

# Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaues

Autor(en): **Hübner, Fritz**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizerische Bauzeitung**

Band (Jahr): **69/70 (1917)**

Heft 17

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-33958>

## **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.

INHALT: Das Versuchswesen in der Praxis des Eisen- und Eisenbetonbaues. — Neugestaltung von Miethaus-Baublöcken im „Alten Westen“ von Berlin. — Réforme de l'enseignement technique supérieur en France. — Von der Gafsa-Bahn. — Miscellanea: Ueber die Bewegungswiderstände der Eisenbahnfahrzeuge. Bahnhof-Neubau in Biel. Ueber eine eigenartige Wirkung des Frostes auf einen Eisenbetonbau. Gemeindefohnhausbauten in Bern. Gusseiserne Klötze als Strassenpflaster. Steinkohlen-

gas als Betriebsmittel für Motorwagen. Ausstellung schweizerischer Werkzeugmaschinen in Winterthur. Lokomotivfeuerung mit Kiefernzapfen in Schweden. Ehrung eines Schweizerischen Erfinders. — Nekrologie: Pierre Fatio. Hans Im Obersteg. Karl Brandau. — Literatur: Der Verkauf elektrischer Arbeit. Wirtschaftlicher Betrieb der Zentral-Warmwasser-Heizung. Neu erschienene Sonderabdrücke. — Vereinsnachrichten: Schweiz. Ingenieur- und Architekten-Verein. G. e. P.: Stellenvermittlung.

Band 70. Nachdruck von Text oder Abbildungen ist nur mit Zustimmung der Redaktion und nur mit genauer Quellenangabe gestattet.

Nr. 17.

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

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

(Schluss von Seite 179.)

Aus den besprochenen Untersuchungen über Einspannverhältnisse von Querträgern, die, wie gesagt, in ähnlicher Weise auch auf Längsträger angewandt werden können, ist jedenfalls das eine zu erkennen, dass es sich wohl der Mühe lohnt, den vorhandenen Verhältnissen, wenigstens bei bestehenden Brücken, besser Rechnung zu tragen, als dies mit den meistens noch üblichen Berechnungen der Quer- und Längsträger möglich ist; denn bei den besprochenen Querträgern besteht gegenüber der Berechnung eine wirkliche Entlastung von 23 bzw. sogar 30%, und bei Längsträgern sind andernorts schon Entlastungen dieser Art bis 60% gefunden worden. Es wird sich somit manche kostspielige Verstärkung, wenn nicht gänzlich vermeiden, so doch wesentlich günstiger zur

Ausführung bringen lassen. Auf diesbezügliche Wegleitungen einzutreten ist nicht nötig, indem jeder geübte Statiker aus dem Gesagten von selbst wird erkennen können, welche Einspannungen möglich sind und wie sie nutzbringend verwertet werden können. Der Windverband wird freilich, unter Rücksichtnahme auf die besprochenen Verhältnisse, vielfach stärker ausgebildet sein müssen, als man sich gewohnt ist; er wird dafür aber befähigter sein, die Zusatzkräfte aufzunehmen, die ihm notwendigerweise zufallen und zudem beitragen zu einer Verbesserung der, bei vielen Brücken ältern und neuern Datums mangelhaften Seitensteifigkeit. Auch bei neu zu erstellenden Brücken wird es sich empfehlen, die erläuterte monolythische Wirkung der festen Vernietungen der Zwischenglieder nicht ausser acht zu lassen; sie lässt sich rechnermässig ohne besondere Schwierigkeiten berücksichtigen, und in praktisch wohl zutreffenderer Annäherung, als dies mit den gewohnten Berechnungen geschieht. Man wird namentlich die Befriedigung haben, dass das aufzuwendende Material wirklich dorthin gelangt, wo es am nötigsten ist und dass es somit, wenn vielleicht auch nicht in jedem Fall vermehrter Wirtschaftlichkeit der Bauwerke, so doch ihrer einheitlicheren, d. h. grössern Sicherheit dienen wird.

Aus dem Gesagten ist zu erkennen, dass Spannungsmessungen ohne Zweifel eine grosse Bedeutung beigemessen werden muss; jedenfalls sind sie lehrreicher, bequemer und schon deswegen zuverlässiger als Berechnungen, die kein umfassendes Bild über die Wirkungsweise von Stabgebilden zu geben vermögen. Sogenannte genauere Berechnungen, die doch nur auf gewissen Annahmen aufgebaut werden können, werden andererseits wegen ihrer Umständlichkeiten gerne vermieden. Es ist nun leicht einzusehen, dass, wer keine Gelegenheit gehabt hat, Ergebnisse aus Spannungsmessungen zu sammeln, über den Einfluss mancher konstruktiven Anordnung ungenügend unterrichtet sein muss; denn wir haben auch gezeigt, dass selbst ein guter theoretischer Einblick in das innere Leben der Bauwerke noch durch Zufälligkeiten beirrt werden kann. Es dürfte somit nicht überflüssig sein hervorzuheben, wie wenig Vertrauen jene Beurteilungen der Nebenspannungen und

ihrer Folgen beanspruchen können, die sogenannte Gefühlsstatiker abgeben, die glauben, einzig mit der Erfahrung in der Ausführung von mehr oder weniger zahlreichen Bauwerken auch den äusserst schweren Einblick in das versteckte Schaffen eines Bauwerkes erworben zu haben.

