Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte
Band: 39 (1982)

Artikel: Erneuerung der Rheinbrücke Reichenau
Autor: Dubas, Pierre
DOI: https://doi.org/10.5169/seals-30178

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

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

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

Download PDF: 09.12.2025

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

Erneuerung der Rheinbrücke Reichenau

Retrofitting of the Rhine bridge at Reichenau

Rénovation du pont sur le Rhin à Reichenau

Pierre DUBAS
Prof. Dr. sc. techn.
Eidg. Technische Hochschule
Zürich, Schweiz

Geburtsjahr 1924. Diplomabschluss 1948 an der ETH Zürich, Promotion 1955. Nach zehnjähriger Stahlbaupraxis ab 1960 Ass.-Prof., ab 1966 o. Prof. für Baustatik und Stahlbau an der ETH Zürich.

ZUSAMMENFASSUNG
Die Erneuerungsarbeiten an der Reichenauer schweisseisernen Brücke umfassen den Einbau einer Leichtbetonfahrbahn an Stelle der Schotterfüllung auf Zores-Eisen sowie eine K-artige Unterteilung der Querscheiben. Unter Berücksichtigung des überkritischen Knickverhaltens der Ausfachung bei den äusseren Fachwerkträgern ergibt sich dann eine genügende Sicherheit für die anfallenden Lasten dieser Strassenbrücke mit nur örtlicher Bedeutung.

SUMMARY
The retrofitting of the wrought iron bridge at Reichenau includes the replacing of the old deck, consisting of macadam on Ω-shaped profiles, by a slab of light-weight concrete and the local strenghtening of the cross bracings. Taking into consideration the postcritical buckling behaviour of the lattice for the external trusses, the structure will be safe under the loads acting on this highway bridge of purely local importance.

RESUME
Les travaux de rénovation du pont en fer puddlé de Reichenau comprennent le remplacement du tablier existant, en macadam sur fers Zorès, par une dalle en béton léger ainsi que des renforcements locaux des entretoisements. En tenant compte du comportement au flambement postcritique de la triangulation des poutres extérieures, on obtient une sécurité suffisante pour les charges sollicitant ce pont-route de vocation purement locale.

1. ZUR GESCHICHTE DER REICHENAUER BRÜCKE

Die Strassenbrücke über die vereinigten Rheine zu Reichenau befindet sich unmittelbar nach dem Zusammenfluss des Hinterrheines mit dem Vorderrhein, so dass sich für die erforderliche Ueberbrückung ohne Zwischenpfeiler eine Spannweite von rund 70 m ergibt. Die Flussüberquerung liegt im Zuge der "Italienischen Strasse", welche das Bündner Land über den Bernhardiner- oder den Splügenpass mit der Lombardei verbindet.

Im gleichen Jahr 1757, in dem Hans Ulrich Grubenmann seine berühmte Rheinbrücke Schaffhausen erstellte, baute sein Bruder Johannes die erste Brücke in Reichenau, welche mit ihren 66 m Oeffnung eine Rekordspannweite darstellte [1], [2]. Das Tragsystem dieser zwei Holzbrücken war ähnlich, handelte es sich doch um ein mehrfaches Hängewerk mit Bogenwirkung. Diese bemerkenswerten Bauwerke sind während der Franzosenkriege 1799 verbrannt worden.

Die neue an gleicher Stelle über den Rhein führende Brücke wurde durch das Hochwasser von 1817 zerstört, während die in 1819 von Stiefenhofer erbaute in der Nacht vom 31. Juli auf den 1. August 1880 ein Raub der Flammen geworden ist [3]. Im nachfolgenden Jahr wurde dann die eiserne Fachwerkbrücke ausgeführt, deren nach hundert Betriebsjahren 1980 fällige Erneuerung behandelt werden soll.

