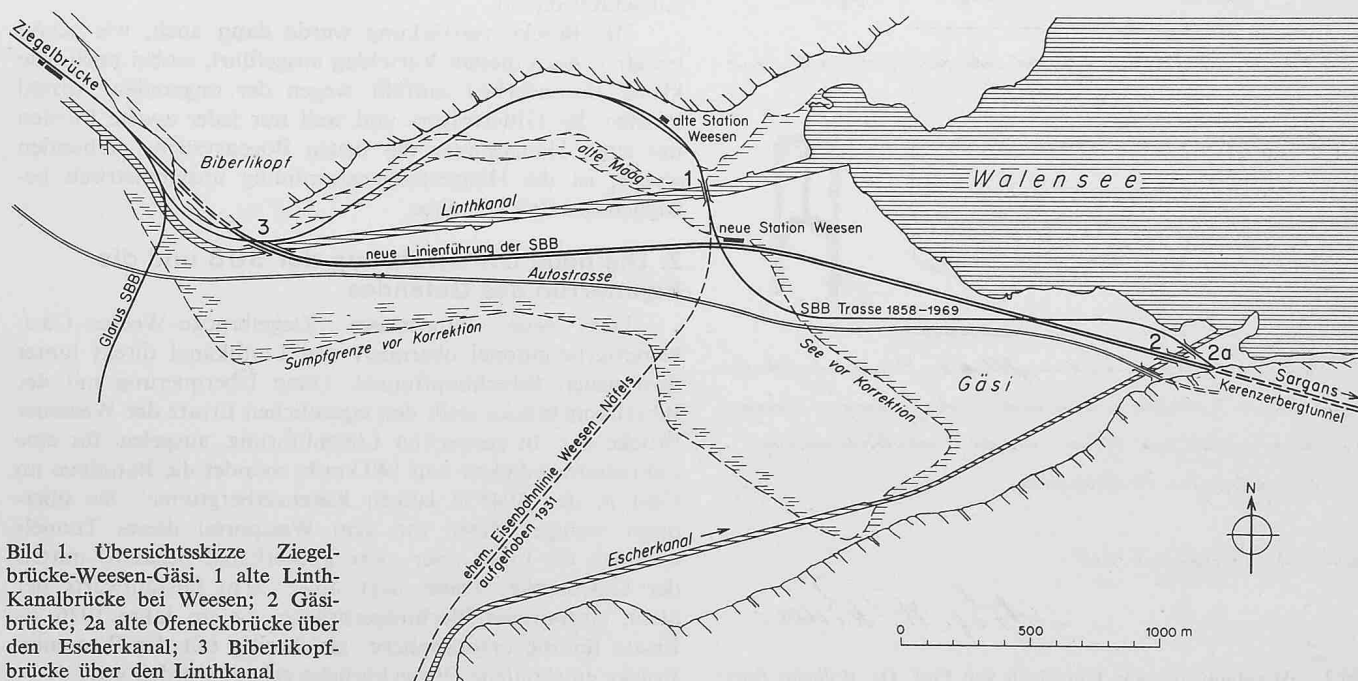


Bild 1. Übersichtsskizze Ziegelbrücke-Weesen-Gäsi. 1 alte Linthkanalbrücke bei Weesen; 2 Gäsi-Brücke; 2a alte Ofeneckbrücke über den Escherkanal; 3 Biberlikopfbrücke über den Linthkanal

Bild 3. Alte Brücke über den Linthkanal bei Weesen aus dem Jahre 1859, verstärkt zum Stabbogensystem 1896, abgebrochen 1970

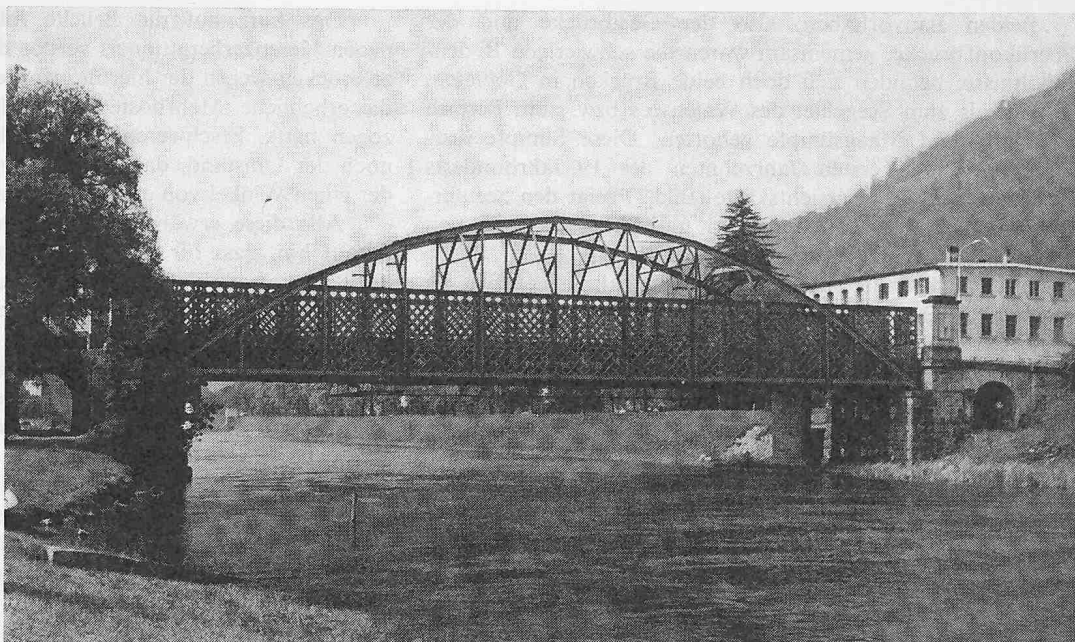


Bild 4. Gäsibrücke erbaut 1958/59, Ansicht Richtung Glarnerland

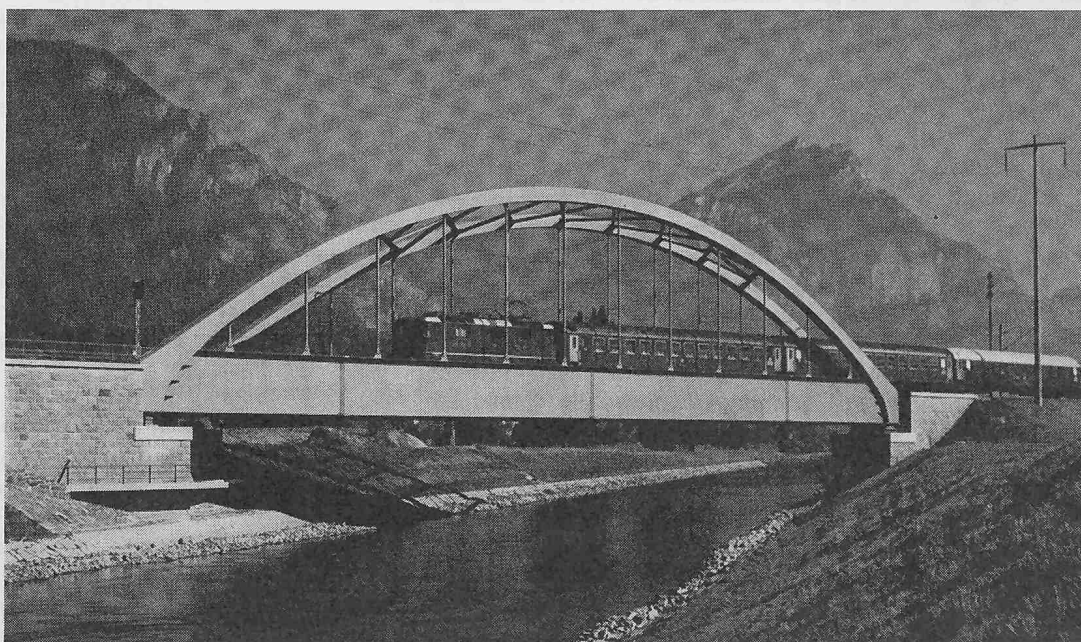


Bild 5. Biberlikopfbrücke erbaut 1967/68, Ansicht flussaufwärts, im Hintergrund Amden und Leistkamm

Beiden Bauvorhaben, also der Gäsibrücke und der Biberlikopfbrücke, gemeinsam waren die schwierigen Bodenverhältnisse, befinden sich doch beide Brücken in Gebieten, die ehemals zum Seegebiet des Walensees bzw. zum Bereich der Linth- und Maagsümpfe gehörten. Diese Sümpfe wurden erst in den ersten Jahrzehnten des 19. Jahrhunderts trockengelegt. Die Übersichtskarte (Bild 1) zeigt den Seeuferverlauf und die Flussläufe der Linth und Maag in diesem von *Conrad Escher von der Linth* sanierten Gebiet.

Im Gäsı befindet sich das ganze ehemalige Seegebiet im Zustand andauernden, langsamen Absinkens. Langjährige Messungen an der alten, im Jahre 1926 erstellten Ofeneckbrücke zeigen, dass sich diese im Jahresmittel um rund 6 bis 7 mm senkte, wobei diese Senkungen aber nicht allein auf die Brücke beschränkt blieben, sondern sich über das ganze umliegende Anschwemmungsgebiet erstrecken.

Wenn man berücksichtigt, dass sich das Gebiet der alten Ofeneckbrücke noch im Jahre 1804, also vor Inangriffnahme der Linthkorrektur, etwa 4 m unter dem ehemaligen Walenseespiegel befand, so ist die Kühnheit der damaligen Eisenbahnbauer zu bewundern, die in den fünfziger Jahren des letzten Jahrhunderts, kaum zwei Jahrzehnte nach Beendigung der Korrektur, mit den damaligen Hilfsmitteln ihr Bahntrasse mitten durch das ehemalige Sumpf- und Seegebiet legten.

Im Raume der neuen Biberlikopfbrücke bot das Gelände wohl etwas günstigere Voraussetzungen für den Bau, aber auch dort waren die Bodenuntersuchungen und Setzungsprognosen alles andere als ermutigend.

3. Die Brücke über den Escherkanal im Gäsı

3.1 Allgemeines und Projektierungsgrundlagen

Eine Beschreibung dieser Brücke (Bild 4) war eigentlich bereits im Jahre 1960, kurz nach ihrer Fertigstellung, an dieser Stelle vorgesehen und angekündigt gewesen (SBZ 1960, S. 353); verschiedener äusserer Umstände wegen ist sie damals leider dahingefallen. Da aber bei der Projektierung und beim Bau der Biberlikopfbrücke verschiedene Erfahrungen, die Konstruktion der Brücke, ihr bisheriges Verhalten, wie auch Messergebnisse aus der Belastungsprobe betreffend ausgewertet werden konnten, dürfte es sich selbst heute noch lohnen, dieses zuerst erstellte Objekt in grossen Zügen zu beschreiben und auf Einzelheiten näher einzugehen.

Wie bereits dargelegt, spielten die Bodenverhältnisse bei der Projektierung eine ganz entscheidende Rolle; die stetigen Bodensenkungen, die zudem auf beiden Ufern des Kanals nicht von gleicher Grösse sind, hatten zur Folge, dass man die Möglichkeit einer Brückenhebung auf die Soll-Nivellette im Verlaufe von etwa 20 bis 30 Jahren als unbedingte Notwendigkeit ins Auge zu fassen hatte und diesem Umstand auch bereits durch entsprechende konstruktive Massnahmen beim Bau Rechnung trug. Mit der im weiteren noch bestehenden Forderung der Eidgenössischen Linthverwaltung nach einem freien, pfeilerlosen Durchflussprofil (unter Einbezug der beidseitigen Parallelwege) kam nur ein statisch bestimmtes System als Tragwerk in Frage.

