

**Zeitschrift:** Schweizerische Bauzeitung  
**Herausgeber:** Verlags-AG der akademischen technischen Vereine  
**Band:** 69/70 (1917)  
**Heft:** 15

**Artikel:** Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaues  
**Autor:** Hübner, Fritz  
**DOI:** <https://doi.org/10.5169/seals-33952>

### **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist die Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. 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. [Siehe Rechtliche Hinweise.](#)

### **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. [Voir Informations légales.](#)

### **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. [See Legal notice.](#)

**Download PDF:** 29.01.2025

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

INHALT: Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaues. — Wettbewerb für eine reformierte Kirche in Solothurn. — Lasthebemagnete. — Miscellanea: Nutzbarmachung der schweizerischen Wasserkräfte. Kesselfeuerung mit ausgeglichenem Zug, Kohlenvorkommen in der Schweiz, Simplon-Tunnel II, Verein

deutscher Ingenieure. Entwässerung der Ebene von Magadino. Schweizerische Bundesbahnen. — Konkurrenzen: Aargauisches Museum für Natur- und Heimatkunde. — Nekrologie: † A. Tobler. G. Griot. — Vereinsnachrichten: Gesellschaft ehemaliger Studierender: Stellenvermittlung.

Band 70.

Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 15.

## Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaues

von Fritz Hübner, Kontrollingenieur im Schweiz. Eisenbahn-Dep., Bern.

(Fortsetzung von Seite 167.)

Die, wenigstens dem Namen nach bekanntesten Nebenspannungen sind diejenigen, die sich, bei Fachwerkträgern, aus der festen Vernietung der Knotenpunkte ergeben. Ueber den Verlauf derartiger Spannungen in Gurtstäben gibt Abbildung 7 des wegen interessanten Aufschlusses, weil die dargestellten Ergebnisse sich einmal auf zwei Brücken beziehen, die annähernd gleiche Grössenverhältnisse besitzen, und sodann, weil die in mehreren Querschnitten angestellten Messungen auch den Spannungsverlauf über einen Knoten, in dem ein theoretischer Stabkraftwechsel in der Gurtung auftritt, erkennen lassen. Bei der Brücke I handelt es sich um den T-förmigen Obergurt und bei Brücke II um den kastenförmigen Untergurt einer offenen Brücke. Bei beiden Brücken erkennt man vorerst eine starke Veränderlichkeit der Spannungen in den Rändern der Stege. Diese Veränderlichkeit der Stegbeanspruchungen schwankt gegenüber der theoretischen Stabspannung bei Brücke I zwischen

von den aus den Messungen abgeleiteten um bloss 4 bzw. 0% ab, wenigstens bei den massgebenden, stark beanspruchten Stäben; dass diese Abweichungen bei geringer beanspruchten Stäben grösser sind, liegt teilweise an Trägheiten der Apparate, sowie an den bereits früher schon erwähnten Lastenverteilungen durch die Fahrbahn.

Ueber den Verlauf der Schwerpunktspannung innerhalb der Knotenpunkte besagen die Ergebnisse der Untersuchung, dass in beiden Fällen der Kraftzuwachs sich so ziemlich auf die ganze Breite des Strebenanschlusses verteilt und zwar nahezu gleichmässig. Diese Feststellung war möglich dank dem Umstand, dass mit dem „Mantel“ auch Punkten der Knotenbleche beizukommen war, die es ermöglichten, in den betreffenden Schnitten die wirklichen Schwerpunktspannungen abzuleiten.

Aus der Darstellung der an den beiden Rändern der Lamellen des Obergurtes gemessenen Spannungen erkennt man endlich noch sehr deutlich, wie der Gurtstab sich an dieser Brücke wagrecht verwindet. Es rührt dies von der Durchbiegung der Querträger her, die bewirkt, dass die Hauptträgerpfosten sich nach innen neigen; da aber für ein und dieselbe Lastenstellung nicht alle Querträger gleich hoch belastet sind, können die seitlichen Ausbiegungen