2. BESCHREIBUNG DER REICHENAUER EISENBRÜCKE

Vier 69,6 m weit gespannte Fachwerkträger bilden die Hauptelemente der Brücke. Die zwei 7 m hohen Aussenträger dienen gleichzeitig als Seitenabschluss des Verkehrraumes, während die um 1,75 m weniger hohen Innenträger die Fahrbahnabdeckung unmittelbar tragen (Fig. 1). Fachwerkartige Querscheiben, in 3,48 m Abständen angeordnet, verbinden die vier Hauptträger zu einem Trägerrost; sie dienen zudem der Lagerung eines axialen Längsträgers und von zwei Saumträgern, welche neben den Innenträgern die Stützung für die 5,4 m breite Fahrbahn (Strasse 3 m, Gehwege je 1,2 m) gewährleisten. Die Schotterabdeckung, später mit einem Bitumenbelag versehen, ruhte auf Zores-Eisen, die wegen der fehlenden Abdichtung mit der Zeit stark verrosteten und in den dreissiger Jahren ausgewechselt werden mussten.

Fig. 1 Seitenansicht der Eisenbrücke Reichenau

3. GRUNDLAGEN FÜR DIE ERNEUERUNGSMASSNAHMEN

3.1 Werkstoffeigenschaften

Proben, die an wenig beanspruchten Stellen entnommen wurden, haben ergeben, dass das Bauwerk aus *Schweisseisen* besteht. Bei einer Probe betrug die Streckgrenze 270 N/mm^2, bei der anderen 240 N/mm^2; der Berechnung wurde ein Wert von 215 N/mm^2 zugrunde gelegt. Beim Nietwerkstoff liegt dagegen unberuhigt vergossener Flussstahl vor (Festigkeitswerte vergleichbar mit denjenigen eines hochfesten Stahles).

3.2 Belastungsannahmen

Die Verkehrslasten entsprechen grundsätzlich den Angaben der Norm SIA 160 (1970) für Brücken mit herabgesetzter Belastung (2,5 kN/m^2 + Achslast 2x60 kN), weil das Tragwerk heute nur noch dem lokalen Verkehr dient. In Abweichung zur Norm wurde keine gleichzeitig wirkende Gehwegbelastung berücksichtigt, wie dies wegen der abgelegenen Lage des Bauwerkes zulässig erscheint.

3.3 Sicherheitsfaktor

Der Tragfähigkeitsnachweis wurde weitgehend nach der Norm SIA 161/1979 (Stahlbauten) durchgeführt, wobei wegen der Verwendung von Schweisseisen Anpassungen vorgenommen werden mussten. Insbesondere hat man der grösseren Streuungen wegen den Widerstandsfaktor zu 1,3 (statt 1,15) festgelegt, so dass der globale Sicherheitsfaktor 1,8 (statt 1,6) beträgt.

4. ERNEUERUNG DER FAHRBAHNABDECKUNG

Als Ersatz für die Schotterfüllung auf Belageisen ist eine 160 mm starke Leichtbetonplatte (1,8 t/m^3) eingebaut worden. Diese Massnahme führte zu einer Verminderung der ständigen Last um 8 % auf 20 kN/m sowie zu einer kleineren Streuung gegenüber dem alten Zustand mit unbekannter Schotterdicke.

Um die Plattenstärke möglichst klein zu halten, konnten die Belageisen nicht als verlorene Schalung benützt werden. Vor dem Umbau haben aber diese Zores-Eisen die seitliche Versteifung fast allein übernommen: das Bauwerk besass nämlich keinen wirksamen Windverband, weil die schlaffen Diagonalen eine geringe Querschnittsfläche aufweisen und zudem die Gurte der Aussenträger mehr als 1 m oberhalb der WV-Ebene liegen. Während der Fahrbahnerneuerung wurde deshalb das Tragwerk mittels an den Ufern verankerter Seile zweifach seitlich abgespannt.