Die Brückenunterkante war, der zu erwartenden Hochwasser wegen, ebenfalls vorgeschrieben; sie liegt erheblich höher als beim alten Bauwerk, das mehr als einmal ein «Fussbad» nahm und deswegen als dauerndes Sorgenkind der SBB galt, insbesondere da dadurch eine wichtige internationale Transitlinie gefährdet war. Die Schienenoberkante auf der Brücke konnte gleichfalls nicht frei gewählt werden wegen der sich nur 160 m hinter dem Tunnelportal im Bergesinneren befindenden Überkreuzung des neuen Strassentunnels mit dem Bahntunnel. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe war damit auf das Mass von 2,00 m eingeschränkt.

Das kurz auf die Brücke folgende Tunnelportal des neuen Kerenzerbergtunnels verbot die Erstellung zweier Einzelbrücken wegen der hierfür erforderlichen Geleisespreizung, die erhebliche Mehrkosten beim Tunnelbau nach sich gezogen hätte. Erschwerend für die Projektierung war zudem noch der Umstand, dass Brücken- und Flussachse miteinander einen Winkel von etwa 44° bilden.

Alle diese erwähnten Faktoren wiesen von Anfang an darauf hin, dass für dieses Brückenbauwerk nur eine Stahlkonstruktion wirklich in Frage kam. Von Seiten des Geleisbaues her wurde noch die Bedingung nach einem auf der Brücke durchlaufenden Schotterbett gestellt. Diese Forderung wies zwar einerseits den Nachteil des stark erhöhten Eigengewichtes auf (ein Umstand, der der Fundationsverhältnisse wegen als unerwünscht anzusehen war), andererseits bietet das Schotterbett aber die willkommene Möglichkeit, die auftretenden Senkungen der Brücke in der Geleisanlage durch Aufschottern und Nachkrampen auszugleichen. Es darf nicht übersehen werden, dass die Geleisenivelette beim benachbarten Tunnelportal mit dem Übergang auf den Felsuntergrund höhenmässig fest ist.

3.2 Widerlager

Die Fundation der Widerlager erfolgte auf Ortsbetonpfählen (System Zeissl), die, wie die Bodenuntersuchungen ergeben hatten, in etwa 15 m Tiefe auf eine etwas stärker kiesige Unterschicht abgestellt werden konnten; diese Schicht weist auch eine etwas festere Lagerung auf und lässt etwas langsamere Setzungen erwarten. Der Felsuntergrund war, obwohl die Sondierbohrungen bis auf rund 50 m Tiefe vortrieben wurden, nicht zu erreichen. Die kurze Frist vom Zeitpunkt des Abschlusses der Gesamtprojektierung bis zur vorgesehenen Aufnahme des Bahnbetriebes im neuen Tunnel verunmöglichte es leider, durch entsprechende Vorbelastung des Bodens mit Schüttungen einen gewissen Anteil der Setzungen vorwegzunehmen. Die Widerlager wurden in einer um 10 cm höheren Lage erstellt, als es der theoretischen Geleisenivelette entsprochen hätte; über ein Drittel dieses Masses, rund 4 cm, ging aber bereits im Zeitraum zwischen dem Bau der Widerlager und der Fertigstellung der Stahlkonstruktion verloren. Heute, nach elfjähriger Betriebszeit, ist das tunnelseitige Widerlager etwa 90 mm und das linksufrige 40 mm abgesunken. Es macht sich zudem auch noch eine Verwindung bemerkbar, da bei beiden Widerlagern je die entgegengesetzten Lagerpunkte der Brücke stärker absinken. Um das Mass des Unerfreulichen voll zu machen, ist auch noch eine Annäherung des tunnelseitigen Widerlagers an das andere festzustellen. Die Bodenbewegung besteht somit offensichtlich nicht nur aus einer allgemeinen Setzung, sondern in einem schrägen Abgleiten der aufgelandeten Schichten entlang der steil abfallenden Felsflanke des Kerenzerberges.

Die Widerlager erhielten eine Verkleidung aus Naturstein (dunkler Kieselkalk). Diese Massnahme erfolgte nicht zuletzt aus Gründen des Unterhaltes, liegt doch das Bauwerk an einem Ort, der einen erheblichen Teil des Jahres ohne jegliche Besonnung bleibt. Es herrschen daher ausserordentlich ungünstige Verhältnisse: dauernde Feuchtigkeit und in deren Folge starke Frosteinwirkungen.

3.3 Der Stahlüberbau

3.3.1 Haupttragsystem und Querschnittgestaltung

Für den Stahlüberbau kamen praktisch nur zwei Lösungen in Frage, die die gestellten, bereits erwähnten Forderungen alle erfüllten: der einfache Fachwerkbalken und der versteifte Stabbogen. In den Ausschreibungsbedingungen wurde dem Stabbogen, falls er sich als wirtschaftlich tragbar erweisen sollte, aus ästhetischen Gründen ein gewisser Vorrang eingeräumt.

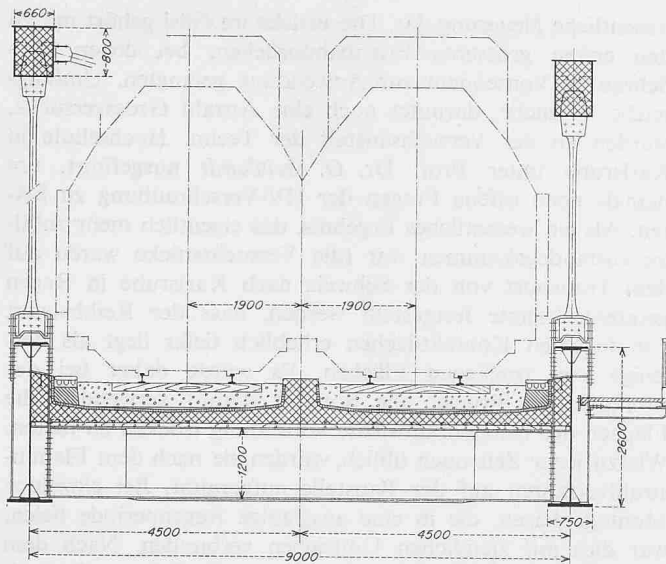


Bild 6. Gäsibrücke, Querschnitt. Schottertrog aus Stahlbeton im Verbund mit Querträgern

Aus zehn eingegangenen Offerten wurde das Projekt der Arbeitsgemeinschaft Gebr. Tuchschnid AG, Frauenfeld/Geilingen & Co., Winterthur, ein Stabbogen von 58,00 m theoretischer Stützweite und 10,20 m Bogensystemhöhe, ausgewählt. Der Bogenanschluss an den Versteifungsträger ist zentriert, die Bogenform aus herstellungstechnischen Gründen ein reiner Kreisbogen. Die einwandigen Hauptträger, die kastenförmigen Bogenträger und auch die Querträger bestehen aus Stahl ST. 37 in Al-beruhigter Qualität. Das Hauptträgerachsmass beträgt 9,00 m, und die in Abständen von 4,46 m angeordneten Querträger wirken im Verbund mit der Betonplatte des Schottertroges. Durch Anordnung einer mittleren, oberen Tragrippe, die das Schotterbett in die beiden Fahrbahnen unterteilt (vgl. Querschnitt, Bild 6), wird die Platte in angenähert quadratische Felder unterteilt. Die Hängestangen weisen einen kreisrunden Querschnitt auf und bestehen aus geschmiedetem Stahl (St. 52). Auf einige Besonderheiten dieser Hängestangen wird noch im Abschnitt 3.3.2 hingewiesen.

Die Anordnung des Windverbandes war nicht einfach zu lösen. Mit einem schrägen und in sich windschief verwundenen Rautenfachwerk konnte dieses Problem jedoch befriedigend gelöst werden.

Von den vier Brückenlagern ist nur eines fest, zwei sind einseitig beweglich, und das vierte ist allseits beweglich ausgebildet. Dieses vierte Lager besteht aus zwei übereinander angeordneten Rollensystemen, die, um an Höhe zu sparen, in Panzerstahl ausgeführt wurden. Die übrigen Lagerteile bestehen aus hochwertigem Stahlguss.

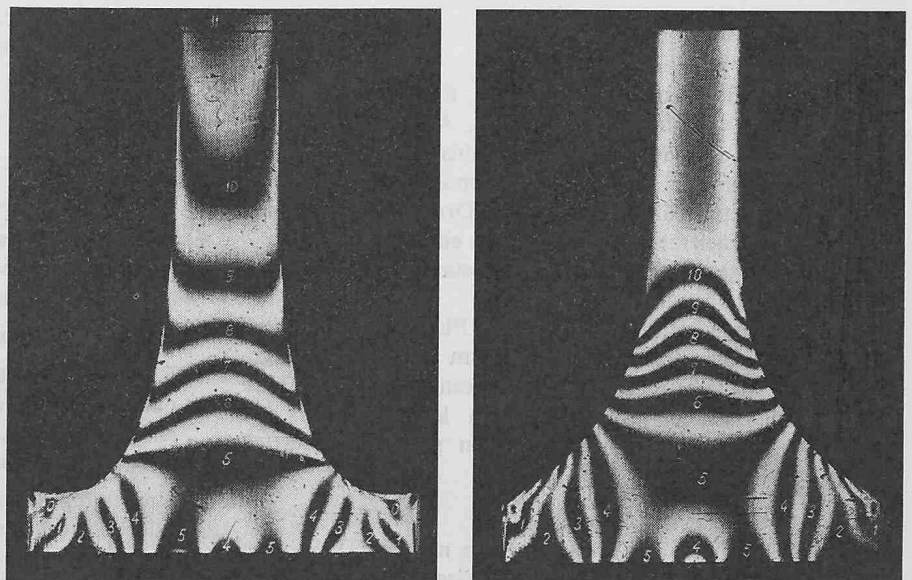
3.3.2 Bogen und Hängestangen

Bei der Betrachtung des Tragwerkquerschnittes fällt auf, dass die beiden Bogen der Gäsibrücke als geschlossene Rechteckkasten ausgebildet wurden, und als Besonderheit ist das Ausbetonieren dieser Hohlräume zu erwähnen. Diese Massnahme ist heute nur noch im Rückblick auf die damalige Preislage im Stahlbau zu verstehen. Im Jahre 1958 mussten für die im Brückenbau vorgeschriebenen Stähle (mit den hohen Anforderungen in bezug auf Schweissbarkeit und die gewünschte grosse Trennbruchsicherheit bei tiefen Temperaturen) noch erhebliche Aufpreise für diese Qualitätsgarantien bezahlt werden. Von der die Brücke offerierenden Unternehmerrgemeinschaft wurde vorgeschlagen, gewisse Stahleinsparungen bei den Bogen dadurch zu erreichen, dass für einen Teil der Druckübertragung im Bogen der Füllbeton beigezogen werde und dieser auch bei der Knickstabilität in Rechnung zu setzen sei. Um das Zusammenwirken von Beton und Stahl zu gewährleisten, seien an den Innenseiten der Hohlkasten Dübel und Ankereisen anzuschweissen. Dieser Vorschlag wurde von der Bauherrschaft nach eingehender Prüfung angenommen und zur Ausführung bestimmt.

Durch diese Bauart wurde aber die Ausbildung der Hängestangenanschlüsse erschwert. So musste vor allem der regulierbare Hängeranschluss, der sich normalerweise beim Stabbogen oben im Bogen befindet, nach unten an den Anschluss der Stange an den Versteifungsträger verlegt werden. Er besteht aus zwei Stahlgusskörpern, in die die schaufelförmig verbreiterte Hängestange hineingreift. Unten an der Schaufel befand sich ein Gewindezapfen mit einer Reguliermutter. Nach dem Einregulieren der Brückenkonstruktion in die Soll-Lage wurde der Anschluss verbohrt und nach dem Einziehen der Passschrauben die provisorische Reguliervorrichtung abgebrannt.

