DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 0011

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang | BERLIN, 22. August 1930 | Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau.

Von Professor Dr.-Ing. Brunner, Graz.

Vortrag, gehalten in der vom Messeamt Leipzig anläßlich der Frühjahrsmesse 1930 veranstalteten Vortragsreihe über Stahlskelettbauten.

Vor jetzt nahezu 50 Jahren wurde in Chicago mit dem Bau des ersten modernen Hochhauses begonnen. Es hatte 10 Stockwerke über der Erde; das gesamte Traggerüst war aus Walzeisenkonstruktion hergestellt. Der Bau wurde 1883 vollendet. Damit war der erste Schritt zum Stahlhochhaus getan, und nun begann die bekannte, nach unseren Begriffen ungeheuerliche Entwicklung des Wolkenkratzerbaues in Amerika. Heute zählt man in den Vereinigten Staaten rd. 4800 Hochhäuser mit mehr als 10 bis hinauf zu 60 Stockwerken. Von diesen Wolkenkratzern stehen allein 2480 in New York, davon 188 mit mehr als 21 Geschossen. Es sind schätzungsweise 14 Mill. t Stahlkonstruktionen dabei verbaut worden, was nach deutschen Verhältnissen einem Gesamtwert von etwa 5 Milliarden Goldmark entspricht, nur für die nackte Stahlkonstruktion. Der Gesamtwert dieser Hochhäuser in ihrer schlüsselfertigen Vollendung dürfte vorsichtig geschätzt mindestens 25 Milliarden Goldmark ohne Grundstücke betragen. Über die ungeheure volkswirtschaftliche Bedeutung dieser Zahlen ist kein Wort zu verlieren.

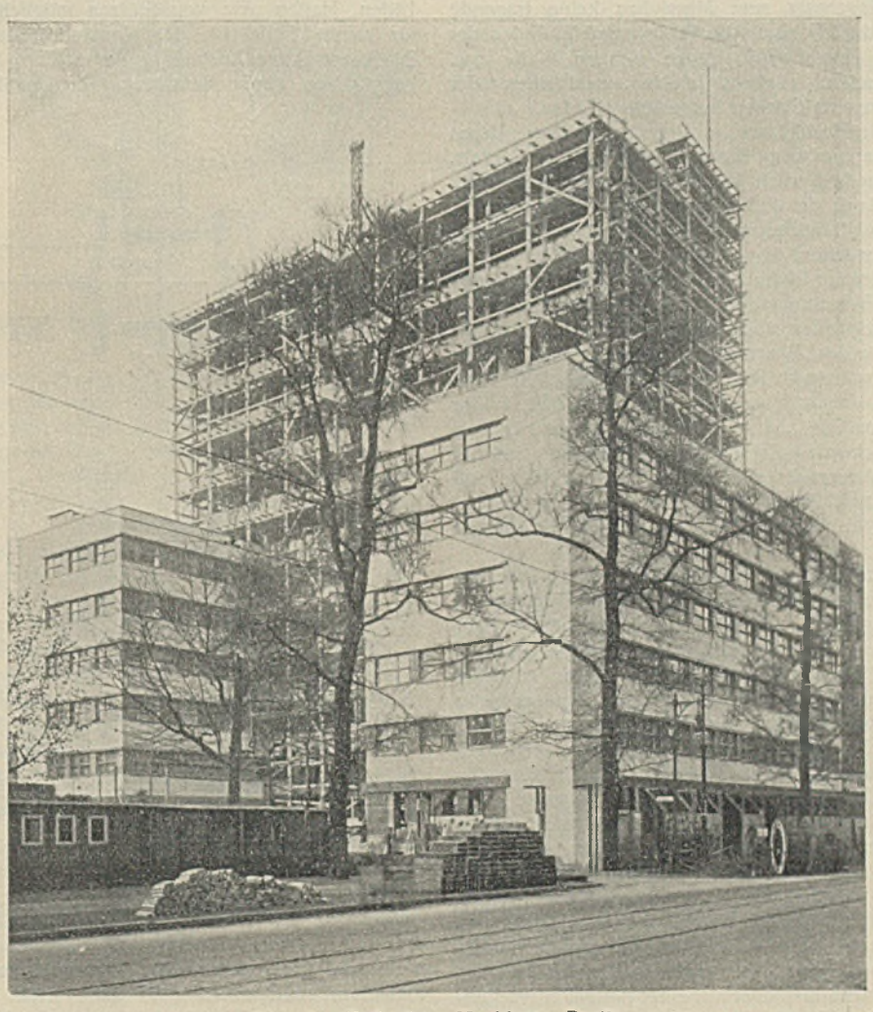


Abb. 1. Kathreiner-Hochhaus, Berlin.

Wenn nun die Amerikaner den ersten Schritt im Stahlskelettbau schon vor 50 Jahren machten, so wußten sie genau weshalb. Sie sind bekanntlich ausgezeichnete Rechner. Die Entwicklung zur Großstadt, das rapide Hinaufschnellen der Bodenpreise gab wohl den Ausschlag zum Hochhausbau in Chicago. Es mag auch der Drang des Amerikaners zur Originalität, zu dem noch nie Dagewesenen mitgesprochen haben. Jedenfalls bot aber das Walzeisen an sich überhaupt erst die Möglichkeit, einen solchen Bau wirtschaftlich zu gestalten. Die bisher bekannte Massivbauweise hätte bei einem 10 oder 12 Stock hohen Bau zu ungeheuerlichen Abmessungen der Fundamente, der Umfassungsmauern usw. geführt. Die wirtschaftliche Notwendigkeit wies also auf das Eisen hin, und so wurde in diesem ersten Bau bereits das bis auf den heutigen Tag maßgebende Prinzip des Stahlskelettbaues verwirklicht, nämlich die Aufteilung: statische Aufgabe des Baues einerseits in ein alle senkrechten Lasten und den Wind aufnehmendes stählernes Traggerüst und anderseits die Beschränkung der Aufgabe der Wände auf die lediglich raumumhüllende, abschließende, wärmeisolierende Funktion.

Wenn wir den Begriff Hochhaus in Deutschland mit unseren bescheideneren Maßstäben auf alle Bauten von mindestens 8 Stockwerken beschränken wollen, so dürfte die Anzahl dieser Hochhäuser nach einer rohen Schätzung in Deutschland zur Zeit über 100 bis 150 betragen. Ein großer Teil davon ist aber in Eisenbeton ausgeführt, einer Bauweise, die in den Vereinigten Staaten für größere Gebäude nicht in Frage kam und kommt. Die allerletzten Jahre aber brachten auch in Deutschland einen überwältigenden Sieg der Stahlbauweise, was am besten dadurch gekennzeichnet ist, daß sogar in Süddeutschland, wo alle Bedingungen für die massive Bauweise gegeben sind und die Frachtlage für Stahlkonstruktionen ungünstiger ist, die hervorragendsten Bauten dieser Art in Frankfurt a. M., Mannheim, Stuttgart, München usw. bereits in Stahlskelettbauweise hergestellt werden. Nicht minder interessant ist, daß die sehr wirtschaftlich denkenden Hamburger die großen Bürobauten der letzten Jahre[1]), wie das Mönckeberghaus, Schurichhaus, Hansahaus und viele andere, in Stahl erbauten. Der bedeutendste dieser Bauriesen ist das 15 Stockwerke hohe Verwaltungsgebäude des Verbandes Deutschnationaler Handlungsgehilfen[2]), bei welchem 3000 t Stahlkonstruktion zur Verwendung kamen. Bei allen diesen Bauten wurden die wirtschaftlichen wie die technischen Vor- und Nachteile der Eisenbetonbauweise und der Stahlbauweise sehr eingehend untersucht. Hierbei war vielfach ausschlaggebend, daß die Verwendung des Stahls infolge der Schlankheit der Stützen einen erheblichen Raumgewinn gestattet, der natürlich mit der Höhe des Gebäudes anwächst und bei 10 oder 12 Stockwerken bis zu 10 % betragen kann. Der dadurch entstehende Gewinn an nutzbarer Grundfläche kann durch Mehreinnahmen an Miete sogar etwaige Mehrkosten der Stahlbauweise ausgleichen und übertreffen, was bei dem vorhin genannten Gebäude des Deutschnationalen Handlungsgehilfenverbandes schließlich mit zur Wahl des Stahlskelettbaues führte. Ein großes Hemmnis bei der Einführung der Stahlbauweise bildet heute in

[1]) Vgl. Stahlbau 1929, S. 157 ff.

[2]) Vgl. Stahlbau 1930, Heft 13, S. 147 ff.

Deutschland noch ein gewisses Vorurteil der Baukreise und insbesondere der Architekten, welche vielfach noch an den überkommenen Baustilen festhalten wollen. Das ist verständlich, aber auf die Dauer unhaltbar.

Einer der modernsten jüngeren Architekten von internationalem Ruf, Le Corbusier, sagt in seinem Buch „Kommende Baukunst": „Die Ingenieure machen Architektur, weil sie die Berechnung üben, die den Naturgesetzen entspricht, und ihre Werke lassen uns die Harmonie fühlen." Hier ist auch das Wesen des Stahls als Baustoff richtig erkannt. Der Stahlbau ist das Ergebnis eines konsequenten mathematischen Denkprozesses und das, was wir bisher konventionell Architektur und Baustil nannten, muß ihm gegenüber und gegenüber der Zweckmäßigkeit und der wuchtigen Größenwirkung in die zweite Linie zurücktreten.

In Deutschland müssen wir gerade mit Rücksicht auf die bei uns unbedingt gebotene größte Wirtschaftlichkeit alles Bauens die Stahlbauweise unentwegt im Auge behalten; denn sie bietet uns, wie wir noch sehen werden, einerseits im Hinblick auf die amerikanischen Erfahrungen, anderseits aber auch bei den besonderen deutschen Verhältnissen in ökonomischer wie in technischer, aber auch künstlerischer Hinsicht den größten Effekt, das Optimum.

Das Wesen des Stahlskelettbaues läßt sich kurz umschreiben: Ein dünnes Stahlgerüst trägt die gesamte Eigenlast und die Nutzlasten und sorgt gleichzeitig für Standsicherheit und Steifigkeit gegen Windkräfte, Bodensenkungen usw.

Die Wände haben im Gegensatz zum Massivbau keine tragende Aufgabe mehr, sie dienen lediglich zum Abschließen und Einteilen der Räume, zum Schutz derselben gegen Wind, Regen, Schnee, Kälte usw. und können daher bei geeigneten, möglichst leichten, natürlichen oder künstlichen Baustoffen in geringsten Stärken hergestellt werden.

Das gilt aber nicht nur für Hochhäuser im eigentlichen Sinne, deren Zweck gewöhnlich zur Aufnahme von Büros, Verwaltungen, Hotels, Warenspeichern usw. dient, sondern auch für Wohnhäuser gleicher oder geringerer Geschoßzahlen. Auch in dieser Beziehung sind uns die Amerikaner weit voraus, und wir brauchen uns heute nur ihre Jahrzehnte alten Erfahrungen zunutze zu machen.

Die Verwendung des Stahles im Wohnhausbau hat in den Vereinigten Staaten sogar eine ungeheure Bedeutung erlangt; werden dort doch etwa 70 % des gesamten Stahlskelettbaues vom Wohnhausbau in Anspruch genommen. Nach einer Notiz in der „Bautechnik", Jahrgang 1929, wurden in den Vereinigten Staaten während des Jahres 1928 3,4 Mill. t an Konstruktionsstahl verbraucht, davon etwa 75 %, d. h. 2,5 Mill. t, für den Stahlskelettbau und hiervon 70 %, d. s. 1,75 Mill. t, nur für den Wohnhausbau. Die entsprechenden Zahlen für Deutschland sind im Vergleich hierzu belanglos. Anderseits aber zeigen diese Zahlen, daß auch in Deutschland die Entwicklungsmöglichkeiten des Stahlskelettbaues noch eine technisch wie volkswirtschaftlich gewaltige Aufgabe vor sich haben müssen.

Die vorhin genannte Einteilung des Stahlskelettbaues in Tragkonstruktion und Wandfüllung schafft natürlich auch für die Fundierung solcher Gebäude andere Bedingungen. Im Wesen des Massivbaues liegt die Verteilung aller senkrechten Lasten auf die gesamte Länge der Umfassungs- und der hauptsächlichsten Zwischenmauern. Das erfordert auch in ganzer Länge durchlaufende Fundamentmauern. Anders beim Skelettbau; die gesamten Lasten werden hier durch die meist durchgehenden Stützen auf wenige Punkte konzentriert und dort durch Fundamentpfeiler in den Boden übertragen. So erfordert z. B. ein normales Wohnhaus von etwa 300 m² Grundfläche bei der alten Bauweise etwa 110 lfd. m Fundamentbankette. In der Skelettbauweise erhält das gleiche Haus etwa 18 auf die ganze Höhe durchgehende Stützen und dementsprechend nur 18 einzelne Fundamentklötze. Natürlich ist die Gestaltung dieser Fundamente in erster Linie von den besonderen Bodenverhältnissen abhängig. Sind die Einzelstützdrücke sehr groß, wie dies bei den großen Wolkenkratzern der Fall ist, und ist kein genügend tragfähiger Boden vorhanden, so wird man die Fundamente auf Holz- oder Betonpfähle gründen. Vielfach wird man aber mit einer normalen Flächenfundierung auskommen. Sehr zweckmäßig kann sich u. U. eine Streifenfundierung oder eine solche mit großen Platten erweisen, die dann mit Eiseneinlagen zu verstärken sind. Auch Roste aus waagerecht liegenden Trägern (I-Profile) können in besonderen Fällen zweckmäßig sein. Bei besonders schlechten Bodenverhältnissen, wechselndem Grundwasser usw. kann auch irgendeine andere der bekannten Fundierungsmethoden in Frage kommen, z. B. Brunnenfundierung. Sehr vorteilhaft kann bei sehr hohen Bauten mit geringer Grundrißfläche die Anwendung von durchgehenden Eisenbetonplatten oder Rahmen sein, wie dies bei dem Stahlskelett-Turmhaus auf der Pressa in Köln geschah, das bei einer Höhe von 77 m nur 100 m² Grundfläche besitzt[3]). Die Anordnung der Kellergeschosse gestaltet sich beim Skelettbau gänzlich abweichend von der bisherigen Bauweise. Die unzweckmäßigen, kostspieligen und meist wenig ausnutzungsfähigen Kellergeschosse kommen in Wegfall. Es bleiben lediglich verhältnismäßig dünne, nicht tragende und nur als Futtermauern gegen das anschließende Erdreich dienende Stützwände, die sich nach dem Gebäude im Innern zu gegen die Fundamentpfeiler lehnen. Damit ist das Kellergeschoß, soweit es überhaupt angeordnet wird, zu einem billigen Nutzraum geworden und erhöht die Rentabilität des Baues, statt sie, wie beim Massivbau, zu verringern.