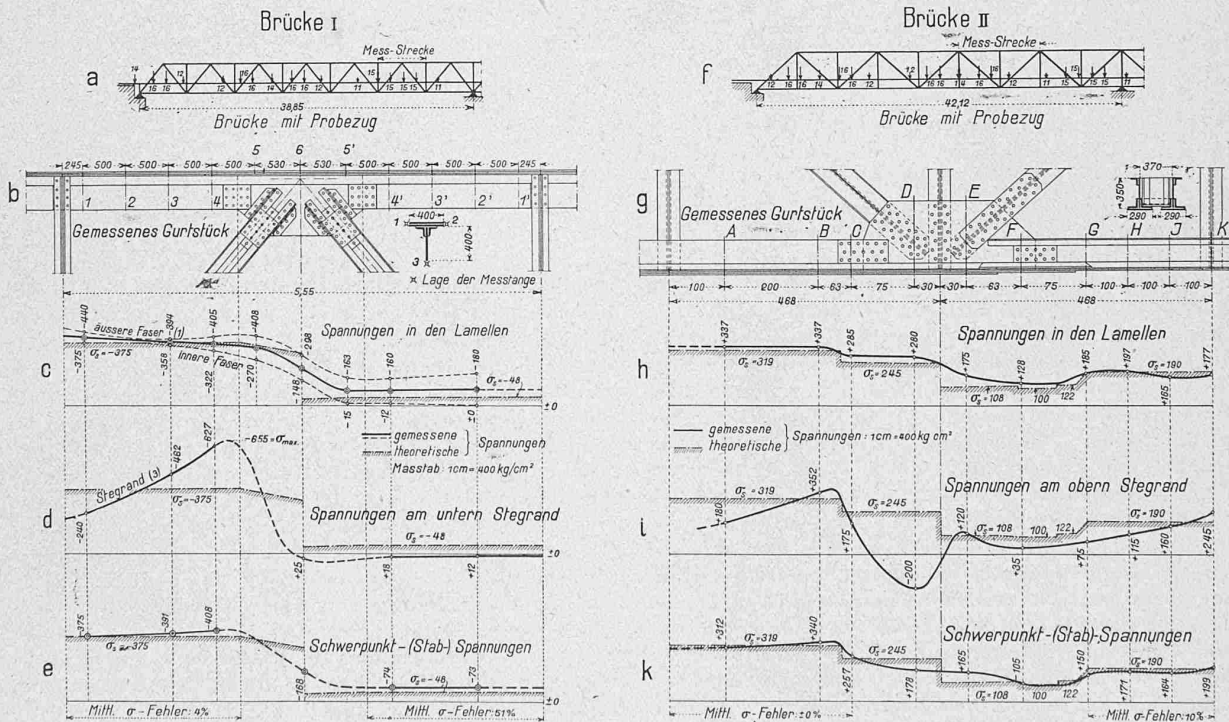


Abbildung 7.

— 54% und + 75% und bei den Stegen der Brücke II zwischen — 65% und + 16%. Zudem können unter scheinbar gleichen Verhältnissen solche Spannungen ganz unvermutet tolle Sprünge machen. Die Beanspruchung der Stege im gemessenen Untergurtstab der Brücke II, im allgemeinen eine Zugspannung von theoretisch = 319 kg/cm<sup>2</sup>, wird einmal im Knotenpunkt vorübergehend sogar zu einer Druckspannung von etwa — 200 kg/cm<sup>2</sup>.

Die Schwerpunkte der fraglichen Gurtstäbe sind in beiden Fällen nahe den Lamellen; daher sind die Spannungen in den letztern nicht wesentlich verschieden von den theoretischen Stabspannungen. Diese weichen übrigens

der Obergurte auch nicht gleichmässig ausfallen und müssen also dort am grössten sein, wo höchstbelastete Querträger sind; es ist dies in der Abbildung auch sehr schön zu erkennen. Infolgedessen können Nebenspannungen dieser Art unter Umständen die Knickungsgefahr der Obergurte offener Brücken wesentlich begünstigen; da aber solche Verhältnisse theoretisch kaum fassbar sind, ersieht man auch hieraus wieder, wie wichtig es ist, der Sicherung derartiger Gurte gegen Knicken die grösste Aufmerksamkeit zu schenken.

Bei ältern Brücken findet man noch sehr oft, dass sie mittels Flachlagern auf den Widerlagern und Pfeilern

aufzuheben. Reichen nun solche Flachlager (wie dies meistens anzutreffen sein wird) mehr oder weniger weit über den Auflager-Knotenpunkt hinaus ins erste Trägerfeld hinein, so kann der auf dem Lager aufsitzende Untergurtstab durch das Ende des Lagers auf sekundäre Biegung beansprucht werden: Infolge der Durchbiegung des Fachwerks wird sich nämlich der Auflagerdruck gegen die, der belasteten Oeffnung zugekehrte Lagerkante verschieben und, je nach der Lagerung der Auflagerplatte, in mehr oder weniger hohem Betrag auf den Untergurtstab übergehen. Ich habe aus derartigen Lagerungen in Untergurtstegen schon Nebenspannungen von  $1200 \text{ kg/cm}^2$  für die bewegliche Belastung allein gemessen; beachtet man, dass auch das Eigengewicht Spannungen ähnlicher Art und Grösse hervorruft, so ist es leicht, sich vorzustellen, wie an untergeordneten, oft sogar theoretisch spannungslosen Stäben

Winkeln in die abstehenden Teile noch mittelbarer als bei den vorbesprochenen Querschnitten, nämlich durch Nietung erfolgt.

Dass infolgedessen ein Anschluss, der möglichst alle Teile eines Strebenquerschnittes fasst, bessere Spannungsverteilung im Stab zur Folge haben muss, scheint klar. Es geht dies auch aus der Messung einer in diesem Sinne angeschlossenen Strebe hervor, deren Querschnitt  $\Gamma$ -förmig ist und aus einem Steg und vier ungleichschenkligen Winkeln besteht (Abbildung 10); hart neben dem Knotenblech wiesen die sogar um  $20 \text{ cm}$  abstehenden Fasern der besonders angeschlossenen Flanschen eine mittlere Spannung auf, die in der Tat gleich war der theoretischen Stab-Beanspruchung.

Die Abbildungen 8 bis 10 belehren auch über die wohl ihrem Wesen nach bekanntern, ihrer Grösse nach aber schwer einzuschätzenden Nebenspannungen in Streben, infolge

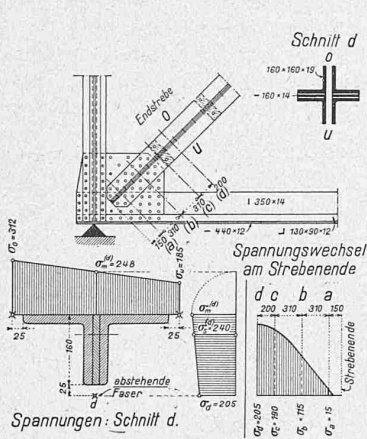


Abb. 8.