Endlich eignen sich Spannungsmessungen nicht nur zur Untersuchung der Arbeitsweise eines Trägers. Um möglichst vollständig zu sein, liegt mir daran, beispielsweise noch von einer besondern Aufgabe zu sprechen, die auf meinen Antrag und unter meiner Leitung bereits im Frühjahr 1911, mit Verwendung der Mantel'schen Apparate gelöst worden ist. Bei einem sogenannten eingespannten Bogen von 55 m Stützweite (Abbildung 13) hatten sich am linken Widerlager die Auflagerquader der Untergurte gesetzt, sodass der Bogen daselbst nur mit den Obergurten aufruhete. Es musste daher eine Wiederherstellung normaler Arbeitsweise des Bogens in Aussicht genommen werden. Zuerst wurden die Auflager der Untergurte vorübergehend entfernt, ihre Quader neu eingesetzt und frisch vergossen. Indessen wurde der Bogen nach Ritters Theorie der Elastizitätsellipse für folgende Lagerungs-Zustände nachgerechnet: 1. der Bogen sei am rechten Widerlager eingespannt, am linken (durch die Obergurte) gelenkig gelagert; 2. der Bogen sei auf beiden Widerlagern vollständig eingespannt.

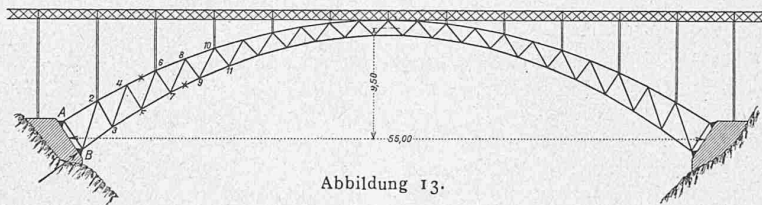


Abbildung 13.

Ursprünglich sollte jede der beiden Bogenwände für sich behandelt werden; es zeigte sich jedoch bald, dass, trotz der scheinbar leichten Querverbindungen der Fahrbahnstützen, eine wesentliche gegenseitige Beeinflussung der Bogen durch diese Querverbindungen stattfindet, und dass nur gleichzeitige Behandlung beider Bogen zum Ziele führen kann.

Zur Ueberprüfung der Berechnung des Bogens, vorerst für Zustand I, untersuchte man die beiden Gurtstäbe (4 bis 6) und (7 bis 9) durch Spannungsmessungen, unter der Belastung der Brücke durch eine Lokomotive der betreffenden Bahn. Das Ergebnis dieser Untersuchung lautete auf einen Unterschied von 5% zwischen gemessener und theoretischer Stabspannung. Gestützt auf dieses günstige Ergebnis schritt man alsdann zur Wiederherstellung der normalen Auflagerverhältnisse. Aus dem provisorischen Zustand I brachte man den Bogen durch Einpumpen mit hydraulischen Winden in den endgültigen Zustand II des für Eigengewicht sich ergebenden Auflagerdruckes im Punkt B.

Die Ueberprüfung dieser Zustandänderung geschah durch Spannungsmessungen am Gurtstab 4 bis 6, für den sich die grössten Spannungsunterschiede bei der Zustandänderung des Bogens ergaben. Nach erfolgter Befestigung der Keile der untern Auflagerkörper, d. h. nachdem der Bogen wieder ein gelenkloser war, überprüfte man auch für diesen Zustand die Berechnung, diesmal mit zwei Lokomotiven und an verschiedenen Stäben. Wiederum war das Ergebnis entschieden ein günstiges, indem der Unterschied zwischen Rechnung und Messung für die Stabspannungen bloss 7% betrug.<sup>1)</sup>

<sup>1)</sup> Die hier etwas grössern Unterschiede zwischen Rechnung und Messung dürften darauf zurückzuführen sein, dass die Messungen nicht bei bestimmten, ruhenden Belastungen, sondern bei Langsamfahrt der Lokomotiven ausgeführt worden sind (vergl. das früher über die nötige Sorgfalt bei Spannungsmessungen Gesagte).

Man ersieht hieraus, dass man mit Spannungsmessungen auch höchst eigenartige Aufgaben in praktisch einfacher und, was wesentlich ist, in theoretisch ganz wohl befriedigender Weise lösen kann.<sup>1)</sup> Eine im Prinzip gleiche Operation ist seither auch von Prof. A. Rohn für die Verstärkung der Bogen der Kirchenfeldbrücke in Vorschlag und zur Ausführung gebracht worden.<sup>2)</sup>

Mit dem dritten der Messverfahren, der *Messung von Durchbiegungen*, wollen und können wir uns nur kurz befassen, da sie, wie Klinometermessungen, nur über das allgemeine Verhalten eines Trägers Auskunft zu geben vermögen. Oertliche bauliche oder Ausführungsmängel überhaupt, kommen nicht notwendigerweise in der, vielfach nur in der Mitte der Stützweite gemessenen Durchbiegung zum Ausdruck, selbst wenn solche Mängel von grosser Bedeutung für die Sicherheit des Bauwerkes sein können. Ich erinnere nur daran, wie so oft z. B. die Notwendigkeit einer guten Verankerung der Armierungseisen von Eisenbetonbalken, oder genügende Sicherung des Betons gegen Schubspannungen übersehen wird, während gerade solche Fehler ziemlich plötzlich eintretenden Bruch verursachen können, ohne dass dies lange vorher in Durchbiegungsmessungen zu erkennen wäre.

Etwas nützlicher sind Durchbiegungsmessungen, wenn die elastische Linie eines Trägers durch Messungen an verschiedenen Stellen mittels Feinmessern erhoben wird; es können dann unter Umständen Unregelmässigkeiten im Verlauf der Durchbiegungskurve auf örtliche Fehler oder sonstige besondere Verhältnisse eines Punktes hindeuten. Weiter ist die Kenntnis der allgemeinen Form der Durchbiegungskurve eines Trägers geeignet, über das Vorhandensein allfälliger Einspannungen an den Enden Anhaltspunkte zu bieten.