Der Übergang zwischen dem kreisrunden Querschnitt des mittleren Teils der Hängestangen und ihrer oberen bzw. unteren Schaufel wurde als sogenannte hydraulische Kurve ausgestaltet. Diese Kurve entspricht der Einschnürung eines Wasserstrahls beim Herausfließen aus einer kreisrunden Bodenöffnung eines gefüllten Behälters. Diese Formgebung erfolgte auf Empfehlung von Dr. R.V. Baud, dem damaligen

Bild 7. Gäsibrücke. Gegenüberstellung der Übergangsstelle vom runden Hängerquerschnitt zur verbreiterten Anschluss-«Schaufel» im photoelastischen Modell. Links Übergang mit hydraulischer Kurve, rechts Ausbildung mit Kreisbogen. Die Linien gleicher Dunkelheit bzw. gleicher Helligkeit sind Linien gleicher Hauptschubspannungen (Isointens)



Vorstand der Abteilung für Werkstoffmechanik und Photoelastizität an der EMPA. Durch diese Kurve wurde erreicht, dass der Verlauf der Krafteinleitung von der Schaufel in die runde Stange wesentlich stetiger und ausgeglichener verläuft, als dies zum Beispiel bei einem kreisförmigen Übergang der Fall wäre. Durch vorangehende spannungsoptische Untersuchungen an Plexiglasmodellen wurde der einwandfreie Verlauf der Krafteinleitung nachgewiesen. Aus Bild 7 ist der grosse Unterschied ersichtlich zwischen dem Kraftverlauf beim Modell mit hydraulischer Kurve und demjenigen, bei dem der Übergang von Stange zu Schaufel als reiner Kreisbogen ausgebildet wurde.

3.3.3 Schottertrog

Die Ausbildung des Schottertroges als Eisenbetonplatte, die gleichzeitig als Verbundkonstruktion für die Querträger verwendet wird, ist dem gleichen Bestreben nach Stahlein-sparung zuzuschreiben wie das Ausbetonieren der Bogen.

An sich stellt der zwischen den Hauptträgern halbversenkt angeordnete Schottertrog aus Beton bei Stahlvollwand-trägerbrücken nichts Neues dar; er ist in der Schweiz sogar weit verbreitet, und man darf sagen, er habe sich im grossen und ganzen auch bestens bewährt. In der statischen Berechnung des Haupttrag-systems wurde der Einfluss des Schwindens und der Temperaturänderung des Schottertroges zwar berücksichtigt, hingegen wurde der Betonquerschnitt für die Aufnahme des Horizontalschubes nicht in Rechnung gesetzt, das heisst, er wurde als gerissen betrachtet. Diese Annahme stimmt jedoch nur sehr bedingt, und die Ergebnisse der Belastungsprobe haben gezeigt, dass ein Mitwirken des Troges bei der Aufnahme des Horizontalschubes vorhanden ist. Es fällt jedoch schwer, die genaue Grösse des Troganteils zu erfassen. Beim Stabbogentragwerk liegen die Verhältnisse nicht so einfach wie beim gewöhnlichen Vollwandbalken, bei dem der Betontrog zumeist auch noch in der Nähe der neutralen Achse des reinen Biegeträgers angeordnet werden kann. Im Versteifungsträger des Stabbogensystems erfolgt eine Überlagerung der Biegemomente mit dem Horizontal-schub. Die statischen Verhältnisse verlieren stark an Klarheit, wenn der mit dem Stahlträger verbundene Betontrog einen nicht erfassbaren Anteil des Horizontalschubes übernimmt.

An der Brücke sind zwar bis heute keinerlei Schäden zu beobachten, doch haben die Überlegungen beim Betrachten der Ergebnisse der Belastungsprobe und ihr Vergleich mit den theoretischen Ergebnissen doch dazu geführt, dass bei der neueren Biberlikopfbrücke von Anfang an vom Bauherrn die Forderung gestellt wurde, der Schottertrog sei ebenfalls in Stahl, also als reiner Blechtrog, auszubilden.

3.4 Brückenmontage

3.4.1 Allgemeines

Die Brückenkonstruktion ist, was ihre Werkstattfertigung anbelangt, vollständig geschweisst. Alle Montagestösse der Hauptträger und die Querträgeranschlüsse wurden mit HV-Schraubverbindungen (hochfest vorgespannten Schraubenverbindungen) ausgeführt. Nur die auf Druck beanspruchten Stösse der Bogenelemente wurden – als einzige Ausnahme – auf Montage geschweisst. Die Hängestangen wurden mit Passschrauben angeschlossen.

Die Montage erfolgte vom linken Flussufer aus, wobei das neue Streckengeleise vorerst bis zum Widerlager vorgebaut wurde, so dass die einzelnen Brückenteile mit der Bahn bis auf die Baustelle geführt werden konnten. Für den Einbau wurde ein fahrbarer SBB-Kran sowie ein Derrick verwendet.

3.4.2 Montagestösse mit HV-Schrauben

Die Ausbildung der Montagestösse mittels HV-Schrauben stellte im Jahre 1959 bei einer Eisenbahnbrücke eine

wesentliche Neuerung dar. Die Brücke im Gäsi gehört mit zu den ersten grösseren Eisenbahnbrücken, bei denen HV-Schrauben konsequent zur Anwendung gelangten. Umfangreiche Versuche, darunter auch eine Anzahl Grossversuche, wurden an der Versuchsanstalt der Techn. Hochschule in Karlsruhe unter Prof. Dr. O. Steinhardt ausgeführt, um damals noch offene Fragen der HV-Verschraubung zu klären. Als ein wesentliches Ergebnis, das eigentlich mehr zufällig zustande gekommen war (die Versuchsstücke waren auf dem Transport von der Schweiz nach Karlsruhe in Regen geraten), konnte festgestellt werden, dass der Reibbeiwert von feuchten Kontaktflächen erheblich tiefer liegt als derjenige von trockenen Flächen. Es wurde daher bei der Montage der Brücke alle Sorgfalt darauf verwendet, die Flächen der HV-Schraubstösse vollständig trocken zu halten. Wie zu jener Zeit noch üblich, wurden sie nach dem Flammstrahlverfahren auf der Baustelle aufgerauht. Bei einzelnen Montagephasen, die in eine ausgiebige Regenperiode fielen, war dies mit ziemlichen Umtrieben verbunden. Nach dem Zusammenbau wurden sämtliche Fugen der Stösse sofort mit einem Spezialkitt abgedichtet, der bei der Ausführung der Anstricharbeiten wieder entfernt wurde.

Nach etwa neun Jahren, im November 1968, erfolgte während einer Nachtbetriebspause die Öffnung und das Wiederschliessen eines halben HV-verschraubten Stosses am Hauptträgeruntergurt. Es sollte damit abgeklärt werden, wie sich diese ersten HV-Stösse an einer Bahnbrücke verhalten hatten, nachdem verschiedene Stösse wesentlich jüngeren Datums, mit sandgestrahlten Kontaktflächen – obwohl mit aller Sorgfalt ausgeführt – bei Kontrollen recht erhebliche Anrostungen aufwiesen (bei einer Fachwerkbrücke wurde sogar anlässlich der Belastungsprobe ein Schlupf in einem solchen mit Korrosion behafteten HV-verschraubten Knotenpunkt festgestellt). Die geöffneten Flächen des halben Stosses an der Gäsi-Brücke zeigten sich in einem erstaunlich guten Zustand. Es waren auf den Flächen keine Korrosionserscheinungen wahrzunehmen, hingegen wiesen vereinzelte Schrauben leichten Rost auf, ebenso wie einzelne Lochwandungen. Zu Beginn der Detailprojektierungsarbeiten für die Biberlikopfbrücke, Ende 1966, als insbesondere auch die Frage der Ausbildung und Behandlung der dort gleichfalls wieder vorgesehenen HV-Stösse diskutiert wurde, waren bereits vereinzelte Schrauben an verschiedenen Stössen der Gäsi-Brücke herausgenommen worden, von denen mehrere Anrostungen aufwiesen; nicht gerade in besorgniserregendem Ausmass, aber immerhin so, dass das ganze Problem im Hinblick auf die Anwendung der HV-Schrauben bei der Biberlikopfbrücke einer eingehenden Prüfung und Diskussion unterzogen wurde. Auf die Konsequenzen, die daraus gezogen wurden, wird nachfolgend, bei der Besprechung der Biberlikopfbrücke, noch eingetreten werden.

3.5 Kosten

Baukosten der Brücke im Gäsi:	
a) Widerlager, einschl. Pfähle	Fr. 305 000.–
b) Stahlkonstruktion (274 t) (einschliesslich Montage, jedoch ohne Grundanstrich)	Fr. 748 000.–
c) Schottertrog (Eisenbetonplatte)	Fr. 87 000.–
d) Rostschutzarbeiten (Sandstrahlen nach Abschluss der Betonierungsarbeiten, zwei Kaltzinkgrundanstriche sowie zwei Deckanstriche)	Fr. 44 000.–
e) Umgebungsarbeiten (Wegabsenkungen, Uferpflasterungen usw.)	Fr. 46 000.–
Insgesamt	Fr. 1 230 000.–

Die Widerlager wurden von Mai bis November 1958 gebaut. Die Stahlbrücke wurde im April 1957 ausgeschrieben; im Oktober 1958 hat man die Arbeiten in der Werkstatt aufgenommen. Die Montage erfolgte von April bis August 1959; die Brücke konnte zusammen mit dem Kerenzbergertunnel am 28. April 1960 dem Verkehr übergeben werden.

Die Bauleitung wurde von der Sektion Brückenbau der SBB Kreis III, Zürich, ausgeführt. Die Tiefbauarbeiten wurden durch die Firma *Arnold Brunners Erben*, Zürich, die Stahlbauten durch die Firmen *Gebr. Tuchschnid AG*, Frauenfeld, und *Geilinger Stahlbau AG*, Winterthur, ausgeführt.

4. Die Brücke über den Linthkanal beim Biberlikopf

4.1 Aufgabenstellung

Anfang des Jahres 1966 eröffneten die SBB einen öffentlichen Submissionswettbewerb zur Erlangung von ausführungsfähigen Projekten für die neue, doppelspurige Linthkanalbrücke beim Biberlikopf. Für die Planung des Bauwerkes waren die nachfolgend aufgeführten Bedingungen verbindlich:

- Für die Überquerung des Flusses kam nur eine doppelspurige Brücke in Frage, weil der Geleiseabstand, infolge des benachbarten Tunnels, mit 3,80 m festgelegt war.
- Um eine gleichmässige Geleisebettung zu erzielen (Fahrkomfort und maschineller Geleiseunterhalt!) und wegen der beidseits in die Brücke hineinreichenden Übergangskurven der anschliessenden Geleisebogen war ein durchgehendes Schotterbett vorzusehen.
- Zwischenpfeiler waren, gemäss Eidg. Linthgesetz, nicht gestattet.
- Die Bauhöhe zwischen Unterkante Brücke und Schienenoberkante war auf 2,75 m beschränkt. Dies war einerseits bedingt durch die festgelegte Geleisenivellette, andererseits durch das freizuhaltende Durchfahrtsprofil im Kanal bei Hochwasser.
- Das Gewicht des ganzen Bauwerkes, sowohl der Widerlager wie auch der eigentlichen Tragkonstruktion, war möglichst gering zu halten, da das Objekt im ehemaligen Sumpfbereich der Maag liegt.
- Es war ein statisch bestimmtes System für das Haupttragwerk zu wählen, mit Rücksicht auf allfällige, ungleiche Widerlagersenkungen.
- Als Kompromiss zwischen dem Schnittwinkel der Flussachse mit der Brückenachse und den konstruktiven Erfordernissen bezüglich der Querträgererteilung ergab sich für die Brücke eine Schiefe von rund 40°.