5. VERSTÄRKUNG DER HAUPTTRÄGER (AUSSENTRÄGER)

5.1 Lastverteilung auf die vier Hauptträger

Die Querscheiben dürfen als praktisch starr angenommen werden. Die höheren und daher bei gleichem Biege- und Schubwiderstand steiferen Aussenträger nehmen rund je 30 % der symmetrisch zur Brückenachse wirkenden Lasten auf, die Innenträger je 20 %. Für die einseitig angeordnete Achslast beträgt das Verhältnis Aussenträger/Innenträger ebenfalls rund 1,5. Beim damaligen Entwurf hat man offensichtlich eine Verteilung zu je 25 % vorausgesetzt, so dass die Aussenträger tatsächlich ungünstiger beansprucht sind und einer sorgfältigen Untersuchung bedürfen.

5.2 Seitliches Knicken der Obergurte der Aussenträger

Die Druckgurte der Aussenträger liegen mehr als 1 m oberhalb der Fahrbahnscheibe und sind alle 3,48 m elastisch durch Pfosten T-145/100/10 gestützt. Der Knick-

widerstand wurde einerseits mit einem Eigenwertprogramm bestimmt; dabei ist berücksichtigt, dass die Gurte im unelastischen Bereich knicken und somit nach [4] den reduzierten Modul $T = E \cdot \bar{\lambda}^2 \cdot \sigma_K / \sigma_r$ aufweisen, die stabilisierenden Pfosten dagegen elastisch bleiben und daher eine relativ höhere Steifigkeit besitzen. Die Wirkung der gemessenen Vorverformungen wurde zudem mit einer Berechnung 2. Ordnung verfolgt, wobei ein elastisch-starrplastisches Materialverhalten vorausgesetzt wurde.

Diese Kontrollen zeigen, dass die Sicherheit auch bei vermindertem Fahrbahngewicht nicht ganz ausreicht. Zudem waren unterhalb der Fahrbahn nur waagrechte Verbindungen zwischen den Pfosten vorhanden. Der obere Bereich der Querscheiben wurde deshalb K-artig ausgefacht (Fig. 2): man erreicht eine einwandfreie Stützung der T-Pfosten sowie eine Verminderung deren Einspannlänge, daher mit bescheidenen Kosten eine fühlbare Erhöhung der Tragkraft der Obergurte.

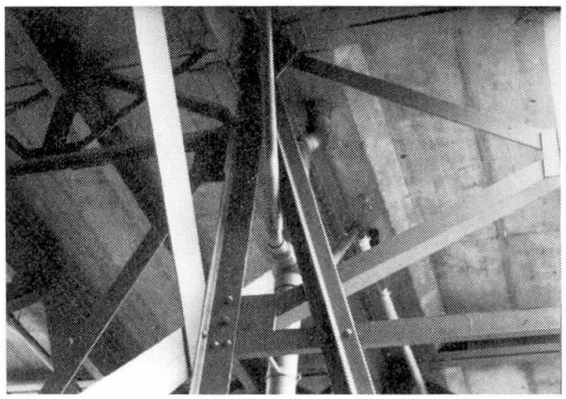

Fig. 2 Verstärkung der Querscheiben mit K-artiger Unterteilung

5.3 Füllungsglieder der Aussenträger

Fig. 3a zeigt die Ausfachung der Aussenträger, mit vier Streben in jedem Vertikalschnitt. Die Stabkräfte wurden elektronisch bestimmt, wobei einerseits die Biegesteifigkeit der durchgehenden Gurte und der Endpfosten, andererseits die Exzentrizitäten infolge der veränderlichen Anzahl Lamellen berücksichtigt wurden. Dagegen betrachtet man die Strebenanschlüsse als gelenkig und führt deren Kreuzungspunkte nicht als gemeinsame Knoten ein.