Bei der Untersuchung der Durchbiegungen von *eisernen Fachwerkträgern* ist zu beachten, dass die Formveränderung solcher Gebilde durch die Steifigkeit der vernieteten Knotenpunkte, beeinträchtigt wird, wodurch die wirklichen Durchbiegungen kleiner ausfallen als die theoretischen. Erst bei Fachwerken von etwa 40 bis 50 m Stützweite sind die wirklichen Durchbiegungen angenähert gleich den theoretischen, unter Annahme reibungsloser Gelenke berechneten. Höhere Bedeutung erhalten die Durchbiegungsmessungen bei eisernen Trägern aller Stützweiten, wenn es sich um Vollwandträger handelt oder um fachwerkförmige, angenähert nach der Stützlinie geformte Bogen, besonders wenn man bei diesen nicht nur die Verschiebungen des Scheitels sondern auch jene der viel beweglicheren Viertelpunkte der Öffnung misst.

Gute Dienste leisten Durchbiegungsmessungen, wenn es sich um vergleichende Untersuchungen handelt. Sie haben daher überall da ihre Berechtigung, wo die Möglichkeit zur Vornahme periodischer Belastungsproben vorhanden ist, insbesondere also bei Eisenbahnbrücken; ferner auch dann, wenn der Einfluss über dynamische Einwirkungen von rollenden oder fallenden Lasten zu untersuchen ist, wobei dann vorteilhafter selbstzeichnende Apparate zu verwenden sein werden. Von mir bekannten Untersuchungen dieser Art sind zu nennen: jene von Prof. Rabut in Frankreich und die in Amerika, auf viel breiterer Basis angestellten Versuche über die Einwirkungen rollender Lasten bei Eisenbahnbrücken, sowie die kürzlich von Ing. M. Roš durchgeführten Fallproben bei einer Schutzbrücke der Luftseilbahn zur Sodafabrik in Zurzach. Auf die Ergebnisse dieser Untersuchungen einzutreten liegt nicht im Rahmen unserer Betrachtungen.

Im *Eisenbetonbau* muss der Wert von Durchbiegungsmessungen noch viel vorsichtiger eingeschätzt werden als beim Eisenbau. Die bei Eisenbetonträgern im Vergleich zu eisernen Trägern gleicher Tragfähigkeit viel kleiner ausfallenden Durchbiegungen eignen sich schon deswegen

in geringerem Masse zu Beurteilungen von Tragwerken aus Eisenbeton. Die grosse Veränderlichkeit der elastischen Eigenschaften des Eisenbetons, die durch die grossen Unterschiede in der Festigkeit des Betons, oder, bei bestimmter Güte, durch das Belastungsstadium des zu messenden Trägers, und drittens durch die Verschiedenheit in der Anordnung der Eisen bedingt ist, bringt es mit sich, dass die für die Berechnung von Durchbiegungen massgebenden Werte: Elastizitätsziffer und Trägheitsmoment, nicht leicht richtig einzuschätzen sind. Diese Unsicherheiten sind umso gewichtiger, als ausserdem noch, durch den monolithischen Charakter der Bauten bewirkte Verteilungen von Probelasten auftreten, deren Feststellung besondere Massnahmen erfordert und niemals bloss nach dem sogenannten praktischen Gefühl eingeschätzt werden darf. Wie sehr man sich aus diesen Gründen bei der Beurteilung von Durchbiegungsmessungen beim Eisenbetonbau täuschen kann, möchte ich, in anbetracht der Wichtigkeit des Gegenstandes, an einem bestimmten Beispiel erläutern. Ich greife es auch deshalb heraus, weil es in einer sogar sehr geachteten Zeitschrift enthalten ist und Verhältnisse widerspiegelt, die fast alltäglich sind.

Es handelt sich um eine sogenannte Rippendecke von 6,50 m Spannweite und 75 cm Rippenabstand, die behördlich einer Probelastung unterworfen wurde, weil sie einem Brande ausgesetzt war. Die Decke wurde, auf einer Breite von 2,25 m, über die ganze Stützweite mit einer gewissen Nutzlast beschwert, in der auch bei uns landläufigen Annahme, dass damit die mittlere Rippe als vollbelastet angesehen werden dürfe. Die Einsenkungen wurden gewohnheitsgemäss in Mitte der Stützweite und an den Enden der mittlern Rippe gemessen. Nach der Entlastung gingen die Einsenkungen wieder vollständig zurück. Und nun das Ergebnis? Natürlich, wie fast ausnahmslos bei Eisenbetonbauten, ein grossartiges, und zwar nicht mit der Begründung, dass keine bleibenden Einsenkungen auftraten, sondern weil die gemessene Einsenkung bloss 40% der theoretischen (mit der bekannten Elastizitätsziffer  $E = 140 \text{ t/cm}^2$  und für freie Lagerung der Decke berechnet) betragen habe.

Sieht man sich die Sache näher an, so erkennt man folgendes:

1. muss die Elastizitätsziffer  $E = 140 \text{ t/cm}^2$  als viel zu tief angesetzt bezeichnet werden, denn unter üblichen Probelasten entspricht dieser Wert entweder einem ganz minderwertigen Beton oder, wenn guter Beton vorliegt, Belastungszuständen, die dem Bruche nahe kommen;
2. war die mittlere Rippe, trotz der scheinbar grossen Breite des Belastungsstreifens, noch lange nicht „voll“ belastet, denn dazu hätte es einer viel grössern Streifenbreite bedurft;
3. sind bei Zwischendecken Einspannungen immer vorhanden, während zur Beurteilung fraglicher Decke freie Lagerung angenommen wurde.

In anbetracht der bei den zahlreichen sogenannten Eisenbetonspezialisten noch weit verbreiteten irrtümlichen Annahmen der besprochenen Art, möchte ich anschliessend mit einigen Erläuterungen über mutmasslich zum Teil noch unbekanntere Ergebnisse aus Probelastungen der Klärlegung der angetönten Verhältnisse zu dienen versuchen.