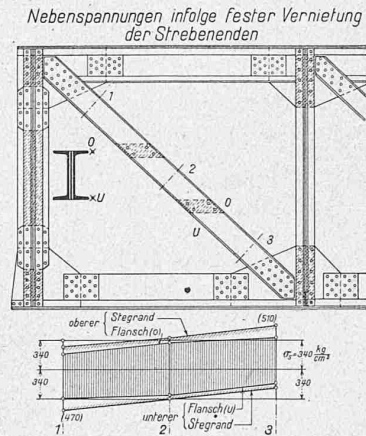


Abb. 9.

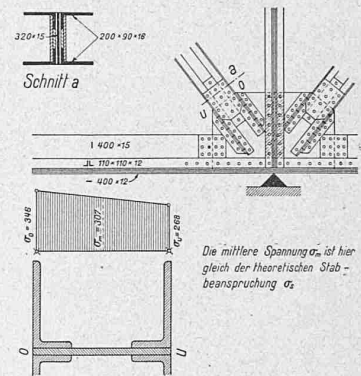


Abb. 10.

unter Umständen eine wesentliche Gefährdung der Brücke vorhanden sein kann.

Wie bei den Gurtungen, so sind auch bei den Streben der Fachwerke nicht nur Nebenspannungen infolge fester Vernietung der Knotenpunkte möglich; von oft viel grösserer Bedeutung sind Spannungsveränderungen, die von einseitiger Ausbildung der Streben herrühren, von nicht gleichmässig sich vollziehender Verteilung der Querkraft auf die verschiedenen Streben sogen. mehrteiliger Fachwerke, sowie endlich auch von unrichtiger Anbindung der Streben an den Knotenpunkten. Die Schwierigkeiten, die einer rechnerischen Verfolgung, geschweige denn einer nur angenäherten Einschätzung dieser Verhältnisse entgegenstehen, werden wohl einige typische Beispiele am besten zu beleuchten vermögen:

Der Anschluss einer kreuzförmigen, aus vier Winkeln gebildeten Strebe (Abbildung 8) ist natürlich nur an den in der Trägerebene verlaufenden Flanschen möglich (nebenbei bemerkt, zeigt das kleine Diagramm rechts unten in der Abbildung, wie die Einleitung der Strebenkraft nahezu proportional der Nietung erfolgt); die abstehenden Flanschen werden nur mittelbar zur Arbeit herangezogen. Aus den in der Abbildung dargestellten Ergebnissen der Spannungsmessungen geht hervor, dass nach erfolgtem Anschluss (Schnitt  $d$ ) die äussersten Fasern des abstehenden Querschnittsteiles (mit  $\sigma_a = -205$ ) nur  $85\%$  der Schwerpunkts-Spannung (von  $\sigma_s = 240 \text{ kg/cm}^2$ ), dagegen die anliegenden Flanschen  $104\%$  empfangen. Ähnlich verhält es sich bei einer aus  $\Gamma$ -Eisen gebildeten Strebe einer andern Brücke, deren Anschluss am Knotenblech durch Vernietung nur der Stege geschah (Abbildung 9); auch hier, hart am Knotenblech, in den abstehenden Flanschen  $81\%$  und in den Stegen  $107\%$  der Stabspannung. Noch grössere Unterschiede dieser Art sind aber bei jenen Streben zu finden, die ( $\Gamma$ -förmig) aus zwei Winkeln mit abstehendem Stegblech oder gar Wulsteisen ausgebildet sind, weil bei derartigen Profilen die Einleitung der Spannung von den

der starren Vernietung ihrer Enden. Selbst bei neuern Ausbildungen, wie sie in den genannten Abbildungen dargestellt sind, können diese Nebenspannungen unter scheinbar ähnlichen Verhältnissen sehr verschieden ausfallen. Es geht dies am auffälligsten aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse der beiden Streben  $\Gamma$ -förmigen Querschnitts hervor: bei der aus Steg und Winkeln gebildeten (Abb. 10) ist, etwa  $10 \text{ cm}$  vom Knotenblech, die Nebenspannung aus der festen Vernietung bloss  $13\%$  der Stabspannung, während sie bei der aus  $\Gamma$ -Eisen gebildeten Strebe (Abbildung 9) auf  $50\%$  ansteigt.

In den in der Mitte zwischen zwei Knoten liegenden Streben-Schnitten erwartet man für gewöhnlich keine hohen Nebenspannungen aus der Vernietung der Knotenpunkte. Dass man sich aber auch darin irren kann, beweist das Diagramm einer vereinzelt Strebe (3) einer Brücke mit vierfachem Strebenzug (Abbildung 11), bei der diese Nebenspannung den Betrag von  $21\%$  der mittleren Flacheisen-Spannung erreichte.

Welche Unordnung die bei ältern, sogenannten mehrteiligen Fachwerk-Brücken so häufigen einseitigen Streben, d. h. solche, die nur auf einer Seite der Trägerebene verlaufen, hinsichtlich Spannungsverteilung bewirken können, zeigen die Ergebnisse von Spannungsmessungen in einem Endfeld eines vierteiligen Fachwerkes; sie sind übrigens noch für andere Erscheinungen von Bedeutung (Abb. 11).