Auf die Fundamente werden nun die Stahlstützen aufgesetzt, deren Anzahl man natürlich auf ein Mindestmaß beschränken muß. Soweit als möglich wird die Stützenstellung der zukünftigen Raumaufteilung des Gebäudes entsprechen, sofern kleinere Bauwerke in Frage kommen. Für kleine und mittelhohe Büro- und Wohnhäuser wird man also in der Regel die Kreuzungspunkte der Außen- und Hauptzwischenwände, soweit es sich etwa um Räume von 25 bis 30 m² handelt, durch Stützen abfangen. Man ist jedoch bei der Stützenaufteilung durchaus nicht an die Wände gebunden; im Gegenteil, die Zwischenwände können beliebig gesetzt und später auch beliebig verschoben werden. Die gegenseitige Entfernung der Stützen wird in erster Linie abhängen von einer rationellen Ausbildung und Anordnung der Deckenträger und deren Unterzüge, welche unmittelbar auf den Stützen liegen. Diese Verhältnisse werden also hauptsächlich bestimmt sein durch die jeweilige Nutzlast der Decken und von der Bauhöhe, welche man mit Rücksicht auf die Geschoßhöhe den Decken zugestehen kann. Die Stützenzahl verringert sich sofort, wenn z. B. das Erdgeschoß mit Rücksicht auf einzubauende Läden, Hallen usw. von Stützen möglichst frei bleiben muß. Gerade für solche Fälle ist der Konstruktionsstahl das ideale Baumaterial. Die konstruktive Ausbildung der Stützen ist natürlich in erster Linie abhängig von deren Belastung. In gewöhnlichen Fällen ist das breitflanschige I-Profil sehr brauchbar. In der Werkstätte bedarf es nur der Anarbeitung für die meist aus Winkeln und Blechen bestehende Fußkonstruktion sowie für die Befestigung der Unterzüge der Deckenträger, wie es z. B. die in Abb. 2 u. 3 dargestellten Einzelheiten der Stahlkonstruktion für das Gebäude der Industriehof-AG., Stuttgart, zeigen. Vielfach verwendet man als Stützenquerschnitt zwei normale ⊏-Profile, die Flanschen nach innen oder auch nach außen stehend. Sie werden durch breite Bindebleche, seltener durch ∟- oder ⊏-Vergitterung zu einer knicksicheren Säule verbunden. Wenn es der reine Druckquerschnitt erfordert, erfolgt die Verbindung wohl auch durch zwei durchlaufende breite Platten, die mit den ⊏-Flanschen vernietet werden. Die mit Rücksicht auf die Feuersicherheit und die äußere Erscheinung notwendige Ummantelung erhöht die Knicksicherheit beträchtlich. Der zwischen den ⊏- oder I-Profilen vorhandene Hohlraum wird zur Durchführung der Gas- und Wasserrohre, der elektrischen Kabel usw. ausgenutzt. Auch zur Verwendung als Schacht für Ventilation, Frisch- und Warmluftzuführung ist er geeignet. Bei nicht zu großen Lasten eignet sich auch das Stahlrohr, das bei geringstem Materialaufwand das größte Trägheitsmoment besitzt. Emperger schlägt vor, die aus ⊏- oder ∟-Profilen zusammengesetzten Stützen mit Beton zu umhüllen. Dadurch könnten die Bindebleche gespart werden. Es ist aber doch fraglich, ob diese Anordnung wirtschaftlich ist und insbesondere die Organisation auf der Baustelle nicht erschwert bzw. die Bauzeit verlängert. Eine an und für sich

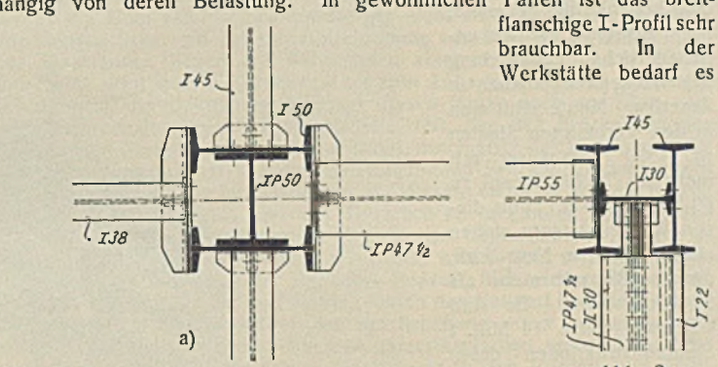


Abb. 3.

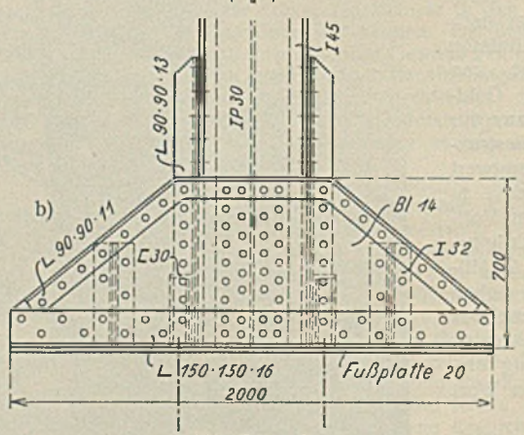


Abb. 2a u. b.

Abb. 2 u. 3. Stützenfuß, Innen- und Außenstützenanschluß.

[3]) Vgl. Stahlbau 1928, S. 73 ff.

sehr wünschenswerte Normalisierung für die Stützenquerschnitte kann sich nur innerhalb enger, durch die besonderen Verhältnisse und Geschoßhöhen gegebenen Grenzen bewegen. Betragen doch bei sehr hohen Gebäuden, und besonders da, wo die Anzahl der Stützen mit Rücksicht auf die Raumausnutzung beschränkt werden muß, die Stützendrücke oft 500 t und mehr, beim Kathreiner-Hochhaus, Berlin (s. Abb. 1), 700 t, ja sie erreichen bei Wolkenkratzern oft mehrere tausend Tonnen. In solchen Fällen kommt man natürlich mit einfachen I- oder ⊏-Profilen längst nicht mehr aus, und es muß dann der Querschnitt ev. unter Verwendung von Trägerprofilen aus einer Reihe von Stehblechen und Winkeln, und immer möglichst doppelwandig, zusammengesetzt werden. Ganz verschieden sind die Montagelängen, in welchen die Säulenstücke zur Baustelle kommen. Handelt es sich um einfache, verhältnismäßig leichte Bauten, so kann man die Stützen ohne Stoß wenigstens über zwei, auch über drei Etagen durchführen und dann mit dem folgenden Stück verlaschen. In solchen Fällen werden die Deckenträger stumpf angeschlossen oder durch die doppelwandigen Säulen hindurchgesteckt. Bei sehr schweren Säulen, welche übermäßig starke Montagekrane benötigen würden, wird man sich auf die Durchführung über eine einzige Stockwerkhöhe beschränken.

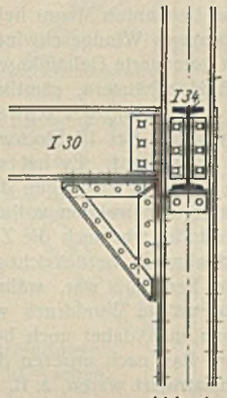


Abb. 4. Eckversteifung.

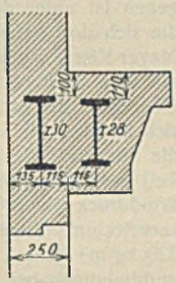


Abb. 5. Fenstersturz und Deckenträger.

Sehr stark abhängig ist im übrigen die Ausbildung der Stützen von den Verbindungen mit den Deckenträgern. Bei sehr hohen, turmartigen Gebäuden, wie z. B. dem 14 Stock hohen Turmbau des Lochnerhauses (Haus Grenzwacht) in Aachen, ist vielfach eine vollständig biegungsstarke Eckverbindung der Stützen mit den direkt anschließenden Deckenträgern bzw. Unterzügen behufs Erzielung einer kräftigen Rahmenwirkung zweckmäßig. Es sind dann konsolartige, kräftige Eckbleche, wie die in Abb. 4 gezeigte Ausführung beim Stahlskelett der Möbelfabrik Gottl. Hoffmann, Marbach, die mit Winkeln angeschlossen werden, erforderlich. Bei weniger hohen Bauwerken genügt es in der Regel, die Deckenträger in gewöhnlicher Weise mit Winkeln an die Stützen anzuhängen. Besonders vorteilhaft ist es, die Deckenträger bzw. Unterzüge in einer Gebäuderichtung durch die doppelwandigen Stützen hindurchzustecken. Es ist das sowohl für die Bearbeitung wie für die Montage selbst die einfachste Form der Verbindung, und sie hat gleichzeitig den statischen Vorteil, die Kontinuität der durchgesteckten Träger ausnutzen zu können und dadurch an Material zu sparen. Ein ähnlicher Effekt wird erzielt, wenn die oberen, also die Zugflansche, der Deckenträger beiderseits einer stumpf abgeschnittenen Zwischenstütze über dieselbe hinweg oder durch dieselbe mit einer gemeinsamen Decklasche versehen und die unteren Trägerflanschen durch dünne Keile in der Druckzone ebenfalls zum Kraftschluß gebracht werden. Auch diese Verbindung gestattet eine kontinuierliche Berechnung der Träger. Ist man gezwungen, zur Erzielung der Rahmenwirkung des Skeletts zu Eckblechen zu schreiten, so vermeide man aber, dabei wichtige Kraftniete auf Zug zu beanspruchen, wie dies in Amerika oft gemacht wird. Man sollte dann mindestens die Niete durch kräftige, zuverlässige Schrauben ersetzen. Für die Deckenträger werden in der Regel einfache Walzträger genügen (s. Abb. 5), für schwere Unterzüge und größere Stützweiten lassen sich allerdings genietete Blechträger nicht vermeiden. So weisen die Unterzüge mancher amerikanischer Wolkenkratzer, z. B. der 200 m hohe Turmbau der Insurance-Union in Ohio, mehr als 2 m Stehblechhöhe auf, allerdings nur in solchen Fällen, wo möglichst stützenfreie Hallen-einbauten in den unteren Geschossen verlangt sind, und die Stützen der oberen Geschosse auf diesen Unterzügen stehen.

Handelt es sich um solche außerordentlichen Fälle oder überhaupt um hohe Konstruktionen mit schweren Lasten, so lassen sich allzu große Querschnitte für Träger und Stützen durch Verwendung hochwertiger Stahlsorten bedeutend mildern. Die verbreitetste Anwendung findet in Deutschland Flußstahl St 37. Handelt es sich um wirkliche Hochhäuser, so wird der St 48 und ev. auch der neue St 52 trotz des höheren Preises wirtschaftlich sein, da diese beiden letztgenannten Stahlsorten bis zu 30 bzw. 50 % höher beansprucht werden dürfen als der St 37, die Mehrpreise hierfür aber nur 10 bis 25 % betragen. Für leichtere Bauwerke verwendet man in Amerika vielfach statt Normalprofilen dünnwandige, hochstegige ⊏-Profile, die aus dünnen Blechen gepreßt werden. Sie werden in verschiedenen Größen hergestellt, haben bei geringem Gewicht ein großes Trägheitsmoment und eignen sich besonders für Deckenträger. Die üblichen Verbindungsmittel im Stahlbau waren bisher bzw. sind noch Schrauben und Niete. Üblich ist es, im Stahlhausbau alle Verbindungen, die bereits in der Werkstatt hergestellt werden können, zu vernieten und auf der Baustelle möglichst viel zu schrauben, wenigstens soweit es sich um einfache Profile handelt. Bei schweren Bauwerken mit zusammengesetzten Profilen läßt sich aber das Vernieten an der Baustelle nicht vermeiden. Als besonders billig haben sich in Amerika gepreßte Klammern und Hülsen aus dünnem Blech erwiesen (Abb. 6), die mit dem Hammer und mit dem sog.

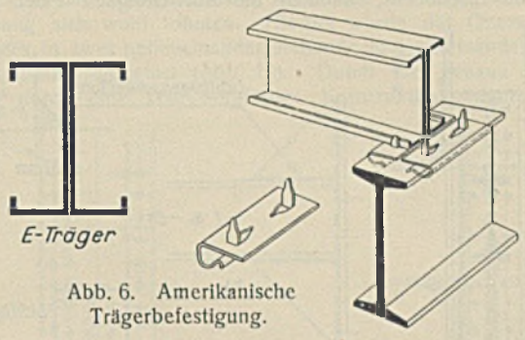


Abb. 6. Amerikanische Trägerbefestigung.