Ueber den *Elastizitätsmodul* ist folgendes festzuhalten: Innerhalb der Grenzen der üblichen zulässigen Spannungen ändert sich die *Druck-Elastizitätsziffer* eines Betons von bestimmter Güte nur wenig. Ueber den Zusammenhang zwischen veränderlicher Betonfestigkeit und Elastizitätsmodul für Druck hat Prof. F. Schüle eine Formel aufgestellt, die in der Abb. 14 nebenan zeichnerisch dargestellt ist. Man erkennt daraus, dass  $E = 140 \text{ t/cm}^2$  einem Beton von bloss  $87 \text{ kg/cm}^2$  Druckfestigkeit entspricht, während einem solchen von z. B.  $200 \text{ kg/cm}^2$  Druckfestigkeit eine Elastizitätsziffer von rund  $300 \text{ t/cm}^2$  zukommt; wächst die Druckfestigkeit auf  $500 \text{ kg/cm}^2$  an, so steigt  $E$  bis zum Wert von  $445 \text{ t/cm}^2$ .

<sup>1)</sup> Vergl. Belastungsproben am Bietschtal-Viadukt, Bd. LXII, S. 130 (6. September 1913).

<sup>2)</sup> Vergl. Bd. LXV, S. 223, 235 und 247 (Mai 1915).

Bei einem auf Biegung beanspruchten Balken in Eisenbeton wird man für gewöhnlich zur Berechnung des Trägheitsmoments  $J$  den vollen Betonquerschnitt, vermehrt (bei uns) um die 20-fache Eisenmenge, berücksichtigen. Da nun bei wachsender Belastung die Mitwirkung der gezogenen Betonteile abnimmt, wird das wirkliche Trägheitsmoment des betrachteten Querschnittes ebenfalls kleiner als es für den Anfangszustand war. Diese Veränderlichkeit ist theoretisch nicht gut fassbar. Da  $J$  und  $E$  beide im Nenner der Durchbiegungsformeln stehen, kann man der Veränderlichkeit des Trägheitsmoments auch dadurch Rechnung tragen, dass man das Trägheitsmoment des vollen Querschnittes als vom Belastungszustand des Balkens unabhängigen, festen Wert betrachtet, und dafür den Wert  $E$  als veränderlich annimmt. Infolgedessen kann man dann sagen, dass der Elastizitätsmodul für Biegung bei Eisenbetonträgern eine veränderliche Grösse ist. Es zeigt sich aus geeigneten Versuchen mit Balken rechteckigen Querschnittes, dass dieser Elastizitätsmodul bei niederen Belastungsstadien grösser ist als der Elastizitätsmodul für Betondruck nach Schüle, dass er aber mit wachsender Zugspannung im Beton abnimmt und bei  $\sigma_{bz} = 25$  bis  $30 \text{ kg/cm}^2$  kleiner wird als der Druck-Elastizitätsmodul. Das Gesetz dieser Veränderlichkeit ist vorläufig noch nicht genau erkannt. Immerhin geht aus praktischen Anwendungen, von denen noch die Rede sein wird, hervor, dass man nicht stark fehl geht, wenn man für übliche Probelastungen einfach annimmt: *Biegungselastizitätsziffer = Druckelastizitätsziffer* (nach Schüle).

Bei allen Ausführungen in Eisenbeton stellen sich quer zu der Stützweite ganz wesentliche Querverteilungen der Probelasten ein, die bei der Beurteilung von Ergebnissen über Durchbiegungen niemals vernachlässigt werden dürfen. Zu ihrer Feststellung sind bei Decken aller Art die Durchbiegungen in der Mitte der Stützweite (bei auskragenden Trägern an deren Ende) auf mindestens 2 bis 3 m links und rechts der Axe des Belastungsstreifens zu messen. Auf diese Weise kann man zur Einflusslinie für die Querverteilung gelangen und somit zur genauen Bestimmung des Anteils, den der geprüfte Deckenstreifen an der Aufnahme der aufgetragenen Probelast nimmt. Ohne auf Einzelheiten einzutreten soll hier nur angedeutet werden, dass aus verschiedensten Versuchen dieser Art hervorgeht, dass z. B. bei üblichen Rippendecken von über 6 m Stützweite das mittlere Deckenelement eines Belastungsstreifens nur dann als mit der aufgetragenen Probelast von  $x \text{ kg/m}^2$  voll belastet angesehen werden kann, wenn die Decke beidseitig der Axe des betrachteten Streifens auf mindestens 3 m Breite belastet wird; infolgedessen kann der mittlere Deckenteil eines Belastungsstreifens, der, wie meistens üblich, höchstens 2 m breit ist, nicht höher belastet sein, als wenn die ganze Decke mit bloss etwa 50% der aufgetragenen Last von  $x \text{ kg/m}^2$  bedeckt worden wäre.