Vorgängig der Erwähnung der Sonderergebnisse ist darauf hinzuweisen, wie an der Zuverlässigkeit selbst verwickelter Messungen wohl kaum stark gezweifelt werden kann. Die an je drei Fasern der  $\Gamma$ -förmigen Streben-schnitte gemessenen Kantenspannungen führen zuerst zu Schwerpunkts-Spannungen, somit zu den Einzelstabkräften, und deren Zerlegungen alsdann zu Teilquerkräften. Summiert man sie nun für die, durch einen Schnitt getroffenen Streben (für beide Hauptträger zusammen also acht solcher Teil-Querkräfte), so erhält man die im ersten Hauptträgerfelde tatsächlich wirkende Querkraft. Durch



eine Einflusslinie berechnet man andererseits die der gleichen Zugstellung entsprechende *theoretische* Querkraft. Vergleicht man diese mit der aus den Messungen abgeleiteten Querkraft, so besteht ein Unterschied von bloss  $1\frac{1}{2}\%$ . Diese Strebenuntersuchungen (durch somit zuverlässige Spannungsmessungen) haben des weitern folgendes gezeigt:

Bei den aus senkrechten Flacheisen mit je einem einseitig aufgenieteten Winkel gebildeten Streben, empfangen die Flacheisen die der betreffenden Strebe theoretisch zufallende *Spannungsart*. Die äussersten Fasern der abstehenden Winkelschenkel besitzen bei den Streben 1 bis 3 Spannungen entgegengesetzter Art; es rührt dies davon her, dass die Strebenkraft durch die Anschlussniete in den innern Flacheisenrand, d. h. um etwa  $2\frac{1}{2}$  cm exzentrisch zur Strebenachse in den Stab eingeleitet wird. Trotzdem nun aber die Strebe 4 in gleicher Weise angeschlossen ist wie

mit andern Erfahrungen wieder gezeigt, dass die auf das Lager mündende Druckstrebe mehr übernimmt, als ihre zugehörige Zugstrebe, *sodass letzten Endes die Druckstrebe des ältern Systems, statt eines Viertels der Querkraft, 40% davon allein übernimmt, d. h. 60% mehr, als ihr übliche Berechnungen zumuten würden.*

Aus diesen Ausführungen über ein ganz zufällig herausgegriffenes Beispiel darf man wohl schliessen, dass es durchaus kein Luxus ist, wenn Nachrechnungen von Fachwerkträgern älterer Bauart noch durch Spannungsmessungen tunlichst ergänzt werden. Denn Abweichungen zwischen wirklichen und sogenannten theoretischen Werten können in der soeben festgestellten Grössenordnung nicht mehr unter allen Umständen auf das Konto der, durch Ansetzung von mässigen zulässigen Spannungen erstrebten Sicherheit gebucht werden. Man darf es umso weniger, als derartige Verhältnisse in der Regel Bauwerken eigen sein werden, die noch aus Schweisseisen erstellt sind, das, wegen seiner Sprödigkeit, gegen solche Nebenspannungen wesentlich empfindlicher sein dürfte, als das viel dehnbarere Flusseisen es ist.

Wie die Hauptträger, so stehen gewöhnlich auch die *Zwischenträger* (Längs- und Querträger), sowie die *Windverbände* unter dem Einfluss verschiedener Nebenwirkungen. Dadurch, dass sie unter sich und mit den Hauptträgern vernietet werden, gewinnt das Bauwerk einen mehr oder weniger vollkommenen monolithischen Charakter. Man glaubte bisher den statischen Einfluss dieser unklaren Verhältnisse vernachlässigen zu können; man glaubte es freilich nur, ohne dass jedoch, meines Wissens, die allgemeine Zulässigkeit dieser Annahme erwiesen worden wäre. Eine Neuerung hat sich indessen unter den Brückenbauern für neuere Brücken bereits eingebürgert: die Längsträger und die Windverbände von der Mitwirkung an den Dehnungen bzw. Verkürzungen der Hauptträgergurtungen möglichst freizuhalten. Hierzu werden einerseits die Längsträger an mehreren Stellen unterbrochen und verschiebbar gelagert, andererseits erfolgt die Vernietung der Windverbände mit den Gurtungen erst, wenn die Brücke frei trägt und nachdem ein möglichst grosser Teil ihrer ständigen Lasten aufgebracht ist.

Neben diesen, zweifellos der Sicherheit der Zwischenstücke dienenden Vorkehrungen, dürfen aber noch andere Besonderheiten dieser Glieder vermehrte Beachtung beanspruchen, indem ihnen eine gewisse Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit solcher Bauteile nicht wird abgesprochen werden können, namentlich wenn man bedenkt, dass ihre eventuellen Verstärkungen sehr teuer zu stehen kommen.

Längsträger sind immer mehr oder weniger eingespannte Balken; belastet werden sie selten anders als mittelbar. Diese Nebenumstände sind der Berücksichtigung wert, umso mehr als man durch Spannungsmessungen über ihren Einfluss leicht unmittelbare Auskunft gewinnt. Die genauere Untersuchung solcher Verhältnisse ist aber auch deswegen von Nutzen, weil sie nicht nur über eine unter Umständen ganz wesentliche Entlastung der Träger Aufschluss gibt, sondern daran gemahnt, dass die ebenso wichtigen Anschlüsse der Träger Beanspruchungen ausgesetzt sind, die in den üblichen Berechnungen der Niet-Anschlüsse auf Abscheeren durch die Querkräfte gar nicht zum Ausdruck kommen.