„Franzosen" um die Kanten der zu verbindenden Träger herumgebogen werden. Eine solche Klammer reicht natürlich nur dort aus, wo es sich nicht um Kraftverbindungen handelt, wo z. B. die Deckenträger auf den Unterzügen liegen und nachträglich einbetoniert werden. Sie sind aber außerdem für solche Fälle geeignet, wo die Träger miteinander verschweißt werden und zunächst nur ihre gegenseitige Lage gesichert werden soll. Bei dieser im Gebrauch verblüffend einfachen Methode wird also jegliches Bohren von Löchern und das Verschrauben oder Vernieten völlig vermieden. Es sind nun seit einer Reihe von Jahren starke Bestrebungen im Gange, die Niet- und Schraubenverbindungen bei Hochbauten durch elektrische Schweißverbindung zu ersetzen. Ihren Ursprung haben diese Bestrebungen in Amerika, und es ist nicht zu leugnen, daß mit dem Schweißen im elektrischen Lichtbogen schon große Erfolge erzielt wurden. Das Verbinden der Stahlteile untereinander verschlingt ja den größten Teil der Baukosten einer Stahlkonstruktion. Die Werkstattbearbeitung besteht, außer dem richtigen Ablängen der einzelnen Stäbe, hauptsächlich im Bohren der Verbindungslöcher und im Vernieten. Auf der Baustelle kommt hinzu das Verschrauben bzw. Vernieten der Löcher an den einzelnen Verbindungs- und Stoßstellen. Weiter aber sind durch das Schweißen auch Gewichtsersparnisse möglich, da ja in allen Zugquerschnitten die Bohrungen bei Bemessung der Querschnittflächen abgezogen werden müssen.

So wurde z. B. bei einem Verwaltungsgebäude der Westhinghouse-Gesellschaft, bei dem 885 t Stahlkonstruktion erforderlich waren, alles geschweißt. Es wurden hierbei 100 t Stahlkonstruktion, also über 10 % gespart. Die American Bridge Comp. errichtete ein 5 Stock hohes Stahlgebäude, ebenfalls mit nur geschweißten Verbindungen. Bei einer vieletagigen Großgarage, die im Jahre 1925 in Ohio mit ebenfalls nur geschweißten Verbindungen errichtet wurde, sind hierdurch nicht weniger als 23 % in den Gesamtkosten des Stahlskeletts gespart worden. Es waren dabei auf der Baustelle nur zwei Schweißarbeiter durchgehend beschäftigt, von denen jeder in 120 Stunden 109 lfd. m Schweißkante bewältigte. Bei dem Umbau des Homestead-Hotels in Hot-Springs, Virginia, welches durch ein Turmgebäude von 18,3 × 23 m Grundfläche und 55 m Höhe mit einem Stahlgewicht von 560 t erweitert wurde, sollte das äußerst lärmende Nieten mit Rücksicht auf die Hotelgäste vermieden werden. Es wurde deshalb auf der Baustelle alles geschweißt, und es genügte die ständige Beschäftigung von zwei Schweißern, die mit den übrigen Montagearbeiten genügend Schritt halten konnten. Sehr eingehend wurden die Einzelheiten der Schweißverbindungen durchgearbeitet für ein im vorigen Jahre in Prag errichtetes 8 Stock hohes Gebäude, bei welchem sich übrigens der Silizlumstahl, St 52, als besonders vorteilhaft erwies[4]). Mit Rücksicht auf eine genügende Steifigkeit gegen Wind ist die Konstruktion als steife Rahmenkonstruktion mit besonders kräftigen Eckverbindungen durchgebildet. Die Eckbleche wurden in der Werkstatt mit den Deckenträgern verschweißt. Hingegen wurden die Verbindungen an der Baustelle mit Schrauben geschlossen (s. Abb. 7a bis e). Dies scheint auch für unsere Verhältnisse in Deutschland, und bis weitere Erfahrungen mit dem Schweißen gemacht worden sind, das Richtige zu sein. Zweifellos können in der Werkstatt die Schweißarbeiten viel sorgfältiger durchgeführt und beaufsichtigt werden als auf der Baustelle. Die Prüfmethoden für die Stahlschweißung sind wohl noch nicht so durchgebildet, daß sie immer angewandt werden und volle Gewähr bieten können. Es muß den Amerikanern zugestanden werden, daß die ausführenden Stahlbauanstalten

[4]) Vgl. Stahlbau 1929, S. 25 ff.

vor dem Bau immer sehr sorgfältige Versuche mit dem Schweißen anstellten. Nach den verschiedenen Berichten sind diese Versuche fast durchweg sehr gut ausgefallen, wobei es sich immer um das Schweißen im elektrischen Lichtbogen handelte. Man stellte dabei fest, daß die Bruchfestigkeit etwa zwischen 1600 und 2200 kg/cm Schweißnaht liegt. Die neuerdings aufgekommene Methode der Untersuchung der Schweißstellen mittels Röntgenstrahlen ist leider nur in der Werkstatt möglich, und das Schweißen auf der Baustelle hat denselben Nachteil wie das Arbeiten im Eisenbeton, nämlich die Notwendigkeit einer besonders

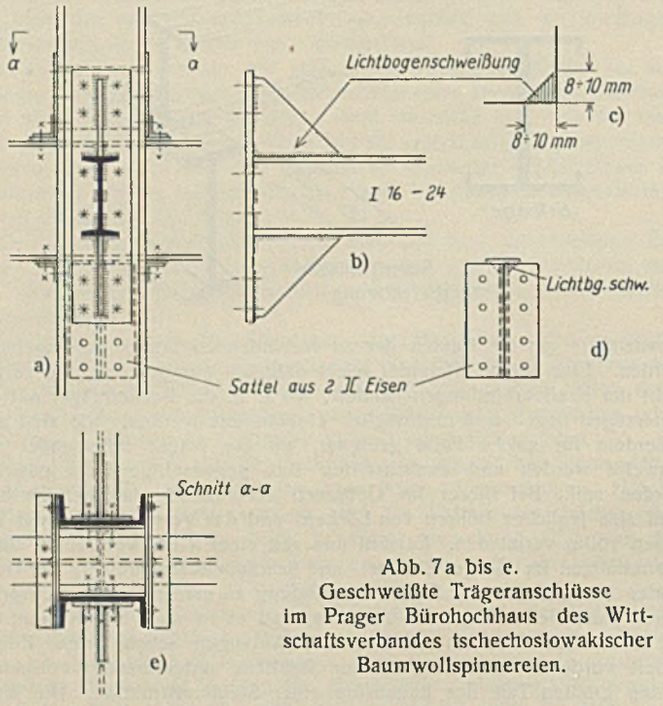


Abb. 7a bis e.
Geschweißte Trägeranschlüsse im Prager Bürohochhaus des Wirtschaftsverbandes tschechoslowakischer Baumwollspinnereien.

strengen Überwachung, geringere Zuverlässigkeit und mangelnde Nachprüfbarkeit. Ein Nachteil ist weiter, daß die Schweißverbindung eine erheblich geringere Dehnung aufweist als Stahl. Es ist also auch bei der Anordnung der Einzelheiten aller Schweißverbindungen bereits im Konstruktionsbüro nicht nur große Erfahrung, sondern auch große Vorsicht nötig. Doch werden wir bei den außerordentlichen Vorteilen, die das elektrische Schweißverfahren im Hochbau bietet, zweifellos auf diesem Gebiet sehr rasch vorwärts kommen. Sehr interessant sind die Berichte über die Festigkeitsversuche bei Schweißverbindungen, die man anläßlich einer Krafthauserweiterung eines Hotels im Atlantic im Staate New York gemacht hat. Die sehr gewissenhaft angestellten Versuche fielen so günstig aus, daß folgende Beanspruchungen als zulässig erachtet wurden:

für Zug in der Schweißnaht 980 kg/cm für Stumpfnähte,
„ Druck „ „ 1260 „ „ „
„ Scherung 790 „ bei Kehlnähten.

Auch in Deutschland bewegt die Frage des Schweißens schon sehr eingehend die in Betracht kommenden Fachkreise. Besonders beschäftigt sich damit der Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure, unter Mitwirkung des Deutschen Stahlbau-Verbandes und verschiedener Behörden und Fachleute. Die Ausarbeitung von Richtlinien für Schweißen im Stahlhochbau ist im Gange, ebenso eine Sammlung von Konstruktionseinzelheiten wichtigerer Schweißverbindungen.

Sehr wichtig sind die statischen Anforderungen, die man an einen Stahlskelettbau zu stellen hat. Zweierlei Kräftewirkungen hat ein solcher Bau zu genügen, 1. den senkrechten Lasten, die durch das Eigengewicht und die Nutzlast der einzelnen Decken entstehen, und 2. den waagerechten Lasten, die insbesondere vom Wind erzeugt werden. Die Nutzlast der Decken richtet sich ja immer nach den besonderen Verhältnissen. In der Regel ordnet man den unteren Stockwerken die größeren Lasten zu und die geringeren Lasten den oberen Stockwerken. Diese Lasten können natürlich außerordentlich stark wechseln. Sie können für Speicher und ähnliche Zwecke 1000 kg/m², z. B. 1500 kg/m² beim Lagergebäude der Stettiner Postdirektion, und mehr betragen, um bei Büros und Wohnhäusern bis auf 200 kg/m² herunterzugehen. Interessant ist, daß die Richtlinien, welche die Hochbau-Abteilung des amerikanischen Handelsamtes aufgestellt hat, ausdrücklich zulassen, daß bei Bemessung einer Stütze nicht sämtliche darüberliegenden Stockwerke als vollbelastet angenommen werden brauchen; sondern es kann von der Vollast ein Abzug gemacht werden, der mit der Zahl der Stockwerke wächst. Dieser Abzug beträgt z. B. bei sieben und mehr Stockwerken 50 %. Ist das Gebäude nur zur Aufnahme von Menschen bestimmt, z. B. Wohnhäuser, Bürohäuser usw., so kann dieser Abzug sogar noch um die Hälfte vermehrt werden. Im übrigen entsprechen die Belastungen ziemlich den preußischen Vorschriften, welche ähnliche Abminderungen zulassen. Ganz besondere Sorgfalt ist aber erforderlich bei der Berücksichtigung der Windkräfte. Diese werden bei hohen, schmalen Gebäuden die Ausbildung des Stahlskeletts und der Eckverbindungen maßgebend beeinflussen. In Amerika werden die Windkräfte nur dort eingehend untersucht und berücksichtigt, wo die Höhe des Gebäudes ungefähr das Dreifache der Breite in der Windrichtung erreicht. Man nimmt eben an, daß die normalen einfachen Verbindungen der Stützen mit den Deckenträgern und besonders die steife Ausbildung der gesamten Decken bei den niedrigeren Gebäuden eine genügende Standsicherheit gewährleisten. Allerdings müßte man dabei auch voraussetzen, daß die Stützen nicht in der Deckenebene gestoßen oder, wenn ja, dann wenigstens voll verlascht sind. Nachteile haben sich aus dieser toleranten Auffassung der Amerikaner bisher nicht gezeigt. Selbst bei den größten Stürmen, die der amerikanische Kontinent zu verzeichnen hat, haben die Wolkenkratzer und deren Stahlskelett ihre Schuldigkeit getan. Einer der verheerendsten Wirbelstürme hat bekanntlich im Frühjahr 1927 die Halbinsel Florida mit dem jetzt so bekannten Miami heimgesucht. Es wurden dort während dieses Wirbelsturmes Windgeschwindigkeiten bis zu 190 km/h festgestellt. Über 1000 gemauerte Gebäude wurden völlig zerstört. Hingegen ist unter den 25 Hochhäusern, sämtlich in Stahlskelettbauweise, die sich dort befanden, nur ein einziges schwerer beschädigt worden, das Mayer-Kiser-Gebäude, welches bei 14 Stockwerken in der Querrichtung nur eine Breite von 14 m aufweist. Es hat sich dieses Gebäude in der Oberkante um etwa 60 cm durch Ausbiegen der Stützen verschoben. An sich ist aber die Stahlskelettkonstruktion vollständig intakt geblieben; nur die dünnen Umfassungswände, wie auch die Zwischenwände wurden zum Teil zerstört. Dabei ist aber zu berücksichtigen, daß es nur für einen Winddruck von 100 kg/m² berechnet war, während der vom dortigen Observatorium festgestellte größte Winddruck während des Sturmes etwa 320 kg/m² betrug. Wenn man dabei noch berücksichtigt, daß die Eckverbindungen bei diesem Bau nach unseren deutschen Begriffen wirklich sehr mangelhaft durchkonstruiert waren, z. B. auf Zug beanspruchte Niete usw., so kommt man zu dem Ergebnis, daß dieser Stahlskelettbau sich geradezu großartig bewährt hat, was man mit Recht auf die bei der Stahlkonstruktion so wichtige und in den letzten Jahren durch theoretische Untersuchungen von Grüning, Maier-Leibnitz usw. bestätigte „Schlauheit des Stahlmaterials" zurückführen darf. Es hat sich übrigens bei dem erwähnten Bau gezeigt, daß man an der sich öfter wiederholenden dynamischen Wirkung der Windkräfte nicht achtlos vorbeigehen darf, weil Torsionskräfte im Gesamtbau und ferner zweifellos Resonanzerscheinungen in der Tragkonstruktion auftreten, die gefährlicher sein können als die eigentlichen Windkräfte. Im allgemeinen aber macht man schon seit längerer Zeit in Amerika bei der Berücksichtigung der Winddrücke ähnliche Annahmen wie jetzt auch in Deutschland, indem man diese Kräfte entsprechend der Höhe der Gebäude abstuft. So nimmt man für die Höhe bis 12 m einen Winddruck von 49 kg/m² und über 12 m einen solchen von 98 kg/m², bei freistehenden hohen Gebäuden aber 146 kg/m²[5]). Die preußischen Vorschriften aus dem Jahre 1925 arbeiten mit etwas höheren Windkräften, nämlich mit 100 kg/m² bis zu 10 m, mit 125 kg/m² von 10 bis 25 m Höhe und mit 150 kg/m² auf die über 25 m Höhe liegenden Flächen (Abb. 8), welche aber bei geschützter Lage bis auf 75 kg/m² ermäßigt werden können.