Alle diese Voraussetzungen konnte nur eine Stahlkonstruktion erfüllen. Die Bauherrschaft hat darauf verzichtet, für den Stahlüberbau ein Detailprojekt zu erstellen; die Erfahrung hat gezeigt, dass von den Stahlbau-Firmen bei so grossen Bauvorhaben anlässlich der Offerteingabe praktisch immer Gegenvorschläge eingereicht werden, und meistens gelangt dann auch einer davon zur Ausführung.

Hingegen wurde für die Projektierungsarbeiten ein sorgfältig ausgearbeitetes Pflichtenheft mit klar umrissenen Ausschreibungsbedingungen abgegeben, um die Variationsmöglichkeit in den gewünschten Grenzen zu halten und um nicht unnötige Projektierungskosten für Vorschläge zu verursachen, die aus bestimmten Gründen nicht ausführbar sind oder von der Bauherrschaft nicht gewünscht werden.

Zur Ausführung bestimmt wurde ein versteifter Stabbogenträger, mit durchgehendem Schottertrog, aus Stahl nach dem Projekt der Arbeitsgemeinschaft Wartmann & Cie. AG, Brugg/AG Arnold Bosshard, Näfels (Bilder 5 u. 11).

4.2 Zur Wahl des Tragsystems

Die vom Auftraggeber vorgeschriebene Bauhöhe liess nur Haupttragwerke mit freier Entfaltung nach oben zu, so dass als Lösungen der Stabbogenträger (Langerscher Balken) und das Fachwerk in Frage kamen. Von seiten der Bauherrschaft wurde aus ästhetischen Gründen dem Bogen der Vorzug gegeben, doch war die Variante Fachwerk in den Ausschreibungsunterlagen ebenfalls enthalten, wobei die Systemgrundlagen des Fachwerkträgers bindend vorgeschrieben waren.

Bei der Aufnahme der Projektierungsarbeiten durch die genannte Arbeitsgemeinschaft wurde beschlossen, beide Systeme in Angriff zu nehmen. Dies in der Meinung, im Laufe der Detailbearbeitung werde der Entscheid zugunsten des einen oder des anderen Tragwerkes fallen. Beide Lösungen lagen jedoch preislich, bei gleichartiger Gestaltung des Querträgers und des Schottertroges, bis zum Schluss sehr nahe beisammen, so dass beide Varianten, als praktisch gleichwertige Projekte, eingereicht wurden. In Tabelle 1 und Bild 8 sind die beiden Varianten dargestellt.

Ein nicht unwesentlicher Faktor bei der Bemessung des Haupttragwerks war die zusätzliche Bedingung in den Ausschreibungsunterlagen, der Schottertrog sei als Stahltrog, mit einer Mindestblechstärke von 12 mm auszubilden. Zudem wurde die Forderung gestellt, der Trog dürfe weder Bestandteil des Haupttragwerks noch der Querträger sein. Diese Bedingung beruht auf einer rein praktischen Überlegung. Es kann der Fall eintreten, dass der Trog nach einer gewissen, wenn auch langen Zeitdauer wegen Korrosion oder zum Beispiel wegen schwerer Beschädigung infolge einer Entgleisung erneuerungsbedürftig wird. Bei der sehr langen Lebensdauer von Eisenbahnbrücken muss ein Ereignis dieser Art miteinbezogen werden. Ist der Trog nun Bestandteil des Haupttragwerks, so wird es praktisch unmöglich, ihn auszuwechseln, ohne das Tragvermögen der Brücke zu beeinträchtigen.

4.3 Die Brückenwiderlager

Beide Widerlager kamen in ein Gebiet zu liegen, in dem sich vor der Linthkorrektur der Flusslauf der ehemaligen Maag befand (Bild 1). Wie aus den Sondierbohrungen ersichtlich war, besteht der Boden in den oberen Schichten aus

Tabelle 1. Vergleich zwischen Stabbogen und Fachwerk (Offertprojekte der Arbeitsgemeinschaft Wartmann/Bosshard)

Art des Hauptträgers	Projektgewicht	Angebotssumme für die Stahlkonstruktion
Stabbogen	466 t	Fr. 1123 000.—
Fachwerk	440 t	Fr. 1115 000.—

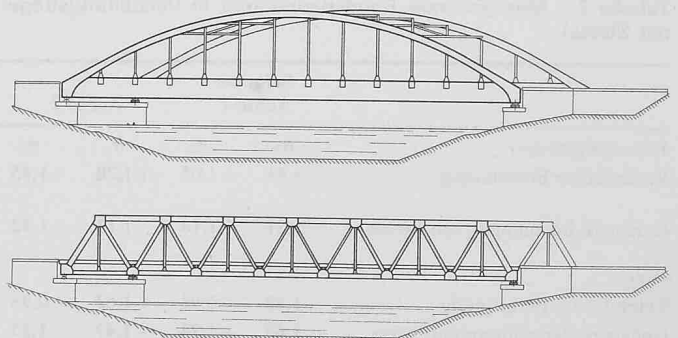


Bild 8. Die beiden aus dem Submissionswettbewerb hervorgegangenen Haupttragssysteme für die Biberlikopfbrücke

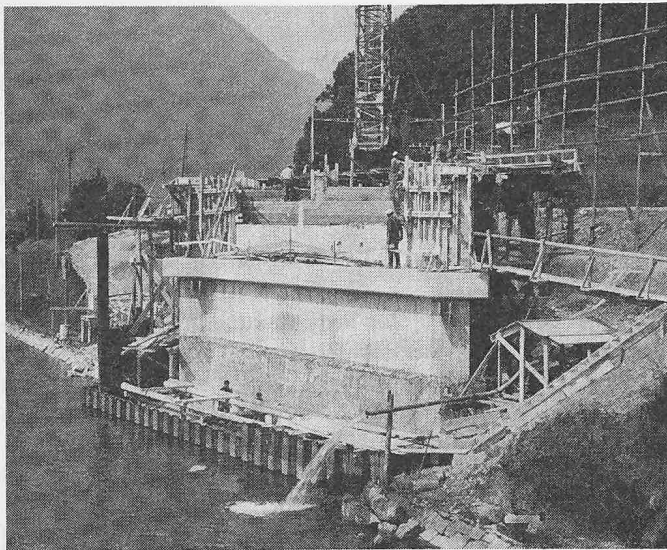


Bild 9. Biberlikopfbrücke, das Widerlager Ziegelbrücke im Bau

tonig-siltigem, zum Teil auch torfigem Material, und zwar etwa bis Kote 416,50. Darunter folgt eine locker gelagerte Schicht von Kies und Sand mit einer Mächtigkeit von rund 5 bis 6 m; unter dieser Kiessandschicht stösst man erneut auf siltiges Material.

Eine Foundation auf Pfählen war bei diesen Bodenverhältnissen wenig empfehlenswert, da man mit den Pfählen kaum eine einigermaßen tragfähige Schicht erreicht hätte; man entschied sich für die Flachfundation, wobei auf die Kiesschicht Kote 416,50 abgestellt wurde. Beim Bahndamm, der an das linksufrige Widerlager anschliesst und bereits vor Erstellung des letzteren mit Ausbruchmaterial aus dem neuen Biberlikopftunnel geschüttet worden war, waren eingehende Setzungsmessungen vorgenommen worden. Man hatte Setzungen von bis zu 30 und 40 cm ermittelt, allerdings unter Einbezug der oberen Siltschicht. Es erschien daher angezeigt, auch bei den Widerlagern den Boden vorzubelasten. Für den Bau der Fundamentplatten, die bis ins Flussgebiet reichen, war es der Wasserhaltung wegen ohnehin nötig, Spundwände zu schlagen. Diese wurden bis Kote 425,0 hochgezogen und mit Ballastmaterial gefüllt. Vorgängig war der Aushub des am meisten zu den Setzungen beitragenden Siltmaterials erfolgt und die Magerbetonsohle eingebracht worden. Das Ballastmaterial konnte später für die Hinterfüllung der Widerlager und für die noch fehlenden Stellen der Dammschüttung verwendet werden. Das gesamte Gewicht dieser Vorbelastung betrug pro Spundwandkasten etwa 3400 t und übertraf damit das Gewicht der Widerlager samt dem Brückeneigengewicht um 300 bis 400 t.

Des gedrängten Bauprogrammes wegen konnte der Ballast nur während einer kurzen Zeitspanne von 4 bis 5 Monaten einwirken; immerhin zeigten die Beobachtungen, dass die Setzungen der Kiesschicht nach Erreichen eines Masses von 4 cm (Mittelwert) bereits weitgehend abgeklungen waren. Nach dem Herausbagern des Ballastmaterials hatte sich die Sohle allerdings wieder um etwa 2,5 bis 3 cm gehoben. Es ist dies anscheinend das Mass der Kompressibilität der Siltschichten unter der Kiesschicht von Kote 416,5 bis 411,0. Die Brücke wird seit ihrer Fertigstellung periodisch nivelliert. Bis März 1971 setzte sich das linksufrige Widerlager um etwa 4 cm und das rechtsufrige um 2 cm. Nach dem Zeit-Setzungsdiagramm scheinen die Setzungen damit nun aber so ziemlich ihren Endwert erreicht zu haben. Bild 9 zeigt das rechtsufrige Widerlager im Bau (der Spundwandkasten für die Vorbelastung ist bereits weitgehend abgebrochen, die Widerlagermauern sind noch ohne Steinverkleidung).

4.4 Statik des Überbaues

Der statischen Berechnung dienten folgende Normen als Grundlage:

- Nutzlast nach UIC-Vorschriften, übrige Belastungsannahmen nach SIA-Norm 160 (1956)
- Zulässige Spannungen für St37 nach SIA-Norm 161(1956), für St52 nach Entwurf Juni 1958 zur Revision der SIA-Norm 161.

Es werden im folgenden einige Besonderheiten des Stab-bogensystems erläutert und auf Unterschiede zwischen der stark vereinfachten Annahme eines einfach statisch unbestimmten Systems und der genaueren Berechnung aufmerksam gemacht.

Auf den genauen Nachweis der Einflüsse des räumlichen Zusammenwirkens der einzelnen Tragelemente der Brücke hat man verzichtet. Zudem bestand laut Ausschreibungsbedingungen die Forderung, dass der Schottertrog nicht für ein Zusammenwirken mit den Hauptträgern beigezogen werden durfte. Auch wurde die Schiefe des Fahrbahnrotes für die Haupttragwerksberechnung ausser acht gelassen.

4.4.1 Geometrische Grundlagen

Als Achse des Versteifungsträgers ist bei beiden Berechnungsarten die wirklich vorhandene Verbindung der Querschnittschwerpunkte am Versteifungsträger eingesetzt. Die Bogenachse ist ein Kreisbogen; diese Wahl ist von der Form her bedingt, indem ein kreisförmiger Stabbogen weniger den Eindruck eines «Buckels» erweckt als eine Parabel. Genau gesagt bildet der Bogen des überhöhten Hauptträgers, wie dieser in spannungslosem Zustand die Fertigung verlässt, einen Kreis und weicht daher im Betriebszustand von der Kreisform leicht ab. Diese Einflüsse zweiter Ordnung blieben in der Berechnung unberücksichtigt. Durch diese Massnahme wurde eine Vereinfachung bei der Fabrikation erreicht.