Wie die Längsträger, so sind auch die *Querträger* in Wirklichkeit nicht, wie in den Berechnungen gewöhnlich angenommen wird, gelenkig gelagerte Balken. Ihre Einspannung wird primär durch die feste Vernietung der Enden bewirkt, sekundär durch die seitliche Steifigkeit der Gurtungen, die Stärke der Hauptträgerpfosten und durch den Windverband, insofern dieser nicht in der Ebene der Querträgerachse verläuft.

Ueber die Wirkung der festen Verbindung der Querträgerenden auf die Gurtungen der Hauptträger haben wir uns bereits ausgesprochen. Inbezug auf den Windverband

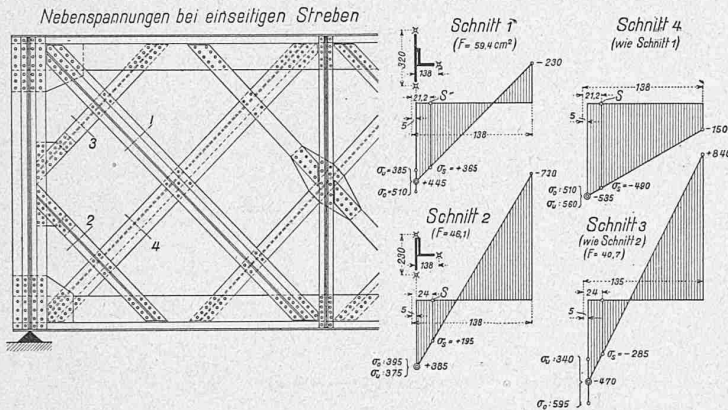


Abbildung 11.

die übrigen, werden merkwürdigerweise alle ihre Fasern durch Spannungen gleicher Art beansprucht: die Wirkung der Exzentrizität der Stabkraft ist bei dieser Strebe also wesentlich geringer als bei den andern. Es ist dies erneut ein deutlicher Fingerzeig, dass die *gefühlsmässige* Beurteilung derartiger Verhältnisse ein gewagtes Spiel ist. Zur besseren Veranschaulichung dieser verwickelten Verhältnisse sind die Spannungsdiagramme der einzelnen Streben aufgezeichnet worden. Man erkennt daraus, dass *einzig aus der exzentrischen Anordnung der Streben die mittlere Spannung in den Flacheisen bis zu 100% und die Spannung entgegengesetzten Sinnes der abtendendsten Querschnittsfaser um 165% grösser ist, als die, für die Strebe sich aus den Messungen ergebende Schwerpunktspannung* (Schnitt 2). Es sind dies immerhin noch nicht aussergewöhnliche Fälle.

Es ist bisher gebräuchlich gewesen, bei mehrfachem Strebenzug die Querkraft eines Feldes *gleichmässig* auf die durch einen senkrechten Schnitt getroffenen Streben zu verteilen. Ohne darauf näher einzutreten, kann hier nur festgestellt werden, dass eine solche Verteilung im allgemeinen der Wirklichkeit nicht entsprechen wird; die *Verteilung der rechnerischen Querkraft geschieht zutreffender im Verhältnis der Querschnitte der „geschnittenen“ Streben*, übrigens ganz im Sinne des Grundsatzes der kleinsten Formänderungsarbeit. Es ist dieses Ergebnis aus Spannungsmessungen um so wichtiger, als eine Grosszahl der ältern und daher vielfach verstärkungsbedürftigen Brücken solche mehrteilige Fachwerke sind.

Im Falle unseres vierteiligen Fachwerkes trifft es sich überdies noch, dass nur der eine Strebenzug in seinen Knotenpunkten durch die Querträger unmittelbar belastet ist, während der andere, erst nachträglich eingezogene Strebenzug nur mittelbar (durch schwache Pfosten) belastet wird. Aus dieser Anordnung hat sich nun ergeben, dass der ältere Strebenzug im gemessenen Endfeld, statt 50% 71% der massgebenden Querkraft übernimmt, d. h. 42% mehr, als ihm nach bisher üblichen Rechnungen theoretisch zugewiesen würde. Ausserdem hat sich auch bei dieser Brücke, mit oben liegender Fahrbahn, in Uebereinstimmung

kann hier nur summarisch gesagt werden, dass er, je nach seiner Anordnung und Steifigkeit, verschieden stark durch die Formänderung der Querträger belastet werden kann, weil er, an einer der Querträgergurtungen angeschlossen, deren Längenänderungen hindert und somit wie ein am Querträger angebrachtes Häng- oder Sprengwerk wirkt.

Auf die Einspannverhältnisse von Querträgern müssen wir, wegen ihrer Wichtigkeit, in möglichster Kürze anhand zweier Beispiele, etwas näher eintreten; die beiden Querträger (Abbildung 12) gehören den bereits weiter oben (Abbildung 7) besprochenen Brücken I und II an. Es sind normale Endquerträger, die, wegen der Brückenschiefe, auf der einen Seite am ersten Hauptträgerpfosten anschliessen und auf der andern an beiden, am Ende der trapezförmigen Hauptträger zusammenlaufenden Gurtungen. Gemessen wurden die Winkeländerungen des Trägers in verschiedenen Schnitten zunächst den Enden und die Spannungen im Mittelquerschnitt des Querträgers. Mit diesen Messwerten ist es möglich, die beiden Unbekannten der Aufgabe: Auflagerdruck der Längsträger und Einspannmomente, auf