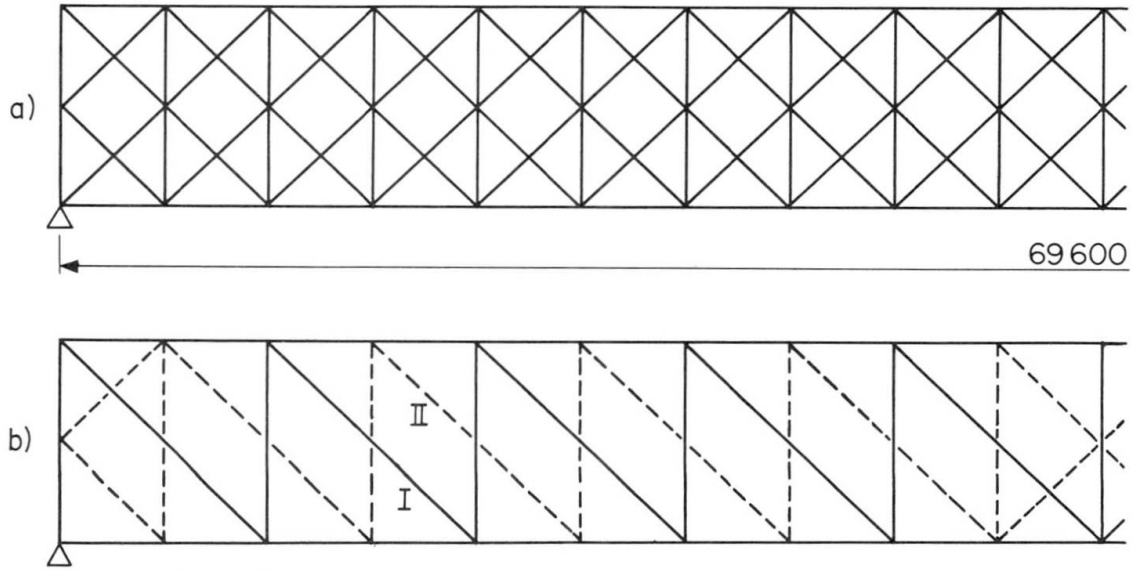

Fig. 3 Ausfachung im unterkritischen a) und im überkritischen b) Knickbereich

Bei der Bestimmung der Knicklänge der Druckstreben wurde berücksichtigt, dass diese Stäbe in ihrer Mitte durch die in Fig. 2 abgebildeten K-Verbände seitlich gehalten sind und zudem in den Viertelspunkten durch die Zugdiagonalen elastisch gestützt sind. Die Ausbildung als aussenliegender Doppelwinkel bedingt allerdings Exzentrizitätsmomente, welche den Knickwiderstand abmindern. Die Sicherheit beträgt somit nur ca. 1,4.

Zu Beginn des Knickvorganges nehmen aber die Druckstreben ihre Traglasten weiterhin auf, so dass nur die darüber hinausgehenden Querkräfte (entsprechend 1,8 - 1,4 als Sicherheitsmass) einem überkritischen Tragsystem zuzuweisen sind: es handelt sich um ein doppeltes Ständerfachwerk (Fig. 3b) mit den gleichen Zugdiagonalen wie in der unterkritischen Ausfachung (Fig. 3a) und mit den Druckpfosten, die im primären System nur wenig beansprucht sind und daher genügende Tragreserven besitzen. Auch hier wirken sich die neuen K-Verbände bezüglich des Knickens der Ständer aus der Ebene günstig aus. Was die Zugstreben anbelangt, so genügen sowohl die Querschnittsflächen als auch die Nietanschlüsse. Da die Ausfachung II nach Fig. 3b als K-Feld endet, musste die entsprechende Druckstrebe leicht verstärkt werden.

Nach diesem Tragmodell soll sich die Ausfachung ähnlich wie der dünnwandige Steg eines Blechträgers im überkritischen Beulbereich verhalten, mit einem Schubwiderstand $V_u = V_\tau + V_\sigma$. Der Anteil V_τ resultiert aus den Schubspannungen, d.h. aus zu 45° geneigten Hauptspannungen, welche den Stabkräften der Zug- und Druckstreben der Ausfachung a) entsprechen. Der Zugfeldanteil V_σ ist mit demjenigen aus dem doppelten Strebenfachwerk (System b) zu vergleichen.