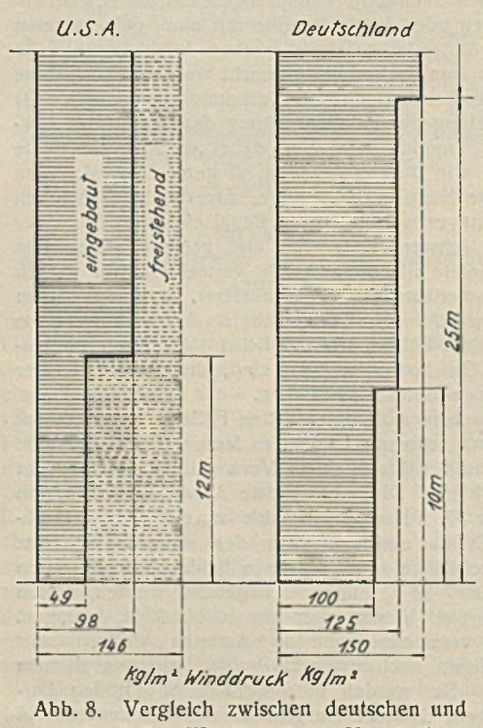


Abb. 8. Vergleich zwischen deutschen und amerikanischen Windbelastungs-Vorschriften.

Der Einfluß der Windkräfte erfordert also eine besonders gewissenhafte Berück-

[5]) Die Windbelastungs-Vorschriften der Großstädte der Vereinigten Staaten sind nicht einheitlich. Die neuesten Vorschriften von New York werden in einem der nächsten Hefte besprochen werden.

Die Schriftleitung.

sichtigung bei dem Bau von Hochhäusern. Das Stahlskelett als tragender Teil des Ganzen muß daher auch einer scharfen Überlegung und Berechnung unterzogen werden. Es ist schon gesagt worden, daß bei nicht allzu hohen Bauten von entsprechender genügender Basis die Windkräfte keinen maßgeblichen Einfluß haben. Eine normale, sachgemäße Verbindung der Träger mit den Stützen und eine steife Ausbildung aller

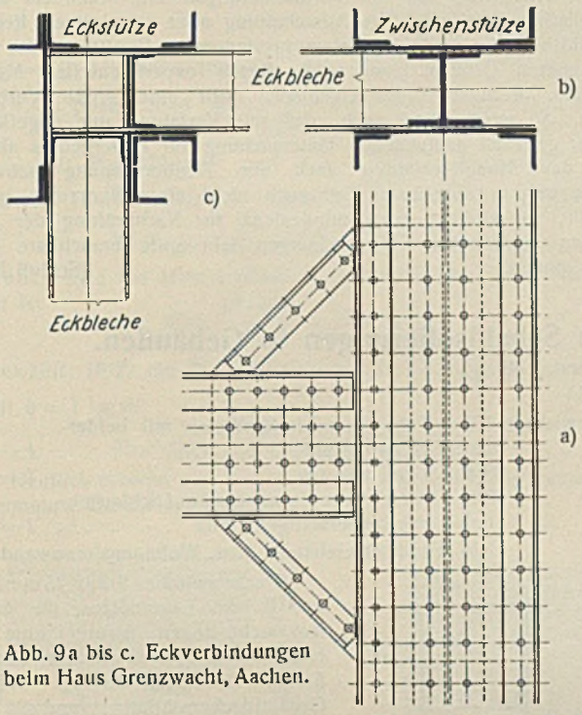


Abb. 9a bis c. Eckverbindungen beim Haus Grenzwacht, Aachen.

Zwischendecken, welche die Verteilung der Windkräfte auf die verschiedenen Stützen und ev. anzuordnende, besonders steife Stirn- und Zwischenwände sichern können, wird im allgemeinen genügen. Dieser Ansicht hat man sich auch außerhalb Amerikas überall angeschlossen, und bedeutende Stahlskelettbauten sind dementsprechend auch in Deutschland ausgebildet worden.

Bei hohen schmalen Bauten muß man aber zu anderen Mitteln greifen, und zwar, da die fachwerkartige Ausbildung der Wände mit Schrägstäben wegen der Fenster und Türen nicht durchführbar ist,

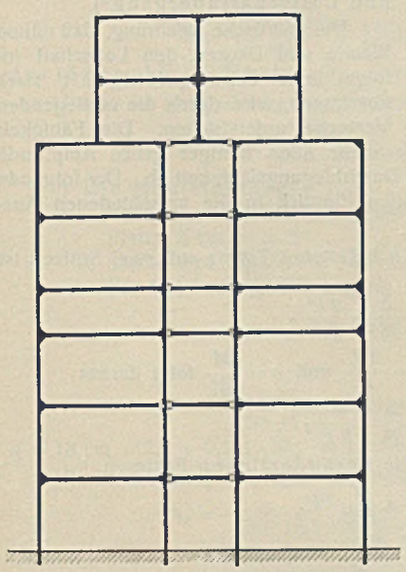


Abb. 10. Statisches System des Siemens-Schaltwerk-Hochhauses.

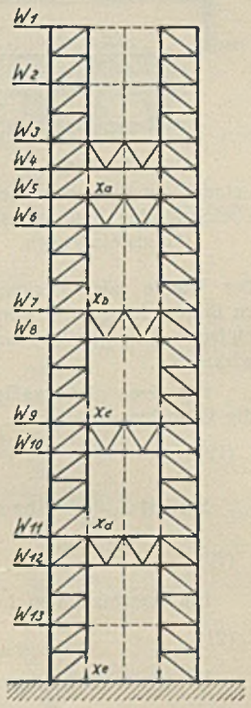


Abb. 12. Statisches System des Pressaturmes, Köln.

muß man steife Rahmengebilde mit kräftigen Ecken schaffen, welche genügende Biegungsfestigkeit besitzen, um die gesamten waagerechten Kräfte, die in den verschiedenen Höhen wirken, auf die Fundamente zu übertragen. Es wurde bereits erwähnt, daß aus diesem Grunde bei dem Haus Grenzwacht in Aachen, ausgeführt von Ges. Harkort-Duisburg, das statisch sehr eingehend untersucht wurde, die steifen Rahmen mit Eckblechen versehen wurden (Abb. 9a bis c). Bei den amerikanischen Wolkenkratzern ist dies bereits eine althergebrachte Konstruktion. Aber auch verschiedene bedeutende deutsche Hochhausbauten sind durch die Literatur bekanntgeworden, bei welchen die steifen Rahmen notwendig waren, z. B. das 8 Stock hohe Geschäftshaus Samt u. Seide AG. in Mannheim[6]), das neue Schaltwerk-Hochhaus der Siemens-Schuckertwerke in Berlin-Siemensstadt[7]), welches bei einer Breite von 17,4 m mit seinen 11 Geschossen eine Höhe von 45 m erreicht. Es waren dabei insgesamt 3685 t Stahlkonstruktionen erforderlich, so daß richtige statische Annahmen und eine genaue statische Untersuchung sich wohl lohnten. Hierbei wurde der Querschnitt des Stahlgerüstes in zwei nebeneinander stehende und miteinander wirkende Stockwerkrahmen aufgelöst (Abb. 10). Durch die genaue Rechnung, wie auch durch eine sehr sorgfältige Konstruktion konnte die An-

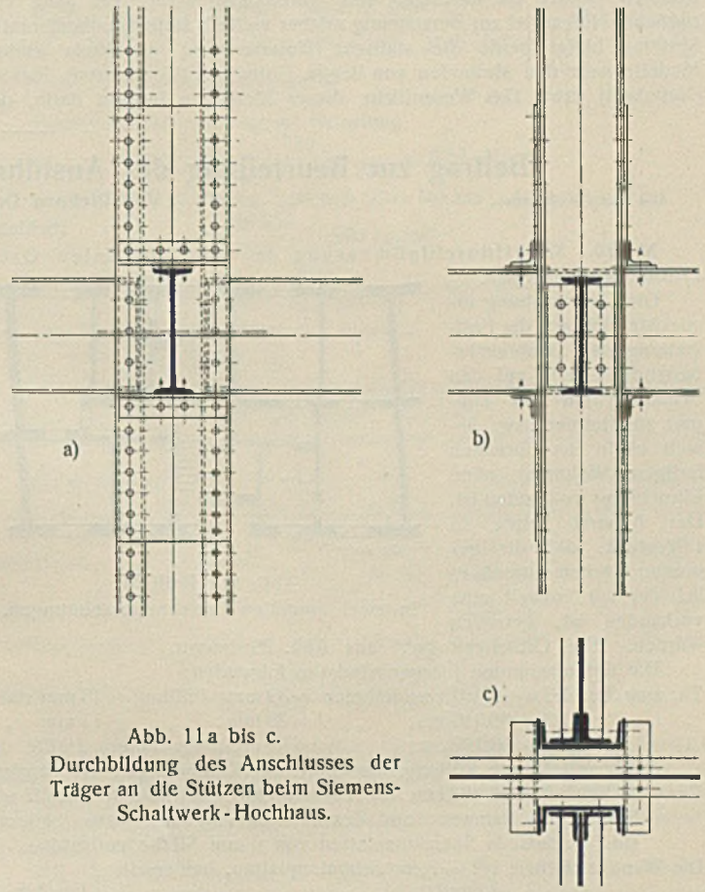


Abb. 11a bis c. Durchbildung des Anschlusses der Träger an die Stützen beim Siemens-Schaltwerk-Hochhaus.

ordnung von Eckblechen vermieden und genügende Steifigkeit der Ecken durch einfache Mittel erzielt werden: lediglich mit Hilfe des Durchsteckens der Deckenträger durch die zwei Balkenstützen und die Sicherung der Verbindungen außer den Schrauben auch durch festsitzende Keile (Abb. 11a bis c). Natürlich ist ein solches System vielfach statisch unbestimmt und würde bei strenger wissenschaftlicher Behandlung eine ungeheure Rechenarbeit erfordern. Es ist aber dem gewandten erfahrenen Statiker immer möglich, durch zulässige vereinfachende Annahmen eine Verminderung der Rechenarbeit zu erzielen. So war es bei dem schon erwähnten Pressaturm in Köln, der ausnahmsweise eine fachwerkartige Ausbildung erhielt, durch geschickte Anordnung möglich, die Zahl der statisch unbestimmten Größen auf fünf herabzumindern[8]), ohne die Zuverlässigkeit der Rechnung zu beeinträchtigen (s. Abbild. 12). Natürlich muß man diesen statischen Annahmen durch entsprechende konstruktive Ausbildung Rechnung tragen. So werden vielfach die

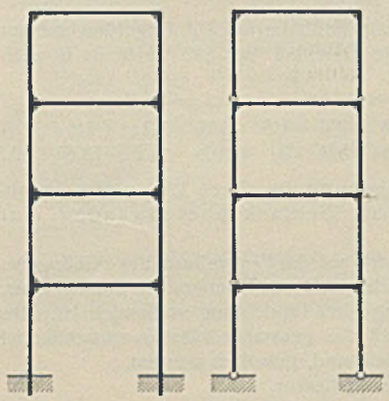


Abb. 13a u. b.

[6]) Vgl. Stahlbau 1928, S. 45 ff.
[7]) Ebenda, S. 177 ff.
[8]) Ebenda, S. 74, Abb. 8

Stockwerkrahmen aufgelöst in einzelne, nur von Geschoß zu Geschoß ragende Portalrahmen, die an den Fußpunkten, mit denen sie auf dem unteren Stockwerk aufruhen, gelenkig angeschlossen gedacht sind, also das ganze System wird aufgelöst in eine größere Anzahl einfach statisch unbestimmter Halbrahmen (Abb. 13a u. b). Sehr günstig kann die Ausbildung durchgehender steifer Stockwerkrahmen bei solchen Hochhäusern sein, wo nicht nur die Windkräfte einen großen Einfluß haben, sondern auch mit großen Nutzlasten in den einzelnen Geschossen zu rechnen ist. Die Rahmenausbildung mit steifen Ecken kann dann sehr vorteilhaft auf eine Ersparnis in der Ausbildung der Stützen- und Deckenträgerquerschnitte zurückwirken. Man begeht auch keinen großen Fehler, wenn man in solchen Fällen den Momentennullpunkt der Stützen etwa jeweils in halber Geschoßhöhe sich denkt, wodurch wieder die Rechnung sehr vereinfacht wird. Ein ganz vorzügliches Hilfsmittel zur Berechnung solcher vielfach statisch unbestimmten Systeme bietet heute die statische Untersuchung vermittels kleiner Modelle nach den Methoden von Beggs, Gottschalk (Kontinostat), Rickhof (Nupubest) usw. Das Wesentliche dieser Methoden besteht darin, daß an Hand von kleinen Modellen aus Stahl, Celluloid oder Pappe die Formänderung des statischen Systems bzw. die Nullpunkte der einzelnen Stäbe usw. festgestellt werden. Nach Ermittlung dieser Grundbedingungen an Hand des Modells können die Momente in den einzelnen Rahmenteilen, Querkräfte usw. durch einfachste Elementarrechnung erhalten werden. Diese experimentellen Verfahren bauen sich auf die bekannten theoretischen Sätze von der Formänderungsarbeit, besonders auf den Maxwellschen Satz auf. Die Ausschaltung aller schwierigen Rechnung, der Auflösung von großen Gleichungssystemen zur Ermittlung der statisch unbestimmten Größen usw. wird diesen experimentellen Methoden zweifellos, wenigstens im Hochbau, noch eine große Verbreitung bringen. So weist Beggs nach, daß sein Verfahren nur ungefähr 1 % von der genauen analytischen Untersuchung im Endergebnis abweicht. Sollte das Modellverfahren auch zur Neuberechnung schwieriger Systeme sich in absehbarer Zeit noch nicht als vollkommen geeignet erweisen, so wird es doch mindestens zur Nachprüfung der vorhergehenden analytischen Untersuchungen sehr gute brauchbare Dienste leisten können. (Schluß folgt.)

Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Richard Doorentz**, Baurat, Leipzig.

(Schluß aus Heft 16.)