verstärkten I-Profilen gebildet sind, das Trägheitsmoment von der Mitte gegen die Enden hin abnimmt, so ist in obigen Ausdrücken die Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes dadurch zu berücksichtigen, dass im Ausdruck für  $S_A$  die in bekannter Weise verwandelte Momentenfläche eingeführt wird. Wegen der unbestimmten Wirksamkeit der Nietungen, die die Anschlüsse der einzelnen Querschnittsteile (der Winkel an den Steg, der Lamellen an die Winkel) besorgen, ist das Gesetz der Veränderlichkeit der Trägheitsmomente nicht genau bekannt; es empfiehlt sich daher, allen Dülteleien aus dem Wege zu gehen und ganz einfach zwischen massgebenden Endwerten eine geradlinige Veränderlichkeit des *Verhältnisses* der Trägheitsmomente anzunehmen.<sup>1)</sup>

Wir nehmen an, dass der Anschluss der Winkel sowie der Lamellen durch höchstens diejenige Anzahl Nieten erfolge, die sich aus den üblichen Berechnungen ergeben; infolgedessen bezeichnen wir mit  $b$  den Abstand von der Auflager-Senkrechten des Querträgers zum Schnitt, in dem sämtliche Lamellen „angeschlossen“ sein werden (wo also

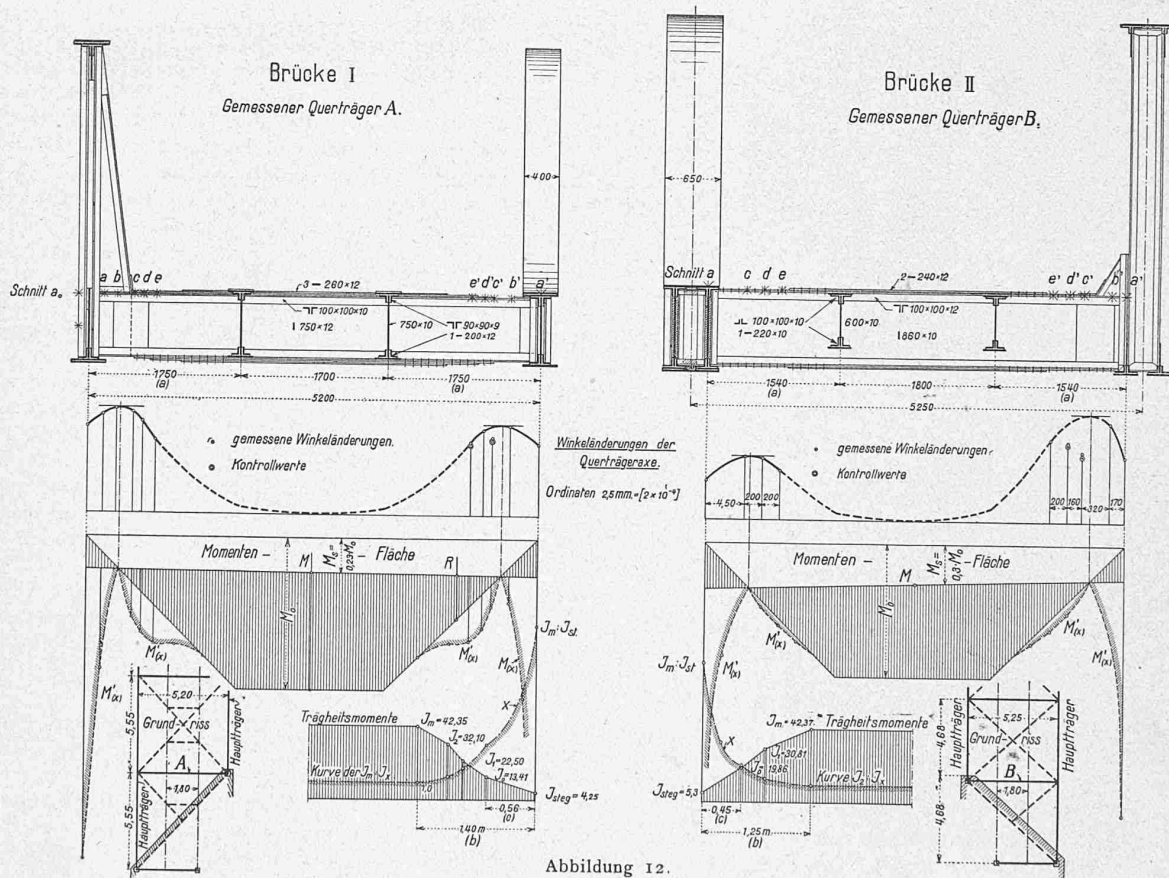


Abbildung 12.

rechnerischem Wege zu bestimmen. Nach Müller-Breslau ist der Tangentenwinkel an die elastische Linie z. B. am rechten Auflager  $B$  eines beliebig eingespannten Winkels:

$$\alpha_B = \frac{S_A}{E \cdot J \cdot l} + f(Q) \quad (I)$$

$S_A$  ist das statische Moment der Momentenfläche in bezug auf die Auflagersenkrechte in  $A$ ;  $E$  ist der Elastizitätsmodul,  $J$  das Trägheitsmoment und  $l$  die Stützweite des Trägers;  $f(Q)$  stellt den Einfluss der Querkräfte auf den Einspannwinkel dar. Andererseits ist

$$P \cdot a + M_s = W \cdot \sigma \quad (II)$$

wo  $P \cdot a$  das Biegemoment für den freiaufliegenden Träger,  $M_s$  das Einspannmoment,  $W$  das Widerstandsmoment und  $\sigma$  die gemessene Spannung, alle auf Querträgermitte bezogen, bedeuten.