Die Berücksichtigung der überkritischen Umlagerung der Strebenkräfte zur Erzielung einer genügenden Sicherheit scheint bei einer kaum der Ermüdung ausgesetzten Strassenbrücke unbedenklich (Pumpeffekte im Gebrauchszustand ausgeschlossen).

5.4 Innenträger

Die Innenträger wurden 1880 zur Aufnahme von je 25 % der Gesamtlast bemessen. Wegen ihrer gegenüber den Aussenträgern um 1/4 verminderten Höhe erhielten sie entsprechend stärkere Gurte und Streben. Da diese Träger in Wirklichkeit nur 20 % aufzunehmen haben (vgl. 5.1), reichen hier sowohl der Biegewiderstand (Druckgurte durch die Fahrbahn stabilisiert) als auch der Schubwiderstand aus.

5.5 Einflusslinien für die Füllungsglieder des doppelten Ständerfachwerkes

Beim doppelten Ständerfachwerk nach Fig. 3b bzw. Fig. 4 hängt der Verlauf der Einflusslinien der Füllungsglieder stark von den Berechnungsannahmen ab. In Fig. 4 bezieht sich der Linienzug a) auf ein Fachwerk mit über den Knoten durchgehenden Gurtungen (vgl. 5.3), wie dies der konstruktiven Gestaltung entspricht. Linie b) gilt für ein System mit gelenkigen Gurtanschlüssen (CULMANN), während bei c) das zentrale Andreaskreuz als inaktiv gedacht ist. Das mehrfache Fachwerk ist dann statisch bestimmt [5]. Der durchgehende Strebenzug mit der Diagonale 34 übernimmt direkt die in den geraden Knoten angreifenden Lasten und überträgt sie in üblicher Art zu den Lagern. Die in Trägermitte unterbrochene Ausfachung mit der Strebe 28 leitet die Belastung der ungeraden Knoten nur zum linken Lager, so dass der durchgehende Strebenzug den Ausgleich zu sichern hat.

Ein Andreaskreuz in Trägermitte koppelt die zwei Ausfachungen und glättet die Zacken der Einflusslinien zum Teil aus. Die Biegesteifigkeit durchgehender Gurte übt einen ähnlichen, sogar stärkeren Einfluss aus: jede der zwei Streben nimmt dann rund die Hälfte der anfallenden Querkraft auf. Beim doppelten Strebenfachwerk, wie auch beim Rautenträger, führt somit die CULMANNsche Annahme zu Er-

gebnissen, die von der Wirklichkeit stark abweichen können.