Nr. 19. Schalldurchlaßmessung in zwei normalen Dreizimmerwohnungen.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Feststellung des „Gebrauchszustandes", d. h. auf den Schalldurchlaß von Zimmer zu Zimmer usw., soweit er in der normalen fertigen Wohnung ohne Einrichtung vorhanden ist. Der Apparat wurde so aufgestellt, daß die gesamten Flächen einschließlich der Tür, soweit eine vorhanden ist, getroffen wurden. Die Örtlichkeit geht aus Abb. 28 hervor.

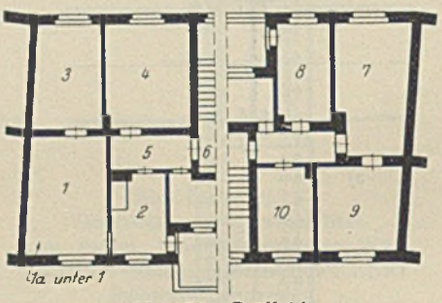


Abb. 28. Prüffeld in zwei normalen Dreizimmerwohnungen.

Die durchlassenden Flächen sind die folgenden:

Tür zwischen 1/2 = 66/197 cm; Rahmen = 39 mm; Füllung = 13 mm stark,
„ „ 1/3 = 86/197 cm; „ = 39 mm; „ = 13 mm „
„ „ 4/5 = 86/197 cm; „ = 39 mm; die untere Hälfte der Tür mit 13 mm Füllung, die obere mit Kathedralglas 4/4 verglast,
Tür zwischen 5/6 = 96/197 cm; die Tür ist eine Sperrholztür mit 27 mm Stärke des Rahmens und des inneren Andreaskreuzes. Hierauf sind beiderseits Sperrholzplatten von 6 mm Stärke vorhanden.

Die Wand zwischen 1/2 = 7 cm Schöntonplatten, beiderseits verputzt . . . . . $l = 3$ m
„ „ „ 3/4 = wie vor . . . . . $l = 3{,}77$ m
„ „ „ 4/5 = wie vor . . . . . $l = 1{,}65$ „
„ „ „ 1/3 = 25 cm Ziegelmauerwerk beiderseits verputzt . . . . . $l = 3{,}01$ „
„ „ „ 7/8 = 7 cm Gipsschlackendielen beiderseits mit Tünchputz . . . . . $l = 3{,}70$ „
„ „ „ 9/10 = 7 cm, wie vor . . . . . $l = 2{,}65$ „

Decke zwischen 1/1a = Holzdecke mit Dielung, 15 cm Koksaschenauffüllung, Einschub, Schalung mit Rohrdeckenputz, Balken 16/24 cm, $l = 5{,}05$ m l. L.

Körperschall: Decke = 4 mm Fallhöhe bei 1/4" Kugeldurchmesser.

Luftschall: Der prozentuale Durchlaß bei 512 Hertz ist in nachstehender Tabelle verzeichnet.

Der Raum 1a liegt unter 1.

Bezeichnung	1/2	1/3	3/4	4/5	5/6	1/1a	7/8	9/10
Durchlaß in %	9,5	3,8	5,2	31	19,6	5,2	13,8	12,5

Nr. 20. Schalldurchlaßmessung in einer Dreizimmerwohnung eines Wohnhauses mit Schlackenbetonwänden und massiven Hohlsteindecken.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Feststellung des „Gebrauchszustandes", d. h. auf den Schalldurchlaß von Zimmer zu Zimmer usw., soweit er in der fertigen Wohnung ohne Einrichtung vorhanden ist. Der Apparat wurde so aufgestellt, daß die gesamten Flächen einschließlich der Türen, soweit solche vorhanden sind, getroffen wurden.

Die Örtlichkeit geht aus Abb. 29 hervor.

Die durchlassenden Flächen sind die folgenden:

Tür zwischen 1/3 = 86/197 cm; Rahmen 39 mm; Füllung 13 mm stark,
Wand „ 1/3 = 7 cm Gipsschlackendielen mit beiderseitigem Tünchputz. Die Wand steht zwischen Eisenbetonbalken und Stützen . . . . . $l = 3{,}15$ m
Wand zwischen 1/2 = 7 cm Gipsschlackendielen mit beiderseitigem Tünchputz . . . . . $l = 4{,}31$ m
„ „ 3/4 = 7 cm, wie vor . . . . . $l = 3{,}0$ „
„ „ 3/5 = 20 cm starke Kosselwand auf Schlackenbeton mit beiderseitigem Putz . . . . . $l = 3{,}50$ „
Die Wand ist Gebäude- bzw. Wohnungstrennwand.

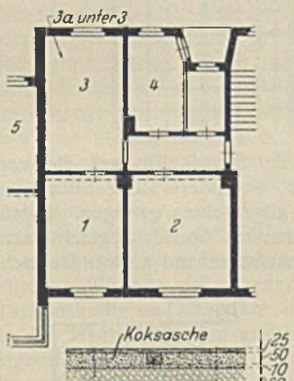


Abb. 29. Prüffeld einer Wohnung mit Schlackenbetonwänden und massiven Hohlsteindecken.

Decke zwischen 3/3a: 25 mm Dielen- und 5/5 cm Lagerhölzer, die in 6 cm Koksasche liegen, darunter eine Remy-Hohlsteindecke von 22 cm Höhe mit 5 mm Tünchputz an der Unterseite. Gesamtdeckenstärke rund 31 cm, $l = 5{,}26$ m.

Körperschall: Decke = 6 mm Fallhöhe bei 1/4" Kugeldurchmesser.

Luftschalldurchlaß: Der prozentuale Durchlaß bei 512 Hertz ist aus nachstehender Tabelle zu ersehen.

Der Raum 3a liegt unter 3.

Bezeichnung	1/2	1/3	4/3	3/3a	3/5
Durchlaß in %	19,6	13,8	13,6	3,0	2,7

Nr. 21. Biegungsschwingungen und Luftschallübergang.[3])

Die praktische Erfahrung, daß dünne Wände und Decken den Luftschall infolge ihrer Schwingefähigkeit stark übertragen, wird durch die vorliegenden Versuche unterstrichen. Die Fähigkeit der Wände oder Decken, eine mehr oder weniger große Amplitude zu bilden, hängt u. a. von ihrer Durchbiegungsfähigkeit ab. Der folgende einfache Weg gewährt einen guten Einblick in die verschiedenen Auswirkungen.

Für einen gleichmäßig mit q belasteten Träger auf zwei Stützen ist die Durchbiegung.

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q\,l^4}{E\,J} \cdot \tag{19}$$

Mit $M = \frac{q\,l^2}{8}$ bzw. $W = \frac{2\,J}{h}$ und $\sigma = \frac{M}{W}$ folgt daraus

$$f = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma}{h\,E} \cdot l^2. \tag{20}$$

Bei verschiedenem l sind die veränderlichen Faktoren

$$m_1 = \frac{\sigma}{h\,E} \cdot l^2. \tag{21}$$

Bei gleichbleibendem l sind diese

$$m_2 = \frac{\sigma}{h\,E} \cdot \tag{22}$$

Die Werte m_1 und m_2 stellen einen einfachen Maßstab zur Beurteilung des Luftschallüberganges durch Biegungsschwingungen dar.

[3]) Die nachfolgenden Ausführungen dürften von der Praxis nicht unwidersprochen bleiben, da sie auf rein rechnerischer Grundlage beruhen. Eine Klärung der Frage wird vielleicht von dem erlassenen Preisausschreiben zur Förderung des wirtschaftlichen Massivdeckenbaues für Wohnhäuser zu erwarten sein. Die Schriftleitung.

Für ein gleichbleibendes l sollen die Werte m_2 zunächst für eine Holzbalken-, Eisenbeton-, Hohlstein- und Trägerdecke von 5,0 m Spannweite (Wohnhausdecke von zwei hintereinanderliegenden Zimmertiefen von rd. 4,80 m) untersucht werden.

a) Die Holzbalkendecke (Abb. 30).

$l = 5{,}00$ m; Balkenabstand $= 0{,}80$ m; $g = 200$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 400$ kg/m²; $p : q = 0{,}5$.

$Q = 5{,}0 \cdot 0{,}8 \cdot 400 = 1600$ kg. $M = \frac{1600 \cdot 5{,}0}{8} = 1000$ mkg.

Früher pflegte man $h = 4 \cdot 1 + 4$ cm $= 4 \cdot 5{,}0 + 4$ cm $= 24$ cm
$b = 5/7 \cdot h = 5/7 \cdot 24 =$ rd. 18 cm

mit $W = 1728$ cm³ und $\sigma = \frac{100\,000}{1728} = 58$ kg/cm²

zu nehmen. Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung mit $E = 100\,000$ kg/cm²

$$m_2 = \frac{58}{400 \cdot 24 \cdot 100\,000} = 0{,}604 \cdot 10^{-7}.$$

Heute wird das Holz vielfach in Balken bis 80 kg/cm² ausgenutzt. Hierfür ist

$$W = \frac{100\,000}{80} = 1250 \text{ cm}^3.$$

Gewählt: 16/22 mit $W = 1291$ cm³, wofür $\sigma = \frac{100\,000}{1291} = 77{,}5$ kg/cm²

und für $q = 1$ kg/m²

$$m_2 = \frac{77{,}5}{400 \cdot 22 \cdot 100\,000} = 0{,}88 \cdot 10^{-7}$$

folgt. Deutlich erkennt man die Zunahme der Luftschallübertragung durch die vermehrte Durchbiegungsfähigkeit.

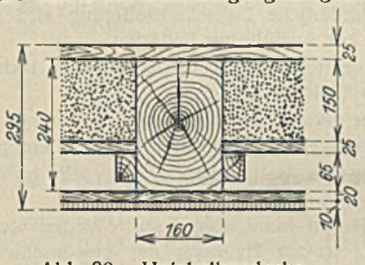


Abb. 30. Holzbalkendecke.

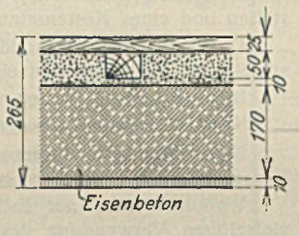


Abb. 31. Eisenbetondecke.

b) Die reine Eisenbetondecke (Abb. 31).

Gewicht des Fußbodens . . . . . 15 kg/m²
„ der Auffüllung $= 6 \cdot 7$ . . . . 42 „
„ der Decke $= 17 \cdot 24$ . . . rd. 390 „
„ des Putzes und zur Abrundung rd. 23 „
$g = 470$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 670$ kg/m²; $p : q = 0{,}30$.

$$M = \frac{670 \cdot 5{,}0^2}{10} = 1700 \text{ mkg}; \quad \sqrt{M} = 41.$$

$d = 17$ cm $= 1{,}5 + 0{,}381 \cdot 41$; $\sigma_{b/e} = 44/1200$; $h = 17 - 1{,}5 = 15{,}5$ cm.

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{44}{670 \cdot 15{,}5 \cdot 200\,000} = 0{,}212 \cdot 10^{-7}.$$

c) Die Hohlsteindecke.

Fußboden und Auffüllung wie vor . 57 kg/m²
Platte, 5 cm $= 5 \cdot 24$ . . . . . 120 „
Steine und Rippen rd. $13 \cdot 14 =$ . . 182 „
Für Putz und Abrundung rd. . . . 21 „
$g = 380$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 580$ kg/m²; $p : q = 0{,}346$.

$$M = \frac{580 \cdot 5 \cdot 0^3}{10} = 1450 \text{ mkg} \qquad \sqrt{M} = 38$$

$d = 18$ cm $= 2{,}5 + 0{,}411 \cdot 38$; $\sigma_{b/e} = 40/1200$; $h = 18 - 2{,}5 = 15{,}5$ cm.

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{40}{580 \cdot 15{,}5 \cdot 200\,000} = 0{,}223 \cdot 10^{-7}.$$

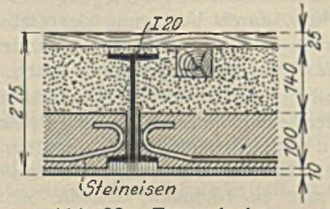


Abb. 32. Trägerdecke.

d) Die Trägerdecke (Abb. 32).

Gewählt eine Trägerhöhe $h = 500 : 25 = 20$ cm, I 20 mit $W = 214$ cm³ und $J = 2140$ cm⁴.

Gewicht des Fußbodens . . . . . 15 kg/m²
„ der Auffüllung $14 \cdot 7 =$ . . 98 „
„ der Steineisendecke $10 \cdot 14 = 140$ „
„ der Träger . . . . . 26 „
Für Putz und Abrundung . . . . . 21 „
$g = 300$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 500$ kg/m²; $p : q = 0{,}40$.

$Q = 5{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 500 = 2500$ kg; $M = \frac{2500 \cdot 500}{8} = 156\,250$ cmkg

$W = \frac{156\,250}{1200} = 130$ cm³; vorh. 214 cm³

$J = 2{,}92 \cdot 130 \cdot 5{,}0 = 1900$ cm⁴; vorh. 2140 cm⁴

$\sigma = \frac{156\,250}{214} = 730$ kg/cm².

Hierfür ist für $q = 1$ kg/m² Belastung

$$m_2 = \frac{730}{500 \cdot 20 \cdot 2\,150\,000} = 0{,}34 \cdot 10^{-7}.$$

Wählt man dagegen I 18 mit $W = 161$ cm³, dann ist

$$\sigma = \frac{156\,250}{161} = 970 \text{ kg/cm}^2$$

und

$$m_2 = \frac{970}{500 \cdot 18 \cdot 2\,150\,000} = 0{,}5 \cdot 10^{-7}.$$

Die Zunahme ist deutlich zu erkennen.

e) Zusammenstellung.

Für das Vergleichsbeispiel ergibt sich die folgende Gegenüberstellung:

$p = 200$ kg/m²; $l = 5$ m.