Aus diesen beiden Formeln leitet man die Ausdrücke für den Auflagerdruck  $P$  der Längsträger und für die Einspannmomente ab. Da bei Querträgern, die nicht aus un-

$J = J_m$  ist), mit  $c$  denjenigen des Schnittes, in dem die Gurtwinkel angeschlossen sind ( $J = J_o$ ); am Auflager ist im allgemeinen das Trägheitsmoment auf dasjenige des Steges von der Fläche  $F_{st}$  ( $J = J_{st}$ ) vermindert. Setzt man nun noch  $\beta = J_m : J_{st}$  und  $\gamma = J_o : J_{st}$ , so gelangt man, unter Berücksichtigung obiger Annahmen über die Veränderlichkeit der Trägheitsmomente auf den Strecken  $b$  und  $c$  zu nachfolgenden Formeln, welche mit den Messwerten  $\alpha$  und  $\sigma$  den Auflagerdruck der Längsträger und das mittlere Einspannmoment bestimmen.

$$P = \frac{W \cdot \sigma [l + b(\beta - 1) + c(\gamma - 1)] - 2 \cdot E \cdot J_m \cdot a}{a [a + b(\beta - 1) + c(\gamma - 1)] - A} \quad (III)$$

$$M_s = \frac{2 \cdot E \cdot J_m \cdot \alpha - P [a(l - a) + A]}{[l + b(\beta - 1) + c(\gamma - 1)]} \quad (IV)$$

wo  $A = (\beta - 1) \frac{2c^3 - 3bc^2 + b^3}{3(b-c)} + \frac{c^2}{3} (\gamma + 2\beta - 3) + 5 \frac{J_m}{F_{st}}$

<sup>1)</sup> In Abbildung 12 ist angenommen, dass sich die Trägheitsmomente selbst gradlinig ändern.



Trägt man die, für ein und dieselbe Lastenstellung gemessenen Winkelwerte in früher beschriebener Weise auf, so gelangt man einmal empirisch zu einer mutmasslichen Momentenfläche. (Einzelne Messwerte liegen nicht in der Kurve der Winkeländerungen; es rührt dies höchst wahrscheinlich davon her, dass an den betreffenden Stellen die Lamellen, an denen die Klinometer angeklammert waren, die Verbiegungen der Trägeraxe noch nicht vollkommen mitmachen). Berechnet man andererseits das

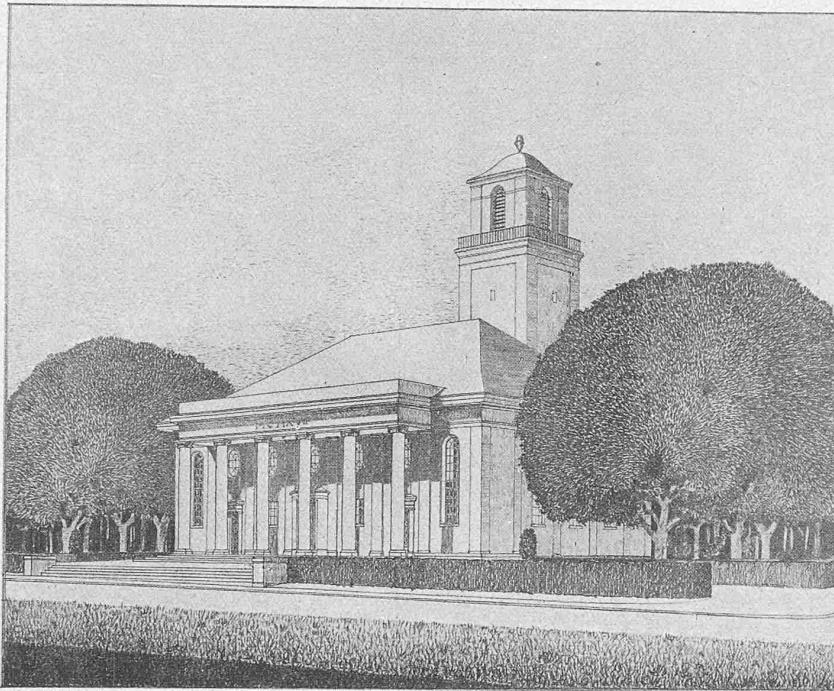
Einspannmoment nach obiger Anleitung, durch Einsetzen der gemessenen Einspannwinkel und der gemessenen Biegungsspannung, so zeigt sich z. B. bei der Brücke I das überraschende Ergebnis, dass aus den Messungen rechnerisch abgeleitete Einspannmoment  $10,72 \text{ mt}$  ist, während aus der Zeichnung empirisch ein solches von  $10,95 \text{ mt}$  hervorgeht. Es beträgt ferner der mit den Messwerten ausgerechnete Auflagerdruck eines Längsträgers

auf den gemessenen Querträger  $27,4 \text{ t}$ , während aus der Auffassung des Längsträgers als kontinuierlicher Balken (seiner Ausbildung entsprechend), sich ein Auflagerdruck von  $27,15 \text{ t}$  herleitet (unter Annahme fester Stützung); die Unterschiede sind, sowohl für die Belastung als für die Einspannung, belanglos. Bei der Brücke II sind die Verhältnisse ganz ähnliche. Diese Betrachtungen führen daher zu folgendem, übrigens nicht nur für Querträger wichtigen Schluss: sobald man die Verdrehungswinkel eines Trägers