Im Zusammenhang mit diesen Querverteilungen ist auch zu bemerken, dass in den neuesten Vorschriften des Schweizerischen Eisenbahndepartements über Eisenbetonbauten, nicht ohne Mühe, im Artikel 2d die Bestimmung aufgenommen worden ist, „dass bei Bauwerken mit mehreren Trägern eine den elastischen Verhältnissen entsprechende Verteilung der Lasten auf die einzelnen Träger angenommen

werden darf“. Ueber die Unterschiede, die sich aus derartigen Verhältnissen zwischen Theorie und Praxis ergeben, belehrt in interessanter Weise das Ergebnis einer kürzlich ausgeführten Probelastung (Abbildung 15). Es handelt sich um sechs gleichlaufende Träger einer dem Bahn- und Strassenverkehr dienenden Brücke. Für die schematisch eingezeichnete Belastung durch einen beladenen Wagen der Bahn erhält man die beiden, nach Rechnung und Messung abgeleiteten Kurven, die die Verteilung der Last auf die sechs Träger ungleicher Steifigkeit darstellen. Die Abweichungen zwischen den beiden Kurven erklären sich aus folgenden Umständen: einmal ist, wegen Abänderungen während der Ausführung, das wirkliche Trägheitsmoment der Randträger höher ausgefallen als die Berechnung voraussetzte, wodurch diese Träger, für unsern Belastungsfall insbesondere der Randträger rechts das Bestreben haben mehr aufzunehmen als die Rechnung erwarten liess. Andererseits ist in der Berechnung die vereinfachte Annahme getroffen, dass die Querverteilung der Lasten nur durch den in der Mitte der Stützweite verlaufenden Querträger besorgt werde. Offenbar wird mit dieser Annahme die zum Teil vernachlässigte Mitwirkung der Fahrbahnplatte unterschätzt; das wirkliche Trägheitsmoment des Querträgers wäre demnach grösser als das rechnerisch angenommene und der Querträger daher in der Lage, eine regelmässigeren Verteilung der Lastenwirkung auszuüben. Berücksichtigt man also diese Tatsachen, so darf man feststellen, dass, bei richtiger Einschätzung der Trägheitsmomente der verschiedenen Träger, eine Berechnung der Querverteilung von Lasten im Sinne obengenannten Art. 2d sehr befriedigende Ergebnisse liefert.<sup>1)</sup>

Eines der interessantesten Gebiete aus der Praxis des Eisenbetonbaues betreten wir, wenn wir noch einiges über die bei dieser Bauweise möglichen *Einspannungen* berichten. Es stehen hierüber zur Zeit wohl noch wenige, wirklich verwertbare Erfahrungen zur Verfügung, und wohl deshalb begegnet man so oft den merkwürdigsten Anschauungen über diese Einspannverhältnisse. Dass sich unter Umständen bei ganz frei auf Mauerwerk aufruhenden Trägern ausserordentliche Entlastungen für die mittlern Teile einer Balkenöffnung einstellen können, ist bereits durch Versuche des österreichischen Ausschusses für Eisenbeton bewiesen worden.<sup>2)</sup> Von Ergebnissen aus systematischen Versuchen aus der gewöhnlichen Bau- praxis jedoch ist mir wenig bekannt. Es

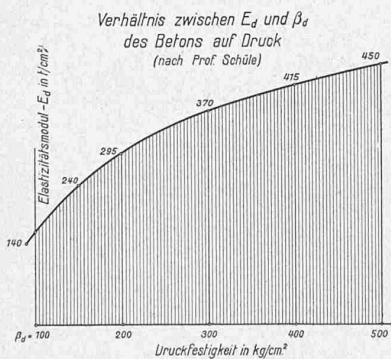


Abb. 14.

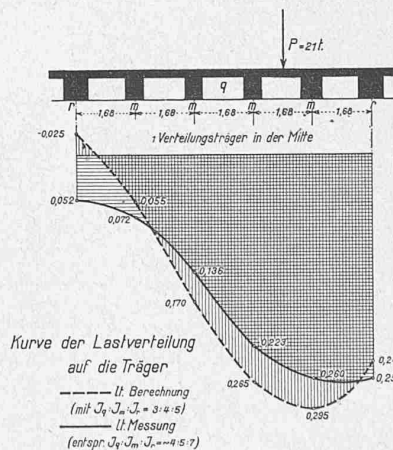


Abb. 15.

leiden eben die meisten in dieser Richtung unternommenen Anstrengungen an der bei Eisenbeton für solche Zwecke unzulänglichen Genauigkeit der gebräuchlichen Durchbiegungsmesser, denn wenn schon die Einsenkung in der Mitte eines Balkens bei gewöhnlichen Bauverhältnissen 1 bis  $1\frac{1}{2} \text{ mm}$  unter üblichen Probelasten nicht übersteigen wird, so werden die gegen die Auflagerstellen hin noch geringern Einsenkungen, also gerade die zur Ermittlung der Lage des Wendepunktes der elastischen Linie massgebenden Erhebungen, erst recht unter diesen Unvollkommenheiten der Apparate und sonstiger Zufälligkeiten

1) Eine nachträgliche Ueberprüfung der Rechnung mit den verbesserten Trägheitsmomenten hat, von rechts nach links, folgende theoretische Anteile der Träger an der Belastung ergeben: 0,26, 0,255, 0,250, 0,180, 0,075, — 0,035.

2) Vergl. Heft 4 des «Oesterr. Ausschusses für Eisenbeton».

leiden müssen. Aus diesem Grunde ist der Verfasser vor etwa drei Jahren auf den Gedanken gekommen, den Verlauf der elastischen Linie eines irgendwie eingespannten Balkens möglichst nach theoretischen Gesichtspunkten zu bestimmen. Es ist dasselbe Verfahren, das später auf die bereits besprochene Untersuchung von Zwischenträgern eiserner Brücken angewandt wurde. Da jedoch bei Eisenbetonträgern keine Spannungen gemessen werden können, muss man in diesem Falle, ausser den Einspannwinkeln, Durchbiegungen messen, und obengenannte Formel II durch die Formeln für Einsenkung in der Mitte ersetzen. Näheres hierüber kann hier vermieden werden, indem seiner Zeit einiges über den Gegenstand in der „Schweiz. Bauzeitung“ (Bd. LXIII, S. 133, 7. März 1914) erschienen und später im Bulletin technique de la Suisse Romande (41<sup>ème</sup> année, Nr. 5) durch interessante Einzelheiten ergänzt worden ist. Die seitherigen Anwendungen haben gezeigt, dass Untersuchungen nach dieser, zwar ausserordentlich grosse Sorgfalt erheischenden Methode durchgeführt, wenigstens die *zuverlässigsten* Aufklärungen geben dürften. Deshalb, und weil ihre Anwendung in der Praxis ohne grosse Umstände möglich ist, glaube ich sie für Forschungen über Einspannverhältnisse empfehlen zu dürfen. Hinsichtlich des Zutreffens der dieser Methode zugrunde liegenden theoretischen Voraussetzungen über den Verlauf der elastischen Linie kann gesagt werden, dass, innerhalb der Grenzen unserer zulässigen Spannungen, zwischen Wirklichkeit und Theorie, wenigstens für die in der Praxis vorkommenden Fälle, eine befriedigende Uebereinstimmung herrscht.