Bezeichnung	h cm	σ kg/cm²	E kg/cm²	m_2	Bemerkungen
Holzdecke . .	24	58	100 000	$0{,}601 \cdot 10^{-7}$	$B \cdot 18/24$
	22	77,5	100 000	$0{,}880 \cdot 10^{-7}$	$B \cdot 16/22$
Eisenbetondecke .	15,5	44	200 000	$0{,}212 \cdot 10^{-7}$	$d = 17$ cm
Hohlsteindecke . .	15,5	40	200 000	$0{,}223 \cdot 10^{-7}$	$d = 18$ cm
Trägerdecke . .	20	730	2 150 000	$0{,}340 \cdot 10^{-7}$	I 20
	18	970	2 150 000	$0{,}500 \cdot 10^{-7}$	I 18

Die m_2-Werte zeigen, wie stark die einzelnen nicht isolierten Decken den Luftschall durch Biegungsschwingungen im Verhältnis zueinander zu übertragen vermögen. Die anzuordnende Schallisolierung muß dementsprechend mehr oder weniger auf die Luftschalldämpfung eingestellt werden.

Die durch die Versuche gewonnene Erfahrung (Gl. 18), daß leichte Konstruktionen stärker gegen Luftschallübergang zu isolieren sind, wird hierdurch bestätigt.

Durch die Änderung von h und σ hat man es daher bis zu einem gewissen Grade in der Hand, von vornherein einen ungefähren Ausgleich bezüglich der Übertragung von Luftschall durch Biegungsschwingungen herbeizuführen. Wo der Ausgleich offensichtlich aus wirtschaftlichen oder technischen Gründen nicht herbeigeführt werden kann, muß die Schallisolierung entsprechend gestaltet werden.

Es ist ferner zu erkennen, daß durch Isolierungen, die starr mit der Decke oder Wand verbunden sind, die Luftschallisolierung wegen der unmittelbaren Übertragung der Biegungsschwingungen nicht, oder wenigstens nur sehr unwesentlich herbeigeführt werden kann.

Ebenso tragen Isolierungen mit harten, lastübertragenden Gliedern bzw. Unterstützungen, die unmittelbar auf der Decke oder an der Wand ruhen, wenig zur Luftschalldämpfung bei, da sie die Biegungsschwingungen zu einem erheblichen Teil unmittelbar auf die Konstruktion übertragen.

f) Welchen Einfluß hat die Kontinuität auf die Schwingfähigkeit?

Die Kontinuität wird bei Eisenbetonplatten für Decken am stärksten ausgenutzt, so daß der Einfluß auf die Schwingfähigkeit dort am stärksten zutage tritt. Die Untersuchung soll an einem Beispiel durchgeführt werden.

Für eine Deckenplatte sei:

$d = 10$ cm; $h = 10 - 1{,}5 = 8{,}5$ cm; $g = 300$ kg/m²
$p = 200$ „
$q = 500$ kg/m².

Da bei gleicher Deckenstärke und gleichem Verhältnis $\sigma_{b/e}$ verschiedene Längen infolge der Kontinuität überspannt werden können, so ist der Wert m_1 der Gl. 21 zum Vergleich heranzuziehen.

Allgemein ist bei gegebener Betonbeanspruchung

$$M = \left(\frac{h}{r}\right)^2 = \frac{q \cdot l^2}{n}$$

wobei der linke Wert den Zusammenhang mit der Beanspruchung und der rechte Wert denjenigen mit der veränderlichen Kontinuitätswirkung zum Ausdruck bringt. Hieraus ist

$$l^2 = n \cdot \frac{M}{q}.$$

Zur Ausbreitung der Übersicht soll der Wert l^2 für die Beanspruchungen 50, 40 und 30 kg/cm² bestimmt werden. Hierfür ist (mit l in m):

σ_b	50 kg/cm²	40 kg/cm²	30 kg/cm²
$r =$	0,345	0,411	0,519
$M =$	602	430	268 mkg
$l^2 =$	1,21 $\cdot n$	0,86 $\cdot n$	0,536 $\cdot n$

Demnach ist für $q = 1$ kg/m² Belastung der Wert m_1 der Gl. 21:

für $\sigma_b = 50$ kg/cm²: $m_1 = \frac{50}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 1{,}21 \cdot n = 0{,}071 \cdot n \cdot 10^{-2}$

für $\sigma_b = 40$ kg/cm²: $m_1 = \frac{40}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 0{,}86 \cdot n = 0{,}0404 \cdot n \cdot 10^{-2}$

für $\sigma_b = 30$ kg/cm²: $m_1 = \frac{30}{500 \cdot 8{,}5 \cdot 200\,000} \cdot 0{,}536 \cdot n = 0{,}0189 \cdot n \cdot 10^{-2}$

Daraus ergibt sich folgende Zusammenstellung.

n	m_1 für die Beanspruchungen		
	50 kg/cm²	40 kg/cm²	30 kg/cm²
8	$0{,}567 \cdot 10^{-2}$	$0{,}323 \cdot 10^{-2}$	$0{,}151 \cdot 10^{-2}$
10	$0{,}710 \cdot 10^{-2}$	$0{,}404 \cdot 10^{-2}$	$0{,}189 \cdot 10^{-2}$
12	$0{,}852 \cdot 10^{-2}$	$0{,}486 \cdot 10^{-2}$	$0{,}227 \cdot 10^{-2}$
15	$1{,}064 \cdot 10^{-2}$	$0{,}606 \cdot 10^{-2}$	$0{,}283 \cdot 10^{-2}$
18	$1{,}278 \cdot 10^{-2}$	$0{,}728 \cdot 10^{-2}$	$0{,}340 \cdot 10^{-2}$
20	$1{,}420 \cdot 10^{-2}$	$0{,}808 \cdot 10^{-2}$	$0{,}378 \cdot 10^{-2}$
24	$1{,}703 \cdot 10^{-2}$	$0{,}972 \cdot 10^{-2}$	$0{,}453 \cdot 10^{-2}$

Die Zusammenstellung zeigt, daß bei dünnen und hochbeanspruchten Platten eine erhebliche Zunahme der Luftschallübertragung durch Biegungsschwingungen eintritt. Hierauf ist bei der Wahl der Schallisolierung Rücksicht zu nehmen.

Nr. 22. Schlußbemerkungen.

a) Allgemeines.

Die einwandfreie technische Gestaltung der Isolierung ist ebenso wichtig wie ihre schalltechnische Seite.

Vor dem Einbringen der Isolierung muß der Bau trocken sein.

Die Schallisolierung ist gegen das Eindringen von Wasser gut zu schützen. Sie ist von der Tragkonstruktion zu trennen, d. h. sie muß „schwimmend" auf bzw. an ihr angeordnet sein.

Um eine Decke oder Wand richtig isolieren zu können, muß ihr Luft- und Körperschalldurchlaß bzw. ihr Verhalten dagegen bekannt sein.

Leichte Decken und Wände sind mehr gegen Luftschall, schwere (massive) mehr gegen Körperschall zu isolieren.

Decken und Wände mit großer Durchbiegungsfähigkeit können u. U. mit der besten Schallisolierung nicht genügend gedämpft werden. Durch die unvermeidliche Lastübertragung werden sie trotz der Isolierung in Schwingungen versetzt (abgedämpftes dumpfes Klingen). Hiergegen ist nur eine Vergrößerung der Steifigkeit wirksam.

Die in den „konstruktiven Hohlräumen" von Decken und Wänden auftretende Resonanz kann durch die Zukehrung rauher Flächen (z. B. Tektondielen oder ähnliches) wirksam bekämpft werden.

Durch mehrere Stockwerke in einem Stück durchgehende dünne Wände sind zu vermeiden, weil sie in jedem Stockwerk gegebenenfalls als Schallstrahler wirken.

Sie sind zweckmäßig in jeder Decke abzufangen und (wenn sie unmittelbar auf der Decke stehen) von dieser durch eine 10 mm starke Preßkorkplatte entsprechender Festigkeit zu trennen.

Die Türen sind als schalltechnisch „schwache Punkte" schalltechnisch zu verbessern.

Die straßenseitigen Fenster sind als schalltechnisch besonders gut durchkonstruierte Doppelfenster auszubilden. Dabei ist ein größtmöglichster Ausgleich des Durchlasses über der ganzen Fläche anzustreben.

Die Hoffenster sind als normale Doppelfenster herzustellen.

Durchgehende Wasserleitungen usw. sind durch Nebenräume zu führen und möglichst von dort abzuzweigen.

Sandschichten als Unterlagen sind nicht zu empfehlen.

b) Luftschall.

Hinsichtlich des Luftschalldurchlasses dürfte es sich empfehlen, die folgenden Werte anzustreben und besonders gelagerte Fälle besonders zu behandeln. Es muß versucht werden, die Werte zu verbessern.

Haupttrennwände	1,5 bis 2%
Wohnungstrennwände	2,5 „ 3 „
Innere Trennwände	5 „ 7 „
Decken in öffentlichen Gebäuden	1,5 „ 2 „
Decken in Wohnungen	3 „ 4 „
Hauptabschlußtüren	4 „ 5 „
Innere Türen in öffentlichen Gebäuden	6 „ 8 „
Korridortüren von Wohnungen	8 „ 10 „
Innere Türen von Wohnungen	12 „ 15 „

c) Körperschall.

Es empfiehlt sich, die erforderlichen Ansprüche im Hinblick auf die Benutzungsart von Fall zu Fall zu bestimmen. Hiernach sind (unter Berücksichtigung der Schwingungsfähigkeit der Konstruktion) die Maßnahmen so einzustellen, daß sie bei Erreichung der beabsichtigten Körperschallisolierung gleichzeitig die erforderliche Luftschallisolierung sicherstellen und eines Kostenminimums zur Ausführung bedürfen.

Die eigene Körperschalldämpfung der Deckenkonstruktionen ist nicht ausreichend. Sie bedürfen einer zusätzlichen Isolierung.

Harte Estriche dämpfen weniger als Asphalt-Estriche.

Schulen erfordern in den Klassen eine gute Körperschallisolierung.

Krankenhäuser erfordern wegen der Betttransporte eine sehr hohe Körperschallisolierung.

Waltonlinoleum auf Estrich dämpft nur wenig ab. Wegen der vielseitigen Verwendung des W. L. ist zur Erzielung der gewünschten Dämpfung auf eine wirksame Schallisolierung unter dem Estrich zu sehen.

Korklinoleum auf Estrich dämpft gut ab und ist eine gute zusätzliche Isolierung.

Resonanzbildungen sind zu vermeiden (in Hohlräumen Zukehrung ganz rauher Flächen bzw. Raumunterteilungen).

Als Fallhöhen einer $^1/_4$-Zoll-Stahlkugel bei einer Reizschwelle von 6° sind anzustreben:

in Wohnungen	etwa 20 mm
in Schulen: Klassenräume	„ 200 „
übrige Räume	„ 60 „
in Krankenhäusern	„ 300 „
in öffentlichen Gebäuden	„ 100 „.

Zu versuchen ist es, die Werte zu verbessern.

d) Verschiedenes.

Die Versuche gewähren ferner einen Einblick in das schalltechnische Verhalten verschiedener Konstruktionen. Die Entwurfsbearbeitung erfordert ihre Beachtung. Dabei erwächst dem Entwerfer und Beobachter allmählich ein „schalltechnisches Gefühl", vergleichbar dem „statischen Gefühl". Grundsätzliche Fehler werden dann vermieden.

Es mag noch darauf hingewiesen werden, daß normal der meiste störende Luftschall von der Straße kommt. Eine Isolierung hiergegen ist (wegen der Fenster) nicht durchführbar. Baumbepflanzungen vor den Gebäuden wirken zwar als Auffänger (Schwamm), aber es verbleibt noch genug, um den Lärm unerträglich zu machen.

Die glatte Straßenoberfläche hat ihre unverkennbaren Vorteile in bezug auf Körperschall, den Luftschall reflektiert sie dagegen um so stärker.

Bleibt daher nur die Möglichkeit, bei der Aufstellung von Bebauungsplänen an geeigneten Stellen durch Verlegung des Gebrauchsraumes an die Grünhofseiten bzw. durch Verlegung der Gebrauchsraumfronten an die Schallschattenseiten der von außen kommenden und nicht zu vermeidenden Lärmbelästigung wirksam auszuweichen.

Für die Beurteilung der Isoliermaterialien als solche geben die Prüfungszeugnisse der bekannten Laboratorien gute Anhalte. Die praktische Bewährung mit allen nicht zu vermeidenden Fehlern und Nebeneinflüssen wird am zweckmäßigsten am ausgeführten Objekt beobachtet. Erst dann vermag man zu erkennen, daß die Schallisolierung ein verwickelter Vorgang ist, den nur praktische Erfahrung, verbunden mit theoretischer Beobachtung, zu fördern vermag.

Nr. 23. Tabelle der $(1 - \cos \alpha)$-Werte.