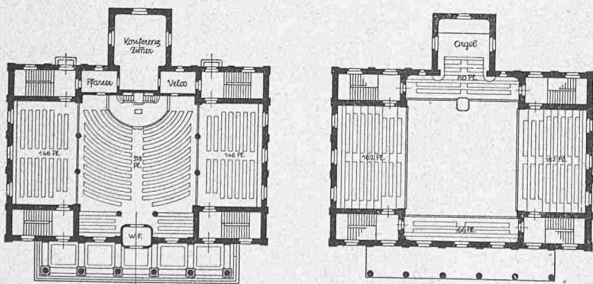
Windstreben in Ansatz als bei Brücke II, bei der die Windstreben über die ganze Brückenbreite frei hängen. Spannungsmessungen an beiden Windverbänden haben denn auch gezeigt, dass der Beitrag der Windstreben an das Einspannmoment des Querträgers bei Brücke I etwa  $20\%$  und bei Brücke II nur etwa  $10\%$  beträgt. Trotz dieser scheinbar geringen Mitarbeit der Windverbände an den Einspannungen der Querträger bedeutet sie aber doch eine ganz wesentliche Mehrbelastung für die Windstreben selbst; denn bei der Brücke I beträgt sie  $100\%$  der Streben-

Beanspruchung durch Wind, für die man Windstreben bekanntlich allein zu bemessen pflegt, und bei der Brücke II immer noch über  $50\%$ . — Aus den Darstellungen der Abbildung 12 ist auch zu erkennen, dass, bei der Einspannung der Querträger, die seitliche Steifigkeit der Gurtungen eine grosse Rolle spielt: wo die beiden Gurtungen unmittelbar den Querträger fassen, sind die Einspan-

Momente in beiden Fällen grösser als auf der Pfostenseite, und zudem ist dieses Einspannmoment bei Brücke I kleiner als bei Brücke II. Dass ferner, bei Brücke I, der Unterschied beider Endmomente eines Querträgers geringer ist als bei Brücke II, dürfte an der Verschiedenheit der Pfostensteifigkeit liegen; denn bei Brücke I ist der Pfosten steifer und daher in der Lage, den Obergurt besser zur Mitwirkung an der Einspannung der Querträger heranzuziehen, als bei der Brücke II. (Schluss folgt.)



Entwurf Nr. 110 „MCMXVII“. — Zum Ankauf empfohlen. — Arch. Bischoff & Weideli, Zürich.



Entwurf Nr. 110. — Zum Ankauf empfohlen. — Grundrisse 1: 800.

an seinen Enden zuverlässig messen kann, ist es in Verbindung mit Spannungsmessungen möglich, das elastische Verhalten dieses Trägers, auch wenn er in einer Abhängigkeit zu Nachbarträgern steht, nach theoretischen Gesichtspunkten verhältnismässig einfach festzustellen; wenn die Einspannwinkel selbst nicht gemessen werden können, so führt eine empirische Bestimmung der Lage der Wendepunkte auch nicht weit neben das Ziel.

An der Aufnahme der Einspannmomente eines Querträgers ist, wie gesagt, neben den Gurtungen des Hauptträgers auch der Windverband beteiligt. Bei Brücke I ist dieser auch an die Längsträger festgenietet; für die Aufnahme der, durch die Formänderung des Querträgers bedingten Zugkraft kommt also eine kleinere Länge der

### Wettbewerb für eine reformierte Kirche in Solothurn.

(Schluss von Seite 170.)

110. „MCMXVII.“ Die quergestellte Kirche ist parallel zur Zugangsstrasse (Westringstrasse) angelegt. Dadurch ist für die Hauptansicht eine günstige Wirkung gesichert. Der Stadtgartenteil östlich der Linie B-C kann dadurch ohne Veränderung gelassen werden, doch wird hierdurch eine geringere Wirkung erzielt. Die Anlage einer Rampe von Stufen auf die Breite des Portikus ist sehr günstig. Die Querlage führt zu knapper Zusammenfassung sämtlicher Sitze, kurzen Distanzen von der Kanzel aus und geringem Kubus. Der Haupteingang mit seinem Windfang ist etwas knapp. Die Emporentreppen, wie auch sämtliche Nebenräume, sind einfach und übersichtlich angeordnet. Der Unterrichtsraum liegt unter der einen Empore. Hierdurch wird das Rauminnere für die gewöhnlichen Gottesdienste ungleichseitig und damit unklar. Die Ueberdeckung des Raumes durch ein quadratisches Muldengewölbe über der Mitte und horizontale Decken über den vier ungleichen Armen entspricht ebensowenig der klaren Grundrissdisposition. Die architektonische Behandlung zeigt im Innern wie im Aeussern eine sichere Hand. Das gemessene und ausdrucksvolle Gesamtbild der Kirche wird der Bestimmung wie dem Standort vollkommen gerecht.

101. „Wengi III.“ Die Kirche ist parallel gestellt zur Nordring- und zur Werkhofstrasse in der Mittelaxe des Stadtgartens und gewinnt damit eine günstige Situation. Die Längsstellung ist weniger günstig, doch wird sie durch die Ausladung der niedrigen