Tabelle 2. Massgebende Randspannungen in Versteifungsträger und Bogen (vereinfachte Berechnung und genauere Berechnung mit Stress)

	Schnitte Achse 1		Achse 2		Achse 3		Achse 4		Achse 5		Achse 6	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
<i>Versteifungsträger</i>												
Vereinfachte Berechnung	+1,41	+1,05	+1,20	+1,45	+1,15	+1,39	+1,00 -0,63	+1,49	+0,80 -0,62	+1,52	+0,50 -0,48	+1,48
Genauere Berechnung mit Stress	+1,21	+1,18	+1,13	+1,42	+0,95	+1,37	+0,75 -0,72	+1,49	+0,46 -0,73	+1,53	+0,31 -0,68	+1,52
<i>Bogen</i>												
Vereinfachte Berechnung	-1,62	-0,98	-1,62	-0,98	-1,40	-0,86	-1,73	-1,15	-1,73	-1,21	-1,73	-1,21
Genauere Berechnung mit Stress	-1,68	-1,24	-1,47	-1,27	-1,57	-1,35	-1,78	-1,20	-1,85	-1,27	-1,95	-1,11

+ Zugspannungen in t/cm²
- Druckspannungen in t/cm²

4.4.2 Vereinfachte Berechnung

Angenommen wird das einfach statisch unbestimmte System mit dem Horizontalschub H als überzählige Grösse

$$H = \frac{\int_0^l \frac{M_0 \cdot y}{EJ} dx}{\int_0^l \frac{y^2}{EJ} dx + \sum_0^l \frac{SS's}{EF}}$$

Dabei ist bereits berücksichtigt, dass Q vernachlässigt werden kann, da der Querkrafteinfluss bei den Randspannungen unter 1% liegt und da die Einflüsse der Normkräfte N in $\sum_0^l \frac{SS's}{EF}$ enthalten sind. M_0 ist das Biegemoment des Grundsystems, S die Normkraft in Bogen, Hänger und Versteifungsträger und y der Abstand von Bogenachse und Versteifungsträgerachse. Der Bogen wird als Polygonzug mit gelenkigen Knotenpunkten bei den oberen Hängeranschlüssen in die Rechnung eingesetzt. Die in Wirklichkeit kontinuierliche Bogenform bringt zwischen zwei Systempunkten eine sekundäre Biegebeanspruchung mit sich infolge der Auslenkung der Materialachse. Näherungsweise kann dieser Einfluss durch eine Momentenverteilung analog derjenigen des beidseits eingespannten Balkens ermittelt werden.

Die Normalspannungen im Versteifungsträger werden bei dieser Methode zweckmässigerweise über die Kernpunkte ermittelt.

4.4.3 Genauere Berechnung mit Stress

Angenommen wurde wiederum ein ebenes System, Bogen durchgehend biegeungssteif, ebenso die Anschlüsse an den Versteifungsträger. Oben und unten gelenkig angeschlossen sind die Hänger; diese Annahme dürfte in Anbetracht der Steifigkeitsverhältnisse nur unwesentliche Ungenauigkeiten mit sich bringen. Spannungen zweiter Ordnung sind nicht berücksichtigt.

4.4.4 Vergleich zwischen der vereinfachten Berechnung und der genaueren Berechnung (Stress)

Tabelle 2 zeigt die Gegenüberstellung einiger massgebender Spannungswerte aus der vereinfachten Berechnung

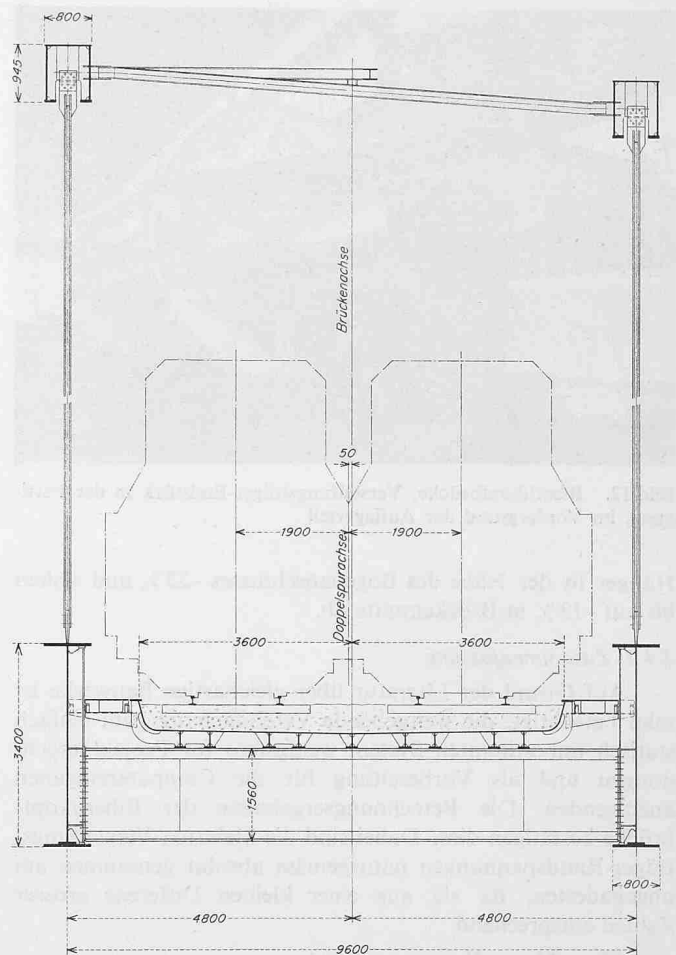


Bild 11. Biberlikopfbrücke, Querschnitt. Schottertrog aus Stahlblech

und der genaueren Statik mit Stress. Bei den für die Bemessung wichtigen Spannungswerten ergeben sich (Spannungen nach Stress = 100%) Abweichungen in der Grössenordnung von bis 20% im Versteifungsträger, wobei die Stress-Spannungen günstiger ausfallen. Im Bogen sind die Zahlen nach Stress um 3 bis 10% grösser. Die Abweichungen der Hängerkräfte nach Stress (= 100%) von der Berechnung des einfach statisch unbestimmten Systems betragen beim

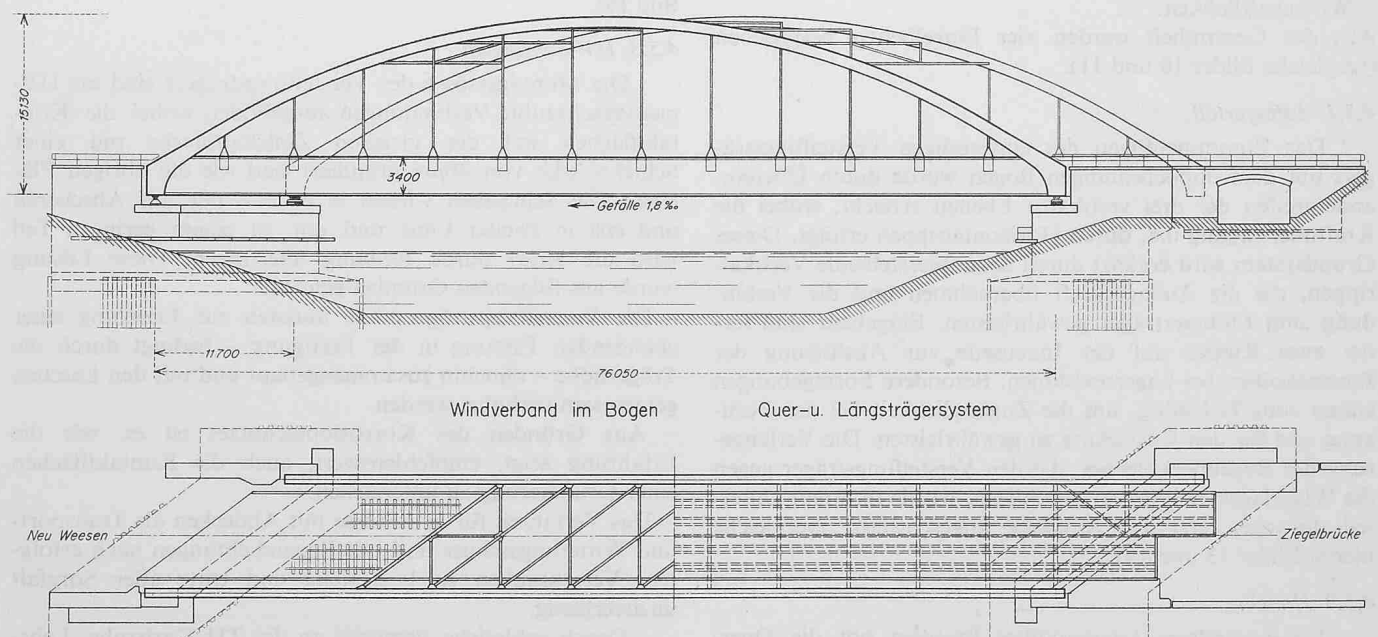


Bild 10. Biberlikopfbrücke, Draufsicht und Ansicht 1:650

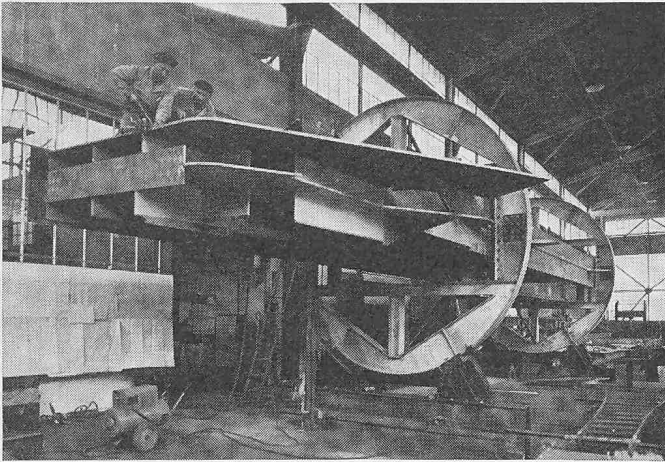


Bild 12. Biberlikopfbücke, Versteifungsträger-Endstück in der Fertigung, im Vordergrund der Auflagerteil

Hänger in der Nähe des Bogenanschlusses -25% und sinken bis auf -13% in Brückenmitte ab.

4.4.5 Zusammenfassung

Auf Grund der Literatur über gleichartige Bauwerke ist man berechtigt, die weitgehende Vereinfachung zum einfach statisch unbestimmten System wenigstens für Projektberechnungen und als Vorbereitung für die Computereingaben anzuwenden. Die Berechnungsergebnisse der Biberlikopfbücke bestätigen dies. Dabei sind die kleinsten Versteifungsträger-Randspannungen naturgemäss absolut genommen am ungenauesten, da sie aus einer kleinen Differenz grosser Zahlen entsprechend

$$M = M_0 - H \cdot y$$

hervorgehen. Daneben ergeben sich auch bei den Hängerkraften grössere Abweichungen, alle im Sinn grösserer Sicherheit.

4.5 Konstruktion

Für die konstruktive Gestaltung des Bauwerkes waren folgende Gesichtspunkte massgebend:

- schweissgerechte Konstruktion mit differenzierter Materialauswahl
- unterhaltsgünstige Formgebung
- ansprechendes Aussehen
- Wirtschaftlichkeit.

Aus der Gesamtheit werden vier Einzelheiten besprochen (vergleiche Bilder 10 und 11).