Grad	0′	10′	20′	30′	40′	50′	60′	Grad	0′	10′	20′	30′	40′	50′	60′
0	—	—	0,000 02	0,000 04	0,000 07	0,0001	0,0002	45	0,292 9	0,294 95	0,297 02	0,299 09	0,301 17	0,303 25	0,305 34
1	0,0002	0,0002	0,000 3	0,000 3	0,000 4	0,0005	0,0006	46	0,305 34	0,307 44	0,309 54	0,311 65	0,313 76	0,315 88	0,318
2	0,0006	0,0007	0,000 8	0,000 9	0,001 1	0,0012	0,0014	47	0,318	0,320 13	0,322 27	0,324 41	0,326 56	0,328 71	0,330 87
3	0,0014	0,0015	0,001 7	0,001 9	0,002 1	0,0022	0,0024	48	0,330 87	0,333 03	0,335 20	0,337 38	0,339 56	0,341 75	0,343 94
4	0,0024	0,0026	0,002 9	0,003 1	0,003 3	0,0036	0,0038	49	0,343 94	0,346 14	0,348 34	0,350 55	0,352 77	0,354 99	0,357 21
5	0,0038	0,0038	0,004 3	0,004 6	0,004 9	0,0052	0,0055	50	0,357 21	0,359 44	0,361 68	0,363 92	0,366 17	0,368 42	0,370 68
6	0,0055	0,0055	0,006 1	0,006 4	0,006 8	0,0071	0,0075	51	0,370 68	0,372 94	0,375 21	0,377 49	0,379 76	0,382 05	0,384 34
7	0,0075	0,0078	0,008 2	0,008 6	0,008 9	0,0093	0,0097	52	0,384 34	0,386 63	0,388 93	0,391 24	0,393 45	0,395 86	0,398 18
8	0,0097	0,0101	0,010 6	0,011	0,011 4	0,0118	0,0123	53	0,398 18	0,400 51	0,402 84	0,405 18	0,407 52	0,409 86	0,412 21
9	0,0123	0,0128	0,013 2	0,013 7	0,014 2	0,0147	0,0152	54	0,412 21	0,414 57	0,416 93	0,419 30	0,421 67	0,424 04	0,426 42
10	0,0152	0,0157	0,016 2	0,016 8	0,017 3	0,0178	0,0184	55	0,426 42	0,428 81	0,431 20	0,433 59	0,435 99	0,438 40	0,440 81
11	0,0184	0,0189	0,019 5	0,020 1	0,020 7	0,0213	0,0219	56	0,440 81	0,443 22	0,445 64	0,448 06	0,450 49	0,452 92	0,455 36
12	0,0219	0,0225	0,023 1	0,023 7	0,024 3	0,0250	0,0256	57	0,455 36	0,457 80	0,460 25	0,462 70	0,465 16	0,467 62	0,470 08
13	0,0256	0,0263	0,026 9	0,027 6	0,028 3	0,029	0,0297	58	0,470 08	0,472 55	0,475 02	0,477 50	0,479 98	0,482 47	0,484 96
14	0,0297	0,0304	0,031 1	0,031 9	0,032 6	0,0333	0,0341	59	0,484 96	0,487 46	0,489 96	0,492 46	0,494 97	0,497 38	0,5000
15	0,0341	0,0348	0,035 6	0,036 4	0,037 2	0,0379	0,0387	60	0,500 0	0,502 52	0,505 05	0,507 58	0,510 11	0,512 65	0,515 19
16	0,0387	0,0395	0,040 4	0,041 2	0,042	0,0429	0,0437	61	0,515 19	0,517 74	0,520 29	0,522 84	0,525 40	0,527 96	0,530 53
17	0,0437	0,0445	0,045 4	0,046 3	0,047 2	0,0481	0,0489	62	0,530 53	0,533 10	0,535 67	0,538 25	0,540 83	0,543 42	0,546 01
18	0,0489	0,0498	0,050 8	0,051 7	0,052 6	0,0535	0,0545	63	0,546 01	0,548 60	0,551 20	0,553 80	0,556 41	0,559 02	0,561 63
19	0,0545	0,0554	0,056 4	0,057 4	0,058 3	0,0593	0,0603	64	0,561 63	0,564 25	0,566 87	0,569 49	0,572 12	0,574 75	0,577 38
20	0,0603	0,0613	0,062 3	0,063 3	0,064 4	0,0654	0,0664	65	0,577 38	0,580 02	0,582 66	0,585 31	0,587 96	0,590 61	0,593 26
21	0,0664	0,0675	0,068 5	0,069 6	0,070 7	0,0713	0,0728	66	0,593 26	0,595 92	0,598 58	0,601 25	0,603 92	0,606 59	0,609 27
22	0,0728	0,0739	0,075	0,076 1	0,077 2	0,0784	0,0795	67	0,609 27	0,611 95	0,614 63	0,617 32	0,620 01	0,622 70	0,625 39
23	0,0795	0,0806	0,081 8	0,082 9	0,084 1	0,0853	0,0865	68	0,625 39	0,628 09	0,630 79	0,633 50	0,636 21	0,638 92	0,641 63
24	0,0865	0,0876	0,088 8	0,090	0,091 3	0,0925	0,0937	69	0,641 63	0,644 35	0,647 07	0,649 79	0,652 52	0,655 25	0,657 98
25	0,0937	0,0949	0,096 2	0,097 4	0,098 7	0,0999	0,1012	70	0,657 98	0,660 71	0,663 45	0,666 19	0,668 94	0,671 68	0,674 43
26	0,1012	0,1025	0,103 8	0,105 1	0,106 4	0,1077	0,1089	71	0,674 43	0,677 18	0,679 94	0,682 70	0,685 46	0,688 22	0,690 98
27	0,1089	0,1103	0,111 7	0,112 9	0,114	0,1157	0,1171	72	0,690 98	0,693 75	0,696 52	0,699 29	0,702 07	0,704 85	0,707 63
28	0,1171	0,1184	0,119 8	0,121 2	0,122 6	0,1239	0,1254	73	0,707 63	0,710 41	0,713 20	0,715 98	0,718 77	0,721 57	0,724 36
29	0,1254	0,1268	0,128 2	0,129 6	0,131 1	0,1325	0,1339	74	0,724 36	0,727 16	0,729 96	0,732 76	0,735 57	0,738 37	0,741 18
30	0,1339	0,1354	0,136 9	0,138 4	0,139 9	0,1493	0,1428	75	0,741 18	0,743 99	0,746 80	0,749 62	0,752 44	0,755 26	0,758 08
31	0,1428	0,1443	0,145 8	0,147 4	0,148 9	0,1504	0,1519	76	0,758 08	0,760 90	0,763 73	0,766 55	0,769 38	0,772 22	0,775 05
32	0,1519	0,1535	0,155 1	0,156 6	0,158 2	0,1598	0,1613	77	0,775 05	0,777 88	0,780 72	0,783 56	0,786 40	0,789 24	0,792 09
33	0,1613	0,1629	0,164 5	0,166 1	0,167 7	0,1693	0,171	78	0,792 09	0,794 93	0,797 78	0,800 63	0,803 48	0,806 34	0,809 19
34	0,171	0,1726	0,174 2	0,175 9	0,177 5	0,1792	0,1809	79	0,809 19	0,812 05	0,814 91	0,817 76	0,820 63	0,823 49	0,826 35
35	0,1809	0,1825	0,184 2	0,185 9	0,187 6	0,1893	0,1909	80	0,826 35	0,829 22	0,832 08	0,834 95	0,837 82	0,840 69	0,843 57
36	0,1909	0,1927	0,194 4	0,196 1	0,197 9	0,1996	0,2014	81	0,843 57	0,846 94	0,849 31	0,852 19	0,855 07	0,857 95	0,860 83
37	0,2014	0,2031	0,204 9	0,206 7	0,208 4	0,2102	0,212	82	0,860 83	0,863 71	0,866 59	0,869 47	0,872 36	0,875 23	0,878 13
38	0,212	0,2138	0,215 6	0,217 4	0,219 2	0,221	0,2229	83	0,878 13	0,881 02	0,883 91	0,886 80	0,889 69	0,892 58	0,895 47
39	0,2229	0,2247	0,226 5	0,228 4	0,230 2	0,2321	0,2339	84	0,895 47	0,898 36	0,901 26	0,904 15	0,907 05	0,909 95	0,912 84
40	0,2339	0,2358	0,237 7	0,239 5	0,241 5	0,2434	0,2453	85	0,912 84	0,915 74	0,918 64	0,921 54	0,924 44	0,927 34	0,930 24
41	0,2453	0,2472	0,249 1	0,251 0	0,253 0	0,2549	0,2569	86	0,930 24	0,933 15	0,936 05	0,938 95	0,941 86	0,944 76	0,947 66
42	0,2569	0,2588	0,260 8	0,262 7	0,264 7	0,2667	0,2687	87	0,947 66	0,950 57	0,953 47	0,956 38	0,959 29	0 962 19	0,965 10
43	0,2687	0,2706	0,272 6	0,274 6	0,276 6	0,2786	0,2807	88	0,965 10	0,968 01	0,970 92	0,973 82	0,976 73	0,979 64	0,982 55
44	0,2807	0,2827	0,284 7	0,286 8	0,288 8	0,2908	0,2929	89	0,982 55	0,985 46	0,988 36	0,991 27	0,994 18	0,997 09	—

Alle Rechte vorbehalten.

Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger.

Von Dr.-Ing. W. Bergfelder, Dortmund.

Nachweis der räumlichen Wirkung der Brückenträger.

Bei der Berechnung von Fachwerkbrücken ist es üblich, den Überbau in einzelne ebene Fachwerkscheiben zu zerlegen, und jede dieser ebenen Fachwerkscheiben für sich statisch zu untersuchen. Als äußere Belastung der einzelnen Fachwerkscheiben nimmt man dann jeweils die in der Ebene der betreffenden Scheibe wirkenden äußeren Kräfte an, d. h. zur Aufnahme der senkrechten Kräfte, Nutzlast und Eigengewicht, dienen die senkrechten Fachwerkscheiben, die Hauptträger, und zur Aufnahme der waagerechten Kräfte, Winddruck, Schlingerkräfte usf., dienen die waagerechten Fachwerkscheiben, die Windverbände bzw. die Querverbände. Gehören einzelne Stäbe zwei verschiedenen Fachwerkscheiben an, so werden die aus den einzelnen Fachwerkscheiben sich ergebenden Stabkräfte dieser Stäbe bei gleicher Laststellung summiert. Für diese Zerlegung in einzelne unabhängige Fachwerkscheiben wird es grundsätzlich als belanglos angesehen, ob einzelne der Fachwerkscheiben statisch bestimmt oder unbestimmt sind, oder ob sie durch biegungsfeste Rahmen, z. B. bei den Querverbänden, ersetzt sind. Nur wenn ein waagerechter Verband in einer gekrümmten Gurtung liegt — z. B. bei Balkenbrücken mit gekrümmten Gurtungen und besonders bei Bogenbrücken —, ist es üblich, die aus der Krümmung sich ergebenden senkrechten Zusatzkräfte auf die Hauptträger zu berücksichtigen. Aber auch hier bleibt die Berechnung stets nur auf eine Untersuchung von ebenen Scheiben beschränkt.

In Wirklichkeit ist dagegen jede Brücke ein räumliches Gebilde und wirkt statisch auch als solches, so daß, die übliche achtstäbige Auflagerung der Brücke vorausgesetzt, bei Belastung nur einer Fachwerkscheibe, z. B. durch Nutzlast oder Winddruck, auch die Stäbe der übrigen Scheiben Kräfte erhalten. Die Unterschiede zwischen den Stabkräften, die sich ergeben, wenn man die Brücke als räumliches Gebilde bzw. wenn man sie in der in der Praxis üblichen Weise als unabhängige ebene Fachwerkscheiben berechnet, sollen im folgenden mit „räumliche Zusatzkräfte" bezeichnet werden. Daß diese räumlichen Zusatzkräfte auftreten, läßt sich anschaulich durch folgende Betrachtung klarmachen:

Nimmt man an, daß bei einem aus mehreren Fachwerkscheiben, z. B. zwei Hauptträgern, zwei Windverbänden, zwei Querverbänden, bestehenden Brückentragwerk mit normaler achtstäbiger Auflagerung (s. Abb. 1 oben) der hintere Hauptträger infolge einseitiger Nutzlast stärker belastet sei als der vordere Hauptträger, so wird hierdurch der hintere Untergurt stärker gezogen als der vordere Untergurt. Mithin wird sich also auch der hintere Untergurt stärker dehnen als der vordere; infolgedessen wird sich der untere Windverband nach hinten ausbiegen. Diese seitliche Ausbiegung ruft aber ihrerseits wieder Stabkräfte in den Wand- und Auflagerstäben des unteren Windverbandes hervor. Wäre der vordere Hauptträger durch einseitige Nutzlast stärker belastet als der hintere Hauptträger, so erfolgte die Ausbiegung des unteren Windverbandes analog nach der anderen Seite. Teilbelastungen eines Hauptträgers rufen infolgedessen eine entsprechende Ausbiegung des unteren Windverbandes nach der Seite des stärker belasteten Hauptträgers hervor. Für den Fall, daß der eine Hauptträger von rechts und der andere Hauptträger von links aus jeweils bis zur Brückenmitte belastet ist, wird die seitliche Ausbiegung des Windverbandes eine S-förmige Gestalt annehmen. Dieser

Belastungsfall wird im folgenden mit „Kreuzbelastung“ bezeichnet. Sind beide Hauptträger gleichmäßig belastet, so wird die seitliche Ausbiegung Null, jedoch nur, wenn der Windverband zur Brückenachse symmetrisch ist (z. B. beim K-Verband).

Die seitlichen Ausbiegungen des oberen Windverbandes infolge einseitiger Verkehrslast sind infolge der in seinen Gurtungen auftretenden verschieden großen Druckspannungen in jedem Brückenquerschnitt den Ausbiegungen des unteren Windverbandes entgegengesetzt, also nach der Seite des am schwächsten belasteten Hauptträgers zu gerichtet.

Ganz analoge Betrachtungen lassen sich natürlich auch für einseitige Belastung des Dreigurtträgers anstellen.

Für die hierdurch bedingten räumlichen Zusatzkräfte, soweit sie sich auf den Viergurtträger beziehen, liegen für Bogenbrücken vor allem Untersuchungen von Müller-Breslau[1]), für Balkenbrücken Untersuchungen des Verfassers[2]) vor.

In der vorliegenden Arbeit soll nun versucht werden, die Größe dieser räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger zu ermitteln und miteinander zu vergleichen.

Allgemeine Grundlagen.