Um über die möglichen Einspannverhältnisse sichere Richtlinien aufzustellen, sind die ausgeführten Versuche noch zu wenig zahlreich. Einige Ergebnisse aus bisherigen Probe-Belastungen werden immerhin einen Ausblick geben, der nicht ohne Interesse ist:

Professor Gehler berichtet in seinem Buche „Der Rahmen“ über die Erprobung der im Jahre 1903 an der „Deutsche Städte-Ausstellung“ aufgestellten „Hennebique-Brücke“. Dieser Versuchsbau war eine 3 m breite Brücke mit zwei Längsträgern von 10,55 m Stützweite, getragen durch zwei Säulenpaare. Belastet wurde das Bauwerk durch eine Einzellast in der Mitte. Berechnet man das Einspannmoment des Riegels, also das Eckmoment, für die Laststufe  $P=9,1t$  unter Annahme, dass das Bauwerk ein Zweigelenkrahmen sei, so wird es  $=9,1mt$ ; berechnet man es nach obengenanntem Verfahren durch Einsetzen der in der Veröffentlichung angegebenen mittlern Werte für die Einsenkung in der Mitte und die Balkenneigungen über den Stützen, so erhält man  $M_s=9,9 mt$ . Das wirkliche Moment kann aber tatsächlich etwas grösser gewesen sein, weil die Stützen des Bauwerkes unten wohl teilweise eingespannt und nicht gelenkig gelagert waren; im übrigen beweist diese Anwendung unseres Verfahrens auf ein nicht selbstgeprüftes Bauwerk, dass es zutreffende Ergebnisse liefert.

Nach demselben Verfahren sind auch die in den Abb. 16 bis 18 dargestellten Bauwerke auf ihre Einspannverhältnisse

untersucht worden. Die Hauptmasse der einzelnen Bauwerke sind aus den Abbildungen ersichtlich; die Ausbildung der Querschnitte entspricht den einschlägigen Bestimmungen. Aus den Darstellungen der aus den Probe-Belastungen gewonnenen Momentenflächen erkennt man, dass ganz ungeahnte Einspannungen möglich sind. Bei der Rippendecke (Abbildung 16) ist, abgesehen von der Grösse der Einspannungen, bemerkenswert, dass selbst bei der 25 cm Mauer, und trotzdem die geprüfte Decke daselbst durch *keine* Eiseneinlagen mit der Nachbardecke verbunden ist, eine sehr hohe Einspannung vorhanden war. Die Wegbrücke (Abbildung 17) wurde in üblicher Weise als kontinuierlicher, auf den Widerlagern frei aufliegender Balken berechnet; desgleichen die Bahn- und Strassenbrücke (Abbildung 18) als beidseitig frei aufliegend. Die in Wirklichkeit über den Widerlagern bestehenden grossen Einspannungen von 82 bis 60% der sogenannten vollen Einspannung rühren wohl davon her, dass die Steifigkeit der Widerlager sich der Ausdehnung der auf Zug beanspruchten Unterkanten der Träger widersetzt.

Wie aber umgekehrt konstruktive Mängel erwartete Einspannmomente u. U. zu vermindern vermögen, lehrt das Ergebnis der Probebelastung einer Hochbahnbrücke (Abb. 19). Das wirkliche Stützenmoment wurde nicht nur kleiner als das eines kontinuierlichen Rahmens, sondern auch noch kleiner als das eines über den Stützen frei drehbaren kontinuierlichen Balkens gefunden. Es rührt dies sehr wahrscheinlich von dem Riss her, der im gedrückten Querschnitt klafft und sich zuerst schliessen muss, bevor der Balken kontinuierlich wirkt.

Die Ermittlung der wirklichen Einspannverhältnisse nach dem vorgenannten Verfahren erfordert als Zwischenrechnung die Bestimmung des wirklichen Biegesteifigkeits-Moduls. Nach früher gesagtem ist hiermit also die *Möglichkeit geboten, die mittlere Güte des Betons am ausgeführten Bauwerk zu bestimmen.*

Dass dieser Weg nicht weit neben das Ziel führt, lassen folgende Ergebnisse erkennen:

Die Nachrechnung der von Prof. Gehler geprüften Versuchsbrücke führt anhand der Versuchsergebnisse (für 9,1 t Belastung) zu einem Elastizitätsmodul von 294 t/cm<sup>2</sup>; nach Schüle entspricht diesem Wert eine Druckfestigkeit von 200 kg/cm<sup>2</sup>. Probekörper, die beim Abbruch aus den Säulen und Unterzügen herausgearbeitet wurden, sollen „trotz der hierbei entstandenen Gefügelockerung noch eine Druckfestigkeit von 170 bis 190 kg/cm<sup>2</sup> ergeben haben.“ Die Probebelastung der Wegbrücke führte zum Schluss, dass der Beton zur Zeit der Erprobung, d. h. nach etwa 3 1/2 Monaten, ungefähr 250 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit besass, während Probeserien nach 90 Tagen eine mittlere Druckfestigkeit von 240 kg/cm<sup>2</sup> ergaben. Aus der Erprobung der Bahn- und Strassenbrücke konnte man für die Zeit der Probebelastung auf eine Druckfestigkeit des Betons von wenigstens 170 kg/cm<sup>2</sup> nach dreimonatlicher Erhärtung schliessen, während die Probewürfel nach viermonatiger Erhärtungsdauer 200 kg/cm<sup>2</sup> ergaben.