4.5.1 Auflagerteil

Das Zusammenfügen des einwandigen Versteifungsträgers mit dem doppelwandigen Bogen wurde durch Übereinandergreifen der drei vertikalen Ebenen erreicht, wobei die Kraftübertragung u.a. durch Horizontalrippen erfolgt. Dieses Grundsystem wird ergänzt durch dazu querstehende Vertikalrippen, die die Auflagerkraft übernehmen und die Verbindung zum Endquerträger gewährleisten. Eingebaut sind ferner zwei Rippen auf der Innenseite zur Abstützung der Pressenkolben bei Lagerrevisionen. Besondere Formgebungen waren zum Teil nötig, um die Zugänglichkeit bei der Fertigung und für den Rostschutz zu gewährleisten. Die Verlängerung des Bogendeckbleches, die den Versteifungsträger gegen die Widerlagerschildmauer abschliesst, wurde in ihrem Unter- teil deswegen erst auf Montage angeschweisst (vergleiche hierzu Bilder 13 und 14).

4.5.2 Hänger

Ein besonderes konstruktives Problem bot die Querschnittsgestaltung der Versteifungsträger. Um die Entnahme

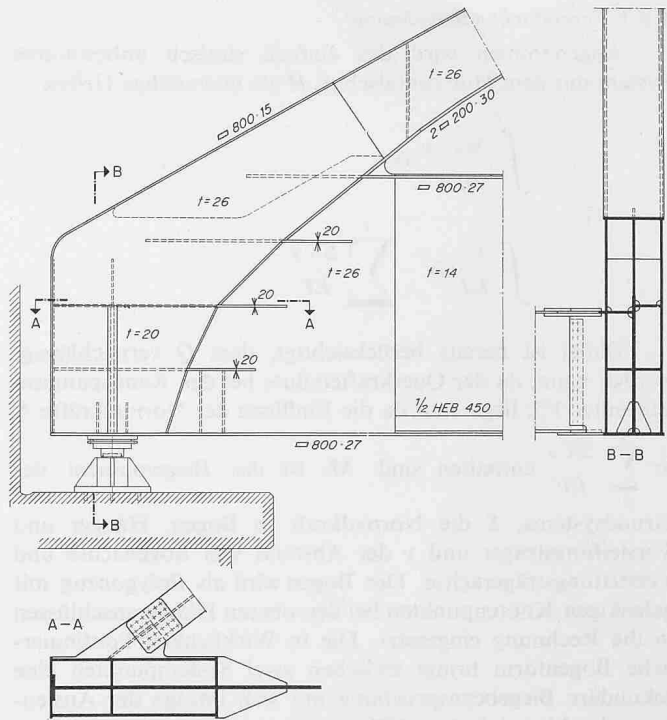


Bild 13. Biberlikopfbücke, Auflagerpartie 1:100

der grossen Hängerkraft aus dem Versteifungsträger zu ermöglichen, wird der Steg, der auf die ganze Länge durch den zweiteiligen Obergurt hindurchgeführt ist, bei den Hängern durch einen eingeschweissten Einsatz verstärkt; dieser Einsatz mündet nach oben in eine Verlängerung aus, die von den Flanschen der Hängestangen umfasst wird. Dadurch erreicht man eine möglichst ungestörte Krafteinleitung und einen ungeschwächten, durchlaufenden Obergurt des Versteifungsträgers. Eine Spezialuntersuchung galt dem nach oben vorstehenden Blecheinsatz am Versteifungsträger, siehe darüber Abschnitt 4.7.1.

Die Hängestangen selbst bestehen aus einem geschweissten H-Querschnitt, dessen beide Flanschen unten den Anschluss direkt überlappen, während oben aus konstruktiven Gründen der Übergang in die Bogen-Querwand um 90° gedreht werden musste. Die fertiggeschweissten und überarbeiteten Hänger wurden spannungsarm gegläht (vergleiche Bild 15).

4.5.3 HV-Schrauben

Die Montagestösse des Versteifungsträgers sind als HV-passverschraubte Verbindungen ausgebildet, wobei die Kontaktflächen mit der gleichen Zinkstaubfarbe mit einer Schichtstärke von $40\mu\text{m}$ grundiert sind wie die übrigen Flächen. Die Schrauben wirken in erster Linie auf Abscheren und erst in zweiter Linie und nur zu einem geringen Teil wird die Kraft durch Reibung übertragen. Diese Lösung wurde aus folgenden Gründen gewählt:

- Die Versteifungsträgerstösse mussten zur Erzielung einer genügenden Passung in der Fertigung - bedingt durch die Trägerhöhe - ohnehin zusammengebaut und mit den Laschen gemeinsam verbohrt werden.
- Aus Gründen des Korrosionsschutzes ist es, wie die Erfahrung zeigt, empfehlenswert, auch die Kontaktflächen einer Grundierung zu unterziehen.
- Das Verfahren für HV-Stösse mit Abdecken als Transport- und Witterungsschutz und mit Fugendichtungen nach erfolgtem Verschrauben ist kostspielig und trotz aller Sorgfalt unzuverlässig.

Durch zahlreiche Versuche an der TH Karlsruhe, Lehrstuhl für Stahlbau, Prof. Steinhardt, wurden an mit Zink-

staub bestrichenen Kontaktflächen die Reibungswerte u.a. für das für die Rostschutzbehandlung der Brücke gewählte Produkt bestimmt. Die Ergebnisse lagen im Mittel um 70% des Wertes der rohen Stahlbleche. Weitere, spätere Versuche mit organischen Zinkstaubfarben schweizerischer Herkunft bestätigten diese ersten Versuchswerte. Da im Zeitpunkt des Entscheides über die Stossausbildung bezüglich grundierter Reibungsflächen noch zu wenig Unterlagen, vor allem was Zeitstandsversuche und den Einfluss von Wasser anbetrifft, vorhanden waren, musste die Annahme des Reibungsanteiles sehr vorsichtig getroffen werden, was dann zu der vorstehend genannten Wahl der «Arbeitsteilung» geführt hat. Als Anziehungsmoment wurde dasjenige gewöhnlicher HV-Schrauben vom selben Durchmesser gewählt.

Das in die Versteifungsträgerstösse eingebaute Passschraubenmaterial von der Güte 10.9 entspricht den DIN-Normen 6914 für Material und Schraubenkopf und den DIN-Normen 7968 für Schaft und Gewinde: das heisst, die Verbindung weist ein rohes Lochspiel von im Mittel 0,2 mm auf. Das gleiche Bemessungsprinzip gilt auch für den oberen Hängeranschluss, wo ebenfalls HVP-Schrauben angewendet wurden.

Die übrigen Verbindungen am Bauwerk – Querträgeranschlüsse, Verbindung Querträger-Fahrbahntrog, Windverbandknoten – bestehen aus Normal-HV-Schrauben mit ebenfalls grundierten Kontaktflächen. Die zulässige Schraubkraft auf Reibung wurde auf Grund der genannten ersten Versuche mit einem Reibungswert von $\mu = 0,4$ ermittelt.

4.5.4 Schottertrog

Neben der statischen Rolle des Troges im Rahmen des Gesamtbauwerks – ein entsprechender Hinweis ist im Abschnitt 4.2 enthalten – dürfte auch der Korrosionsschutz von Interesse sein. Auf Grund der guten Erfahrungen der SBB an ähnlichen Bauwerken wurde als innenseitiger Schutz eine mit Asbestfasern verstärkte Bitumenschicht von rund 3 mm Stärke aufgebracht. Als Unterlage dient eine Spritzverzinkung des sandgestrahlten Bleches. Die Trogaussenseite wurde wie die übrige Konstruktion gegen Rost geschützt.

Auf der Seite der festen Brückenauflagerung weist der Trog eine Überlappung über die Schildmauer auf und endet schräg. Das Schotterbett und das Geleise laufen ohne Unterbruch durch. Auf der Seite der beweglichen Brückenlagerung hingegen ist der Trog rechtwinklig zu den einzelnen Geleisen abgeschlossen und das Schotterbett der Brücke durch ein

Bild 14. Montage der Biberlikopfbrücke, Einbau des unterwasserseitigen Endstückes Weesen mit SBB-Kran und Derrick

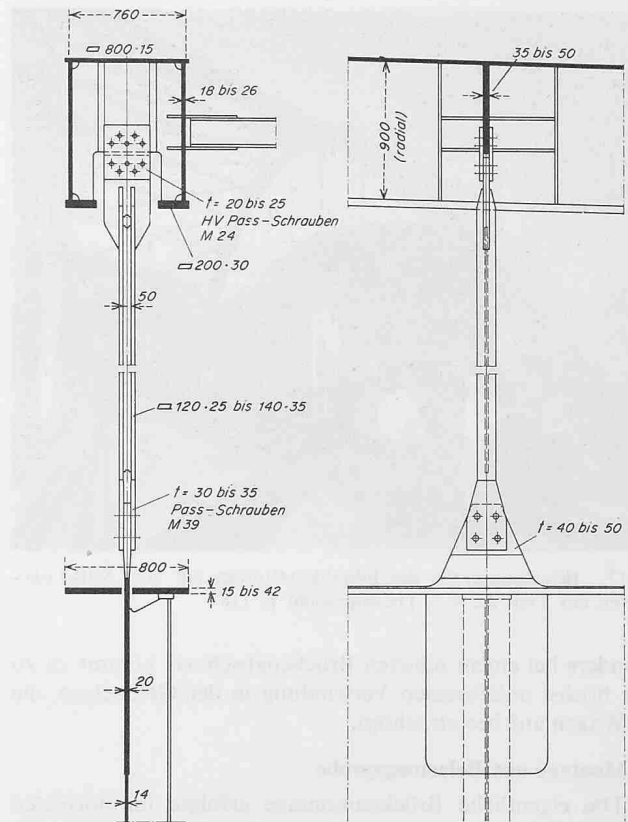
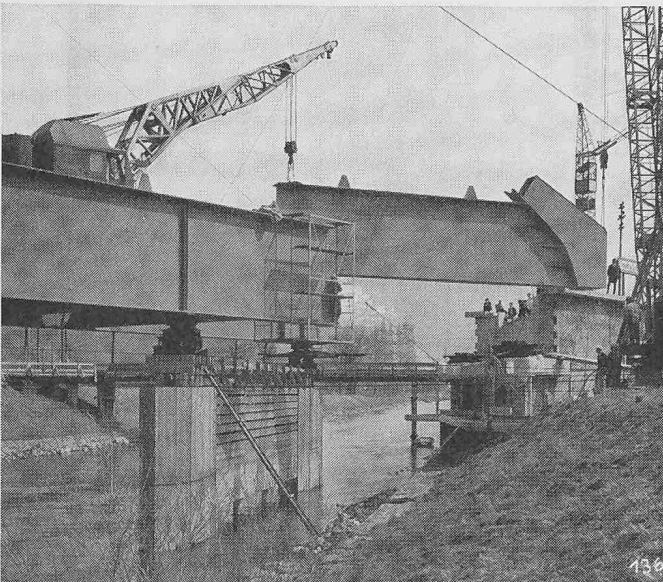


Bild 15. Biberlikopfbrücke, Hänger mit Anschlüssen 1:50

vertikales Blech gegenüber dem anschliessenden Schotter abgetrennt. Im Geleise ist eine Schienendilatation eingebaut. Diesbezüglich unterscheidet sich die Biberlikopfbrücke von der Brücke im Gäsi, bei der das Schotterbett auch auf der Seite der beweglichen Brückenlagerung durchläuft und das Geleise auch keine Schienendilatation aufweist. Diese Anordnung beruht auf den Wünschen der Geleisebauer, die für das lückenlos verschweisste Geleise möglichst jegliche Unterbrechung im Geleise zu vermeiden suchen und mit dem Hinweis auf den relativ langfristigen Bewegungsablauf, infolge Δt° , auch bei Brücken Dilatationsvorrichtungen sehr ungerne sehen. Wie die Erfahrungen mit dieser Anordnung aber zeigen, hat diese Ausführungsart auch ihre Nachteile. Die Geleiseanlage wird durch die Brückenbewegung gestört, und