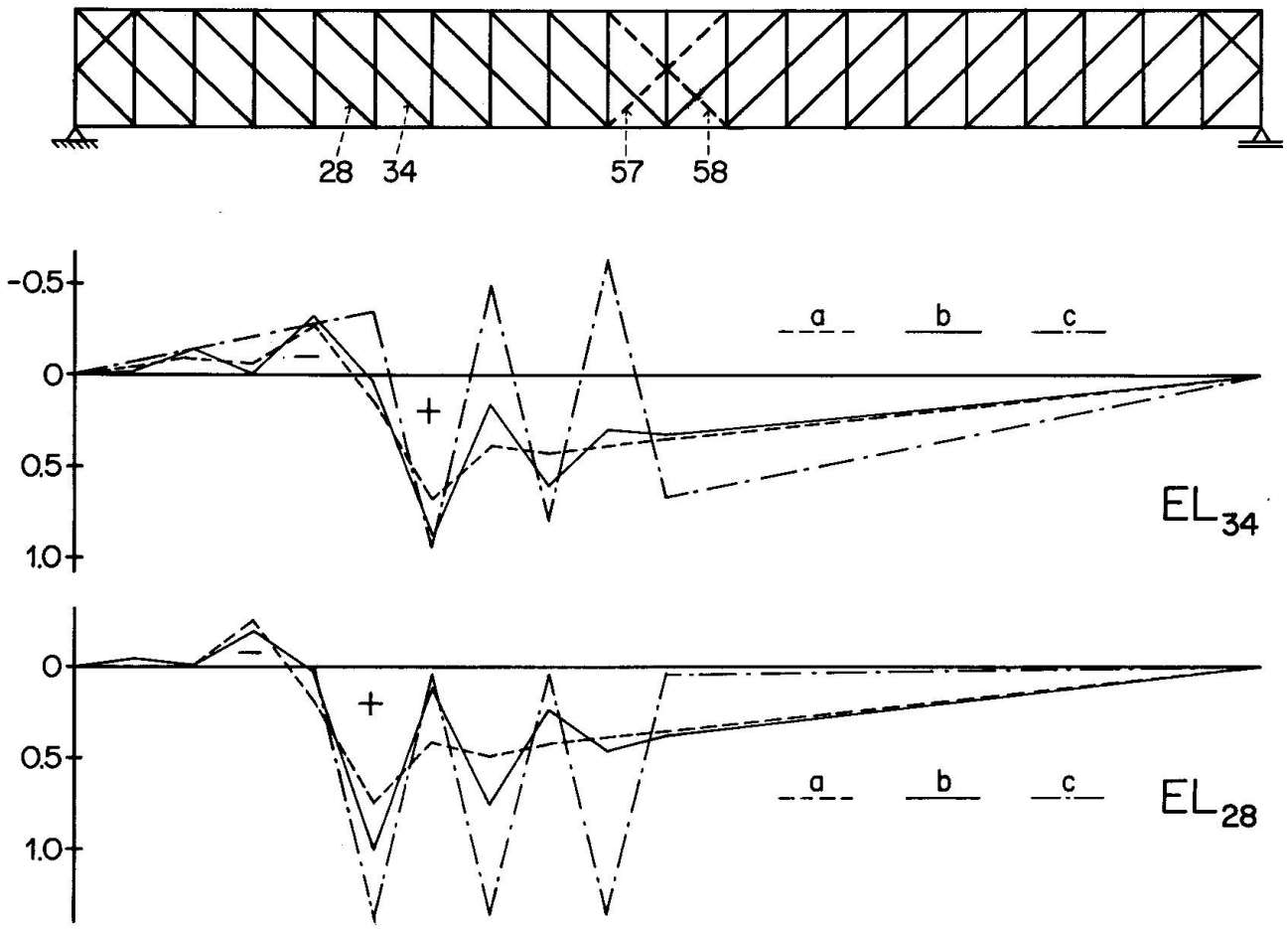

Fig. 4 Einflusslinien für zwei Streben eines doppelten Ständerfachwerkes.
a) Gurte durchlaufend; b) CULMANNsches Fachwerk; c) Statisch bestimmtes Ständerfachwerk ohne zentrales Andreaskreuz (57 + 58)

6. SCHLUSSFOLGERUNGEN

Die Erneuerung einer alten genieteten Brückenkonstruktion ist nur dann wirtschaflich vertretbar, falls es gelingt, Verstärkungen auf wenige Elemente zu beschränken. Bei der Reichenauer Brücke konnte diese Bedingung dank genauerer Untersuchungen erfüllt werden, so dass ein Zeuge der technischen Entwicklung bei vernünftigen Erneuerungskosten für die Nachwelt erhalten bleibt.

LITERATURVERZEICHNIS

1. KILLER J., Die Werke der Baumeister Grubenmann. Leemann, Zürich 1942
2. Die Entwicklung des Grossbrückenbaus. ETH Zürich, 1979, S. 15 und 141
3. Brand der Reichenauer Brücke. Die Eisenbahn, 1880, Bd. XIII, S. 45
4. DUBAS P., Ultimate strength of compression members with intermittent rigid or flexible lateral supports. Second Intern. Colloquium "Stability of steel structures", ECCS, Prel. Report, Liège 1977, S. 469
5. STÜSSI F., Baustatik I, 5. Aufl. Birkhäuser 1975, S. 145