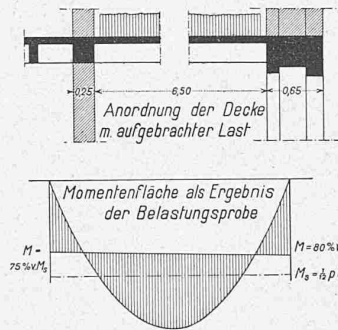


Abb. 16.

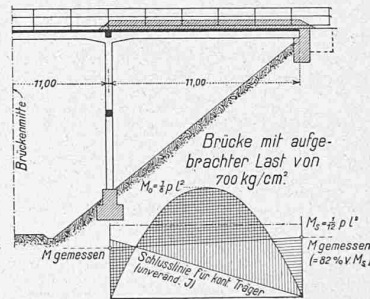


Abb. 17.

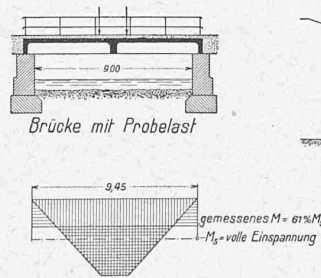


Abb. 18.

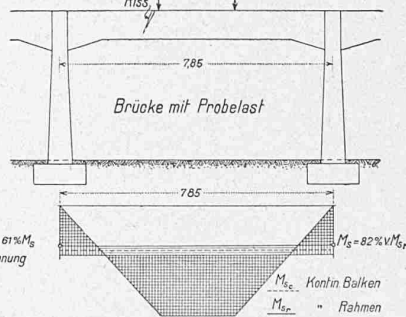


Abb. 19.

Kehren wir nun nach diesen Ausführungen allgemeiner Natur zu unserem aufgeworfenen Beispiel der Probelastung einer Eisenbetondecke zurück, so erkennen wir folgendes: Da der vorhandenen Querverteilung der Probelast keine Rechnung getragen worden ist, wurde die theoretische Einsenkung um etwa 40 bis 50% zu hoch berechnet. Infolge schablonenhafter Anwendung eines nicht für die Ermittlung von Einsenkungen geeigneten Elastizitätsmoduls, ist die theoretische Einsenkung sicher um weitere rund 50% zu hoch berechnet, wenn man auch nur einen Beton von bloss 140 kg/cm<sup>2</sup> Druckfestigkeit annimmt. Und nun kommt dazu eine, zwar ohne Kenntnis der besonderen Verhältnisse nicht einzuschätzende, aber ohne Zweifel vorhandene Einspannung im Mauerwerk, die die für freie Lagerung der Decke berechnete theoretische Durchbiegung abermals um mehrere Prozente zu hoch ausfallen lässt. Unter solchen Umständen muss man sich tatsächlich nicht wundern, wenn der die Decke Prüfende zum Schlusse kam, dass die Decke sich ausgezeichnet verhalten und somit durch den Brand keinen Schaden gelitten habe.

Man ersieht aus diesem nicht aussergewöhnlichen Beispiel, dass nicht jedermann, der mit Eisenbetonbauten zu tun hat, berufen sein kann, auch über Ergebnisse von Probelastungen richtig zu urteilen. Hierzu bedarf es noch einer ganzen Reihe besonderer Kenntnisse und mehr oder weniger verwickelter Ueberlegungen, zu denen nur theoretische Ausbildung in Verbindung mit Erfahrungen aus *wissenschaftlich* angelegten Probelastungen befähigen können.

Andererseits ist diesen Ausführungen wohl auch das eine zu entnehmen, dass die *Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonbauten* noch weiterer Entwicklung fähig ist, und dass es zu begrüssen wäre, wenn sich die daran interessierten Ingenieure auf dem ebenso lehrreichen wie lohnenden Gebiet des *praktischen Versuchswesens* eifrig betätigen würden. Wo es sich um Hochbauten handelt, sollten sie aber auf vermehrtes Interesse und weitgehende Unterstützung seitens der Bauherren oder ihrer Vertreter dringen, namentlich wenn man bedenkt, zu welchen Kühnheiten die Projektverfasser der Eisenbetonteile gar oft gedrängt werden durch ausserordentliche (um nicht zu sagen bedenkliche) Beschränkungen in den Bauhöhen, durch allzu knappe Bemessung der Termine für Einreichung von Offerten, und nicht zuletzt durch den Wettkampfskampf mit solchen Unternehmern, denen tiefere Kenntnisse über die wirkliche Tragfähigkeit des Eisenbetons fehlen. Wenn also auf der einen Seite vermehrter Wirtschaftlichkeit gewisser Eisenbetonbauten das Wort geredet werden darf, durch intensivere Ausnützung des durch die monolithischen Eigenschaften der Bauweise bedingten Zusammenhanges der einzelnen Bauglieder unter sich<sup>1)</sup>, ferner durch weise Berücksichtigung der durch die Verbindung der Tragwerke mit Mauern möglichen Einspannungen, so kann andererseits nicht genug gewarnt werden vor urteilsloser Nutzbarmachung solcher Verhältnisse durch Unberufene, d. h. durch solche, die sich bloss über die Anzahl der erstellten Bauwerke, nicht aber über gründliche Kenntnisse der Theorie und des Wesens des Eisenbetons ausweisen können. Dieser Mahnruf sollte namentlich dort beachtet werden, wo bei allgemeinen oder beschränkten Wettbewerben eine *fachmännische* Ueberprüfung und Gegenüberstellung der Eingaben und Pläne als überflüssig erachtet wird und sich demnach die Auftragserteilung sehr oft weniger nach den technischen Fähigkeiten des Offertstellers, als nach der Finanzkraft des Bewerbers und der Höhe, oder sagen wir lieber der Tiefe seines Angebotes richten. *Etwas höhere Wertschätzung des an der Hochschule erworbenen geistigen Kapitals, etwas mehr Hochhaltung der uns dort gelehrten Grundsätze über Ausführung und Sicherheit der Bauwerke*, wären Dinge, die wesentlich dazu beitragen könnten, den Eisenbetonbau einer noch blühenderen Zukunft entgegen-