Bild 16. Montage der Biberlikopfbrücke, Einsetzen des letzten Bogen-elementes. Der Bogen ist behelfsmässig mit Montagstützen unterstellt



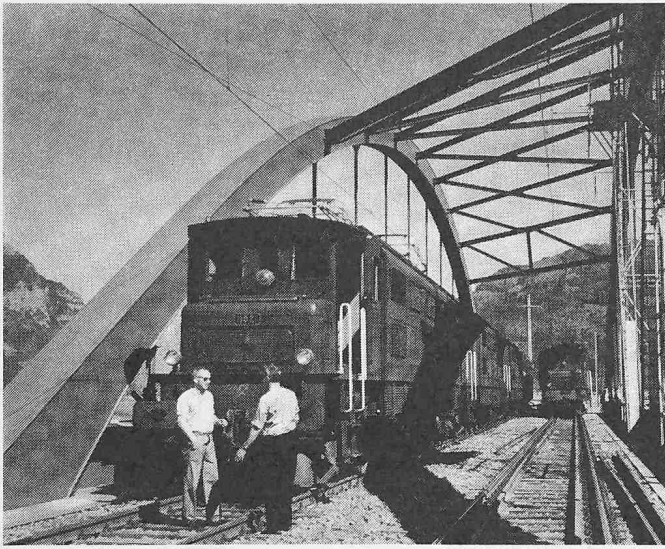


Bild 17. Belastungsprobe der Biberlikopfbrücke mit acht SBB-Lokomotiven des Typs Ae 4/7, Dienstgewicht je 118 t

besonders bei einem schiefen Brückenabschluss kommt es zu einer höchst unliebsamen Verwindung in der Geleiselage, die den Wagenlauf beeinträchtigt.

4.6 Montage und Belastungsprobe

Die eigentliche Brückenmontage erfolgte im normalen Vorbauverfahren vom Widerlager Ziegelbrücke aus. Als Montagegeräte waren eingesetzt je ein seilverspannter Derrick-Kran mit Tragkraft von 15 t in der Nähe der Widerlager — im spitzen Winkel zwischen Brückenachse und Fluss — und von Fall zu Fall ein fahrbarer SBB-Kran mit Tragkraft von 25 bzw. 16 t. Das bis zum Widerlager Ziegelbrücke geführte Geleise wurde mit fortschreitendem Vorbau nachgezogen und diente sowohl dem Materialtransport wie auch dem Einsatz der Bahnkrane. Die drei provisorischen Zwischenabstützungen wurden gebildet aus einem konsolartigen Stahlgerüst, angehängt an das Widerlager Ziegelbrücke, und zwei Holzfahljochen im Flusslauf.

Der Zusammenbau erfolgte derart, dass zuerst der Unterbau, das heisst die Versteifungsträger und die Querträger zusammen in vier Etappen — entsprechend den vier Trägerschüssen — zu versetzen waren, anschliessend die Bogen und Hänger und dann nach dem Ausbau des Transportgeleises der Fahrbahntrug und die Schottertrogab-schlüsse. An Montageverbindungen waren auszuführen:

- Versteifungsträgerstösse: HV-Passschrauben in im Werk zusammengebaute und ausgebohrte Stösse; mit Anziehdrehmoment für entsprechende gewöhnliche HV-Schrauben (siehe Abschnitt 4.5.3)
- Versteifungsträger-Querträger: gewöhnliche HV-Schrauben
- Bogenstösse: Schweissung
- Untere Hängeranschlüsse: normale Passschrauben, im Werk mit Lehren gebohrt
- Obere Hängeranschlüsse: HV-Passschrauben, normales Anziehdrehmoment; Schrauben auf Hängerseite: im Werk mit Lehren gebohrt; Schrauben auf Bogenseite: Löcher einseitig vorgebohrt, auf Montage ausgebohrt
- Trogstösse: Schweissung
- Trog-Querträger: normale HV-Schrauben, normales Anziehdrehmoment, Löcher einseitig vorgebohrt und auf Montage ausgebohrt.

Da die Hauptträger als Ganzes aus Platzgründen im Werk nicht zusammengebaut werden konnten, mussten auf der Baustelle gewisse Anpassungen vorgenommen werden. In erster Linie betraf dies die Hänger, deren genaue Länge erst im Verlauf der Montage bestimmt werden konnte. Zu diesem

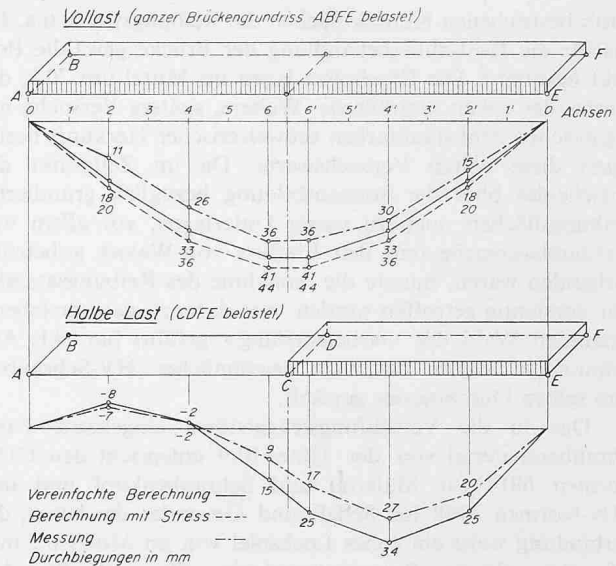


Bild 18. Gerechnete und gemessene Durchbiegungen der Hauptträger der Biberlikopfbrücke. Belastung gemäss Belastungsprobe mit 7,1 t je m und Geleise. Bei Vollast und halber Last je beide Geleise belastet. Gerechnete Werte ohne Berücksichtigung der Schiefe des Gesamttragwerkes und des räumlichen Zusammenwirkens

Zweck wurde der obere Anschluss beim Übergang zum Bogen so gestaltet, dass eine begrenzte Anpassung vorgenommen werden konnte. Erst nach Fertigschweissen und Ausrichten des Bogens und genauem Erreichen der Lage des Versteifungsträgers auf der provisorischen Unterstützung wurden die Hänger versetzt und im theoretisch spannungslosen Zustand mit den Bogenquerschotten verbohrt und verschraubt. Der Bogen war zu diesem Zeitpunkt frei über die ganze Brückenlänge gespannt und praktisch nur durch sein Eigengewicht belastet (vergleiche Bilder 14 und 16).

Ein recht spektakuläres Schauspiel bot die Belastungsprobe mit einem Aufgebot von acht SBB-Lokomotiven des Typs Ae 4/7 mit einem Dienstgewicht von je 118 t, den Triebfahrzeugen mit dem höchsten Laufmetergewicht (vergleiche

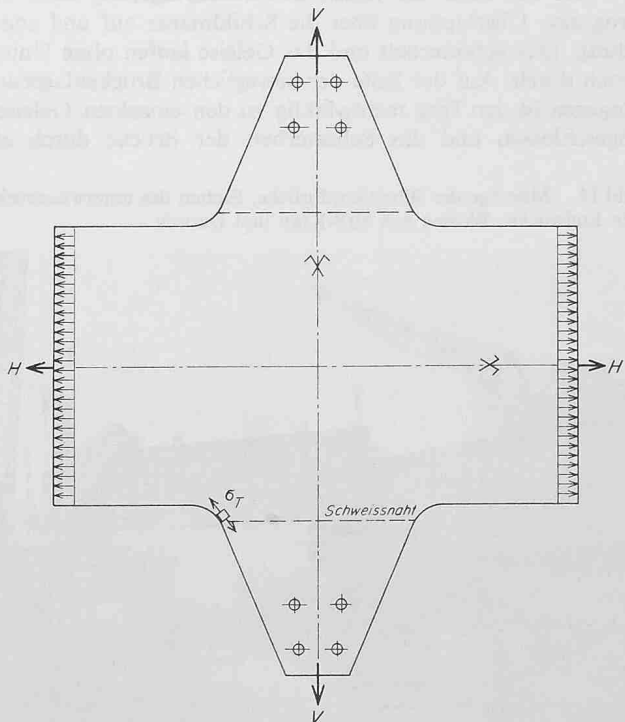


Bild 19. Versuchsanordnung für den unteren Hängeranschluss der Biberlikopfbrücke mit symmetrischer Modellausbildung. V Hängerkraft, H Querbelastung, Anschlussquerschnitt entlang der Schweissnaht $F = 120 \text{ cm}^2$

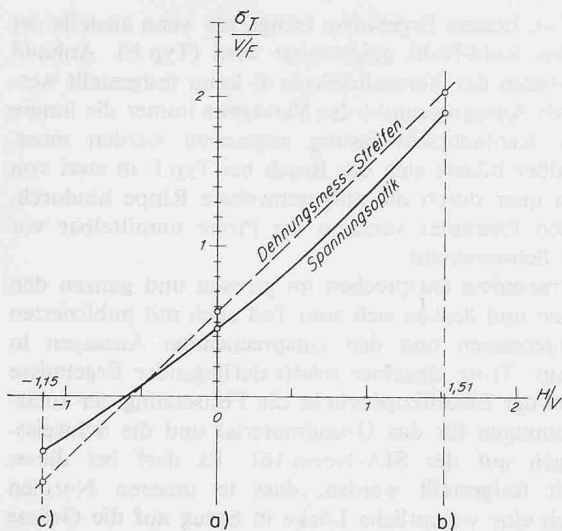


Bild 20. Tangentialspannungen σ_T in der Hohlkehle; $F = 120 \text{ cm}^2$, Bezeichnungen siehe Bild 19, die Belastungszustände a), b) und c) sind im Text erklärt

Bild 17). Unter der Leitung des zuständigen Chefs der Sektion Versuche und Messungen bei der Generaldirektion der SBB wickelte sich ein mehrstündiges Messprogramm ab. Aus den zahlreichen Messergebnissen zeigt Bild 18 die Gegenüberstellung von gerechneten und gemessenen Durchbiegungen.

4.7 Versuche

Die nachstehenden Ausführungen betreffen zwei Probleme, die mit besonderer Aufmerksamkeit bedacht wurden und die zu besonderen Versuchsprogrammen an der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt (EMPA) in Dübendorf geführt haben.