zuführen und, was auch nicht ganz bedeutungslos ist, das Ansehen seiner eigentlichen Förderer, der Ingenieure, gebührend zu heben.

Damit bin ich am Schlusse meiner Mitteilungen angelangt. Ich habe im Rahmen eines einzigen Vortrages über das Versuchswesen der *beiden* hauptsächlich in Betracht fallenden Bauweisen berichtet, einmal um einen möglichst umfassenden Ueberblick über dieses, bisher entschieden zu wenig gepflegte Gebiet des Versuchswesens zu bieten, sodann auch um die Aufmerksamkeit und das sicher lohnende Interesse für derartige Untersuchungen namentlich auch ausserhalb der engern Statikerkreise zu beleben. Nur durch solches vermehrtes Interesse wird es dem Statiker möglich sein, zahlreichere und wissenschaftlich angelegte Probelastungen vorzunehmen, und sich jenen so überaus wertvollen Einblick in das *wirkliche* Leben seiner Schöpfungen zu verschaffen, der ihm die Wege weisen wird, die im Rahmen weiser Sicherheit zu grösstmöglicher Wirtschaftlichkeit der Bauten führen. Denn wie der Arzt seine theoretischen Kenntnisse nur im Umgang mit seinen Patienten zu Nutz und Frommen der Menschheit erweitern kann, so wird auch der Statiker einzig durch eingehende Untersuchungen an bestehenden Bauten in den Stand gesetzt, die verschiedenen Gebrechen, denen sie ausgesetzt sein können, in ihren Wirkungen zutreffend zu erkennen.

### Neugestaltung von Miethaus-Baublöcken im „Alten Westen“ von Berlin.

Im Berliner „Westen“, dem früher bevorzugten Wohnviertel vor dem ehemaligen Potsdamer Tor, geht der Wohnwert der Häuser ständig zurück und nimmt die Abwanderung der steuerkräftigen Bewohner in bedrohlichem Mass zu. Diesem für den Gemeindehaushalt immer drückender werdenden Uebelstand entgegenzuwirken, hat die städtische Kunstdeputation einen Wettbewerb veranstaltet, an dem sich 22 Architekten beteiligt hatten. Von den beiden an erster Stelle ausgezeichneten Bewerbern, Hermann Jansen und Rochus Raabe, hat sich besonders Jansen durch zweckmässige Neuaufteilungs-Vorschläge einzelner Baublöcke verdient gemacht. Wir glauben allen unsern Lesern, insbesondere jenen, die sich mit der Bearbeitung der Zürcher Wettbewerbspläne befassen, nützlich zu sein, wenn wir hier aus der Arbeit Jansens ein kennzeichnendes Beispiel veröffentlichen. Wenn auch dieses, ebensowenig wie die

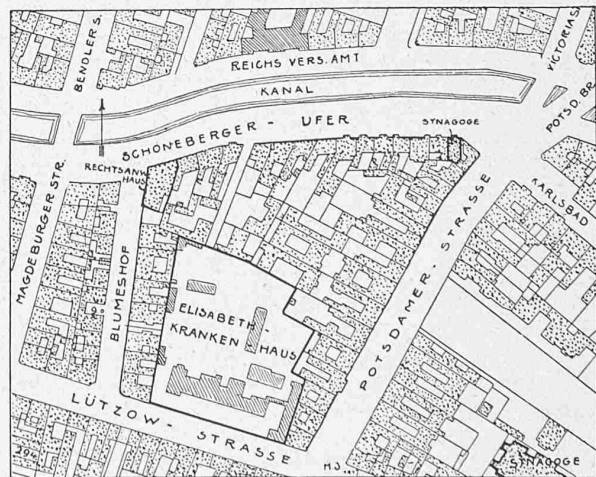


Abb. 1. Bestehender Baublock am Landwehr-Kanal in Berlin. — 1:6000.

von uns veröffentlichte „Arbeiterkolonie Friesland“ bei Emden<sup>1)</sup>, keine unmittelbare Anwendung auf unsere Verhältnisse finden kann, so halten wir es trotzdem für lehrreich und anregend genug, um es in unserem schweizerischen Fachblatt vorzuführen. Wir begleiten die hierzu von Architekt Jansen freundlichst zur Verfügung gestellten Pläne am besten mit dem bezüglichen Begleitbericht zu seinem Wettbewerbs-Entwurf, dem er das bezeichnende Motto ge-

<sup>1)</sup> Vergl. u. a. S. Kasarnowsky: « Berechnung statisch unbestimmter Eisenbeton-Konstruktionen mit Berücksichtigung der Torsionsspannungen », Schweiz, Bauzeitung, Bd. LXIX, S. 141, 157 und 189 (März/April 1917).

<sup>1)</sup> Vergl. Bd. LXIX, S. 134, mit Abb. 10 auf S. 138 (24. März 1917).