4.7.1 Untere Hängeranschlüsse

Durch ein photoelastisches Modell wurde die konstruktive Form der Krafteinleitung aus den Hängern in den Versteifungsträger bestimmt. Von Interesse war dabei die auftretende Höchstspannung in der Rundung infolge der Hängerkraft, kombiniert mit der Längsspannung des Versteifungsträgers, im folgenden Querbelastung genannt. Bild 19 zeigt die Versuchsordnung. Es war zweckmässig, das Modell symmetrisch auszubilden, da damit gleich zwei Resultate pro Versuch zur Verfügung standen. Folgende drei Belastungszustände wurden auf das Modell im Masstab 1:10 übertragen:

- a) Hängerkraft $V = 97 \text{ t}$
Querbelastung $\sigma = 0, \rightarrow H = 0$
- b) Hängerkraft $V = 74 \text{ t}$
Querbelastung $\sigma = 1,0 \text{ t/cm}^2 \rightarrow H = 112 \text{ t}$
- c) Hängerkraft $V = 65 \text{ t}$
Querbelastung $\sigma = 0,67 \text{ t/cm}^2 \rightarrow H = 75 \text{ t}$

Tabelle 3. Prüfungsprogramm

Versuchskörper:	
drei Stück je Konstruktionsform, Probenfertigung beim Hersteller der Brücke, gelochte Stäbe Typ B total 6 Stück	
Feinkornstahl Mannesmann FB 50	
Elektroden Sécheron Suprathern für Wurzellage und weitere Lagen, Sécheron Ferrovote für die Decklagen	
Vorwärmtemperatur $100^\circ \pm 50^\circ$ für alle Schweissarbeiten	
Spannungsarmglühen nur bei Typ G entsprechend der Nachbehandlung der Hänger selbst	
Versuchsdurchführung:	
Eidgenössische Materialprüfungsanstalt Dübendorf, Abt. Metalle. Zugermüdungsversuche im Pulsator 100/50 t	
350 Lastwechsel pro Minute	

Tabelle 4. Arten der Versuchskörper

Wo keine anderen Angaben, Blechstärke 27 mm, Probenlänge 700 mm	
Typ A Vollstab mit Ausfräsung	
Typ B Gelochter Stab Loch normal gebohrt, entgratet, nicht poliert	
Typ C Bearbeiteter Stumpfstoss mit Ausfräsung, mit Verlängerungsplättchen geschweisst und profileben verschliffen, Naht geröntgt	
Typ D Vollstab mit Quernaht Naht unbearbeitet	
Typ E Vollstab mit Längs-Kehlnaht Nahtenden bearbeitet	
Typ F Vollstab mit Längs-K-Naht Nahtenden bearbeitet	
Typ G Gabelkonstruktion mit Kehlnähten. Nähte umlaufend und Enden bearbeitet	

Die Werte entsprechen angenäherten Betriebsbelastungen; dabei ist H die versuchstechnisch notwendige Querbelastung, damit im Versteifungsträger die entsprechenden Längsspannungen erzeugt werden.

- +: Zugkraft bzw. -spannung
- : Druckkraft bzw. -spannung

Die Spannungen im Zentrum der Hohlkehle wurden ausserdem mittels Dehnungsmessstreifen überwacht, was eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der photoelastischen Aufnahmen ergab.

Die grösste Tangentialspannung in der Rundung wird im Belastungsfall b) mit $\sigma_T = 1,20 \text{ t/cm}^2$ erreicht. Dabei beträgt die Längsspannung des Versteifungsträgers in jenem Bereich $1,0 \text{ t/cm}^2$ und die dazu senkrecht und gleichmässig verteilte angenommene Normalspannung infolge der Hängerkraft $0,62 \text{ t/cm}^2$ (Bild 20).

Die Abhängigkeit der Tangentialspannungen der Rundung vom Verhältnis Querbelastung zu Hängerkraft zeigt Bild 20. Die Versuche bestätigen, dass durch eine zweckmässige Formgebung Kräfte derart eingeleitet werden können, dass keine örtlichen unzulässigen Spannungsspitzen entstehen.

4.7.2 Dauerfestigkeit der Schweissverbindung

Ausgehend von den konstruktiven Einzelheiten der Hängestangen und besonders der Anschlüsse an Bogen und Versteifungsträger stellte sich u.a. auch die Frage nach den in den Hängern und im erweiterten Sinne auch im ganzen Bauwerk vorhandenen Ursprungsfestigkeiten im Vergleich zum Vollstab und zum gelochten Stab. Der EMPA wurde daher ein Prüfprogramm mit sogenannten Basisversuchen zur Durchführung übergeben mit dem Zweck, die Ursprungsfestigkeiten bezogen auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel für verschiedene Konstruktionsformen zu ermitteln. Das Herstellungsverfahren hatte in allen Teilen der Hauptkonstruktion zu entsprechen.

Das Prüfprogramm, die Arten der Versuchskörper und die Ergebnisse sind in den Tabellen 3 bis 5 zusammengestellt.

Tabelle 5. Dauerfestigkeit der Schweissverbindungen, Zusammenstellung der Resultate

I	II	III	IV
A	1	27,2	Bruch im Radius
	2	30,3	Bruch im Radius
	3	29,4	Bruch im Radius
	Mittel rd. 29,0 kg/mm ²		
B	1	20,6	Bruch von Bohrung ausgehend
	2	< 21,0	Bruch von Bohrung ausgehend
	3	18,8	Bruch von Bohrung ausgehend
	4	< 18,0	Bruch von Bohrung ausgehend
	5	17,0	Bruch von Bohrung ausgehend
	6	17,2	Bruch von Bohrung ausgehend
Mittel rd. 18,5 kg/mm ²			
C	1	27,0	Bruch neben Schweissnaht
	2	26,7	Bruch neben Schweissnaht
	3	29,3	Bruch neben Schweissnaht
	Mittel rd. 27,5 kg/mm ²		
D	1	18,1	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	2	< 18,0	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	3	16,1	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	Mittel rd. 17,0 kg/mm ²		
E	1	16,0	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	2	21,3	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	3	19,0	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	Mittel rd. 18,5 kg/mm ²		
F	1	21,9	Bruch durch Rippe
	2	< 21,0	Bruch beim Übergang der Schweissnaht
	3	23,0	Bruch durch Rippe
	Mittel rd. 21,5 kg/mm ²		
G	1	< 20,0	Bruch durch Grund des Schlitzes
	2	16,3	Bruch durch Grund des Schlitzes
	3	16,0	Bruch durch Grund des Schlitzes
	Mittel rd. 16,5 kg/mm ²		

I = Versuchskörper Typ
 II = Stabnummer
 III = Ursprungsfestigkeit σ_{UR} bezüglich 2 Mio. Lastwechsel in kg/mm²
 IV = Bemerkungen

Beurteilung

Es kann festgestellt werden, dass das Ergebnis der Versuche mit Vollstab Typ A ($\sigma_{UR} = 29 \text{ kg/cm}^2$ im Mittel) im Rahmen dessen liegt, was für die Materialgüte St50-52 erwartet werden darf. Erfreulich sind die Ergebnisse beim Typ C, (bearbeiteter Stumpfstoss), mit einem Mittelwert von rund 28 kg/mm², also praktisch mit dem Wert des Grundmaterials, was besonders für die Versteifungsträgergüte zu beachten ist. Beide Typen - A und C - weisen zudem eine nur geringe Streuung der Resultate auf.

Alle anderen Versuchskörper bestätigen, dass hochwertige Baustähle St50-52 bei wechselnder Beanspruchung einen stärkeren Festigkeitsabfall zeigen als Stähle der Festigkeitsstufe 37 und dass bei wesentlich grösserer Streuung der einzelnen Versuchsergebnisse die unteren Grenzwerte sogar im Bereich der Betriebsspannungen liegen.

Beim gelochten Stab bewegt sich der Mittelwert um 18,5 kg/mm² mit einer unteren Grenze bei 17 kg/mm². Ähnliche Verhältnisse hat u.a. R. Becker [1] beim Bau der Verbindungsbahnbrücke über den Rhein bei Basel angetroffen. Bezüglich der Festsetzung der zulässigen Spannungen gemäss SIA-Norm 161 und Einrechnung des üblichen Sicherheitsfaktors müsste der gelochte Stab St50-52 eine Ursprungsfestigkeit von rund 20 bis 21 kg/mm² aufweisen.

Bei den geschweissten Versuchskörpern D bis G liegen die tiefsten Ergebnisse bei 16 kg/mm². Damit bewegen sich die Ursprungsfestigkeitswerte im Bereich der zulässigen Beanspruchung und somit der Betriebsspannung. Zu beachten ist ferner, dass eine längs aufgeschweisste Rippe (Typ F) mit einer Längs-K-Naht, die an beiden Enden zusätzlich noch

bearbeitet ist, bessere Ergebnisse bringt, als wenn anstelle der K-Naht eine Kehl-Naht geschweisst wird (Typ E). Anhand der Bruchstellen der Versuchskörper E kann festgestellt werden, dass als Ausgangspunkt des Versagens immer die innere Kerbe der Kehl-nahtschweissung angesehen werden muss. Demgegenüber bildete sich der Bruch bei Typ F in zwei von drei Fällen quer durch die aufgeschweisste Rippe hindurch. Beim dritten Exemplar versagte die Probe unmittelbar vor Beginn der Schweissnaht.

Die Ergebnisse entsprechen im grossen und ganzen den Erwartungen und decken sich zum Teil auch mit publizierten Versuchsergebnissen und den entsprechenden Aussagen in der Literatur. Trotz einzelner relativ tiefliegender Ergebnisse beruhen bei der Biberlikopfbrücke die Festsetzung der zulässigen Spannungen für das Grundmaterial und die Schweissverbindungen auf der SIA-Norm 161. Es darf bei dieser Gelegenheit festgestellt werden, dass in unseren Normen immer noch eine wesentliche Lücke in bezug auf die Grösse der zulässigen Spannungen besteht, die der Bemessung geschweisster Verbindungen zugrunde zu legen sind. Die in den Normen festgelegten Schweissnaht-Koeffizienten wurden aus Versuchen zur Bestimmung der Ursprungsfestigkeit hergeleitet, im Vergleich zum entsprechenden Wert des gelochten Stabes des Grundmaterials. Deshalb gelten die Nahtkoeffizienten streng genommen nur für den Fall $\frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} = 0$; ver-

gleiche auch F. Stüssi: «Zur Dauerfestigkeit von Schweissverbindungen» [2]. Eine bessere Berücksichtigung der Dauerfestigkeit von Schweissverbindungen in den SIA-Normen ist ein dringendes Gebot.

4.8 Kosten

Baukosten der Brücke Biberlikopf:

a) Widerlager, einschl. Vorbelastung und Unterführung des Treidlwegs	Fr. 1 268 000.-
b) Stahlkonstruktion, Lieferung, Montage, ohne Rostschutz, 479 t Zusätzlich Gehweg und Kabelkanal, 16 t (d.h. im Mittel Fr. 2440.-/t)	Fr. 1 205 000.-
c) Geländer auf Widerlagern, Besichtigungswagen	Fr. 81 000.-
d) Rostschutz, einschl. Spezialbehandlung der Troginnenseite	Fr. 170 000.-
e) Umgebungsarbeiten, Uferpflasterung usw.	Fr. 143 000.-
Insgesamt	Fr. 2 867 000.-

Der Bau der Widerlager begann Anfang 1967, die Montage der Stahlkonstruktion fiel in die Zeit von Februar bis August 1968. Mitte Mai 1969 konnte die Brücke in Betrieb genommen werden.

Unter der Bauleitung der Sektion Brückenbau der SBB Kreis III Zürich zeichnen für den Bau verantwortlich die Firma *Toneatti & Co. AG*, Bilten (GL), für die Tiefbauarbeiten, und die *Arbeitsgemeinschaft Wartmann & Co. AG*, Brugg (Projekt, Teillieferung, Montage) - *Arnold Bosshard AG*, Näfels (Teillieferung), für den Stahlüberbau.

Literaturverzeichnis

- [1] R. Becker: Über den Bau von Eisenbahnbrücken in Stahl. «Oerlikon Schweissmittelungen» Nr. 49, 1963.
- [2] Dr. Fritz Stüssi: Zur Dauerfestigkeit von Schweissverbindungen. «Schweizerische Bauzeitung» Nr. 52, 1957, S. 806.

Adressen der Verfasser: H. Gut, dipl. Bauing. ETH/SIA, Rosenbergstrasse 9, 8820 Wädenswil, und O. W. Schuwerk, dipl. Bauing. ETH/SIA, Adjunkt Sektion Brückenbau, Kreisdirektion III der SBB, 8021 Zürich.