Den folgenden Untersuchungen ist ein Drei- bzw. Viergurtträger von der in Abb. 1 angegebenen Form, deren Hauptträger Parallelträger mit steigenden und fallenden Schrägen sind, zugrunde gelegt. Beide angenommenen räumlichen Tragwerke sind unverschieblich und innerlich

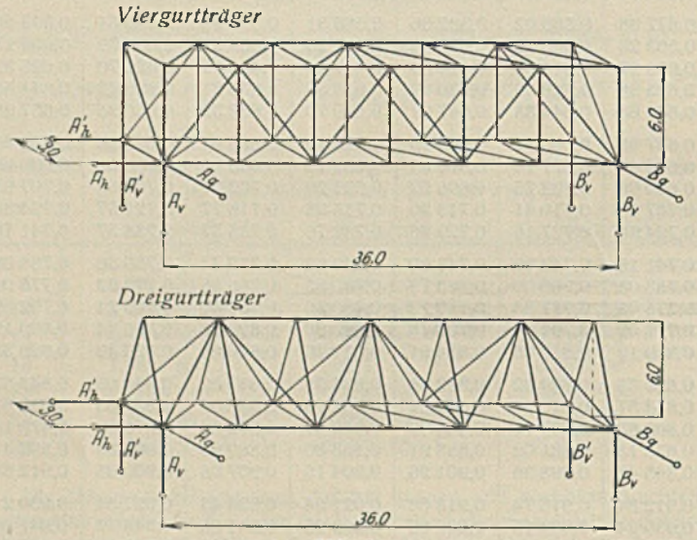


Abb. 1.

statisch bestimmt, da sie beide Föpplsche Flechtwerke darstellen, die dadurch gekennzeichnet sind, daß sie aus einzelnen Fachwerkscheiben bestehen, die auf dem Mantel eines zusammenhängenden Raumes liegen und aus lauter aneinanderstoßenden Dreiecken bestehen. Im übrigen läßt sich die statische Bestimmtheit dieser Raumfachwerke auch einfach durch Auszählen der Stäbe und Knoten beweisen. Hat der Brückenträger n Felder, dann hat der:

	Viergurtträger	Dreigurtträger
Gurtstäbe:	$4n$	$3n$
Hauptträger-Pfosten:	$2(n+1)$	$2(n+1)$
Windverband-Pfosten:	$2(n+1)$	$n+1$
Hauptträger-Schrägen:	$2n$	$2n$
Windverband-Schrägen:	$2n$	n
Querverband-Schrägen:	2	—
Stäbe:	$12n+6$	$9n+3$

Zur Abstützung eines räumlichen Fachwerks sind sechs Auflagerstäbe erforderlich, und es ist, falls diese vorhanden sind, die Zahl der Unbekannten

für den Viergurtträger: $12(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $9(n+1)$.

Nun ist die Anzahl der Knotenpunkte

für den Viergurtträger: $4(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $3(n+1)$.

Da bei jedem räumlichen Knotenpunkt drei Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein müssen, ergeben sich

für den Viergurtträger: $12(n+1)$,
für den Dreigurtträger: $9(n+1)$

Gleichgewichtsbedingungen, was das statisch bestimmte räumliche Fachwerk erheischt. Da jedoch bei den vorliegenden Tragwerken die Anzahl der Auflagerstäbe nicht sechs, sondern acht beträgt, so sind beide zu untersuchenden Tragwerke äußerlich zweifach statisch unbestimmt.

Statisch bestimmtes Hauptsystem.

Für den Viergurtträger wurde als statisch bestimmtes Hauptsystem das in Abb. 2a angegebene System gewählt. Bei derartigen Viergurtträgern empfiehlt es sich, als statisch überzählige Größen X_a und X_b je einen Wandstab des unteren und oberen Windverbandes zu wählen, und zwar am besten jeweils die Schräge im Endfeld auf der Seite des beweglichen Auflagers. Diese Wahl der statisch überzähligen Größen hat den Vorteil, daß sich die einzelnen der zu untersuchenden Belastungszustände über möglichst wenig Stäbe erstrecken, denn:

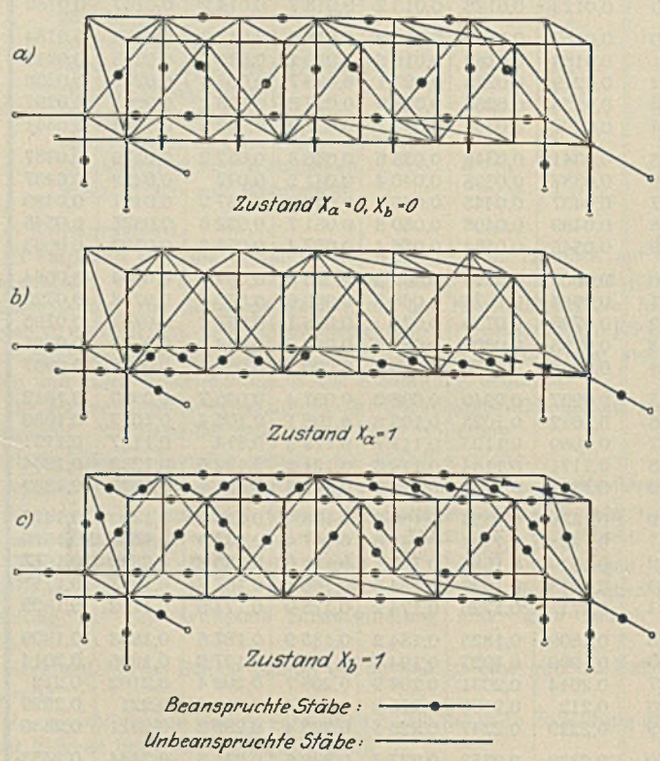


Abb. 2.

a) Der Einfluß der äußeren Kräfte P an einem Hauptträger erstreckt sich nur über den betreffenden Hauptträger selbst, belastet diesen also nur als ebene Fachwerkscheibe (s. Abb. 2a). Diese läßt sich dann nach den Regeln der ebenen Fachwerktheorie berechnen.

b) Der Zustand $X_a = +1$ erstreckt sich nur über die Stäbe des unteren Windverbandes (s. Abb. 2b). Auch dieser wird nur als ebene Fachwerkscheibe belastet.

c) Der Zustand $X_b = +1$ erstreckt sich nur über den oberen Windverband, die beiden Endquerverbände und die beiden Hauptträger (s. Abb. 2c). Zerlegt man die Kraft X_b jeweils in ihre beiden Teilkräfte senkrecht und parallel zur Brückenachse, so beanspruchen diese einzelnen Teilkräfte jeweils nur die Scheiben, in welchen ihre Kraftrichtung liegt, ebenfalls als ebene Fachwerkscheiben.

Der Beweis für die unter a) bis c) aufgestellten Behauptungen läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte, beginnend an den Knotenpunkten des beweglichen Windverbandfeldes, erbringen. Er ist in der bereits angezogenen Abhandlung des Verfassers durchgeführt und zahlenmäßig bewiesen.

Für den Dreigurtträger wurde als statisch bestimmtes Hauptsystem das in Abb. 3a angegebene System gewählt. Bei derartigen Dreigurt- trägern empfiehlt es sich, aus dem bereits oben angegebenen Grunde als statisch überzählige Größen je einen senkrechten und waagerechten Auflagerstab zu wählen, und zwar als senkrechten Auflagerstab einen auf der der belasteten Gurtung gegenüberliegenden Seite liegenden Auflagerstab, denn:

a) Der Einfluß der äußeren Kräfte P an einem Untergurt erstreckt sich nur über den der betreffenden Gurtung zugehörenden Hauptträger und den Windträger (s. Abb. 3a). Zerlegt man die äußeren Kräfte P in ihre in die Hauptträgerebene und die waagerechte Trägerebene fallenden Teilkräfte, so beanspruchen diese die zugehörenden Scheiben nur als ebene Fachwerkscheiben.

b) Der Zustand $X_a = +1$ erstreckt sich nur über den waagerechten Träger (s. Abb. 3b). Auch dieser wird nur als ebene Fachwerkscheibe beansprucht.

[1]) Müller-Breslau, Beiträge zur Theorie der Windverbände eiserner Brücken, Z. f. Bauwes. 1904, S. 114 und 1905, S. 133.

[2]) Bergfelder, Über den Einfluß der senkrecht wirkenden Verkehrsbelastung auf die waagerechten Verbände eiserner Balkenbrücken, Dissertation, Aachen 1928.

c) Der Zustand $X_b = +1$ erstreckt sich nur über den waagerechten Träger und die Schrägen der Hauptträger, deren Stabkräfte sämtlich gleich sind mit entgegengesetzten Vorzeichen.

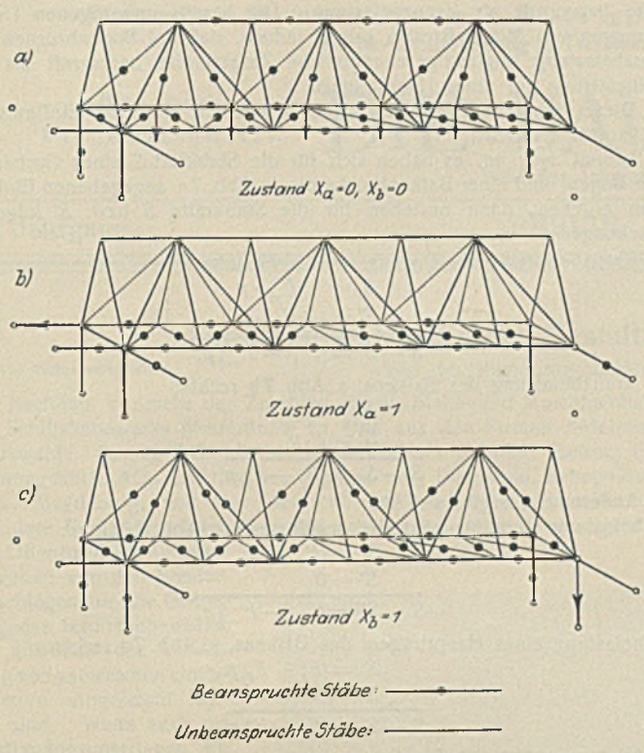


Abb. 3.

Der Beweis für die für den Dreigurtträger unter a) bis c) aufgestellten Behauptungen soll hier erbracht werden:

Zu a): Da A'_h gleich Null ist, müssen aus Gleichgewichtsgründen auch sämtliche anderen waagerechten Auflagerstäbe Null sein. Da ferner B_v gleich Null ist, muß auch A_v Null sein. Mithin ist bei dem ersten und letzten Untergurtknoten des vorderen Hauptträgers keine Kraft möglich, die außerhalb der Ebene des waagerechten Trägers wirkt. Somit muß also auch die erste und letzte Schräge des vorderen Hauptträgers spannungslos sein. Daß dann die übrigen Wandstäbe des vorderen Hauptträgers ebenfalls spannungslos sein müssen, läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte nachweisen. Diese an sich elementaren Überlegungen hier anzustellen, verbietet der zur Verfügung stehende Raum.

Zu b): Da B_v gleich Null ist, müssen auch die drei übrigen senkrechten Auflagerstäbe Null werden; da ferner der äußeren Kraft $A'_h = X_a$ durch die drei übrigen waagerechten Auflagerstäbe das Gleichgewicht gehalten wird und diese mit dem waagerechten Träger in einer Ebene liegen, kann an keinem Knotenpunkt eine Kraft mit einer Teilkraft außerhalb der Ebene des waagerechten Trägers auftreten, es müssen also alle außerhalb dieser Ebene liegenden Stäbe Null werden.

Zu c): Da A'_h gleich Null ist, müssen aus Gleichgewichtsgründen auch sämtliche anderen waagerechten Auflagerstäbe Null sein. Die senkrechten Auflager bestimmen sich aus Momentengleichungen um die Verbindungslinien $\overline{AA'}$ bzw. $\overline{AB}$ zu: $X_b = B_v = A'_v = +1$, $A_v = B'_v = -1$. Da also die Auflagerkräfte auf einer Brückenseite gleich groß und entgegengesetzt sind, läßt sich für die Obergurtstäbe durch Momentengleichungen um die den betreffenden Obergurtstäben gegenüberliegenden Querträgerachsen nachweisen, daß die Obergurtstäbe Null werden. Daß die senkrechten Stäbe der Hauptträger spannungslos sein müssen, läßt sich durch einfache Gleichgewichtsbetrachtungen um die einzelnen Knotenpunkte nachweisen.

Die vorstehend angegebene Wahl der statisch überzähligen Größen hat für beide Trägerarten noch den großen Vorteil, daß die Stabkräfte S_o am statisch bestimmten Hauptsystem gleich den Stabkräften sind, die sich für das System ergeben würden, wenn man das System nach der üblichen Berechnungsweise als ebene Scheiben berechnen würde. Man erhält also bei der statischen Untersuchung sofort die Größe der räumlichen Zusatzkräfte zu $\Delta S = S_a X_a + S_b X_b$.

Durchgerechnetes Zahlenbeispiel.

Für die zu untersuchenden Fachwerkträger nach Abb. 1 wurden der statischen Berechnung folgende Stabquerschnitte zugrunde gelegt:

Hauptträger:	Viergurtträger	Dreigurtträger
Obergurte	9,0 cm²	15,0 cm²
Untergurte	9,0 „	10,0 „
Schrägen	5,0 „	6,0 „
Senkrechten	5,0 „	6,0 „
Oberer Windverband:		
Schrägen	1,0 „	—
Senkrechten	1,0 „	—
Unterer Windverband:		
Schrägen	1,5 „	2,0 „
Senkrechten	3,0 „	3,5 „
Endquerverbände:		
Schrägen	3,0 „	—

Als äußere Belastung wurde in den Untergurtknotenpunkten des jeweils belasteten Hauptträgers die Last $P = 1\,t$ angenommen, und dann die Berechnung nach dem oben angegebenen Berechnungsgang für beide Tragwerke durchgeführt.

Die sich bei Belastung nur des hinteren Untergurtes ergebenden räumlichen Zusatzkräfte sind in Abb. 4 aufgetragen, und zwar derart, daß die Flächeninhalte der in die einzelnen Stäbe gezeichneten Kreise der Größe der in den betreffenden Stäben auftretenden räumlichen Zusatzkräfte verhältnisgleich sind.

Hinterer Untergurt voll belastet

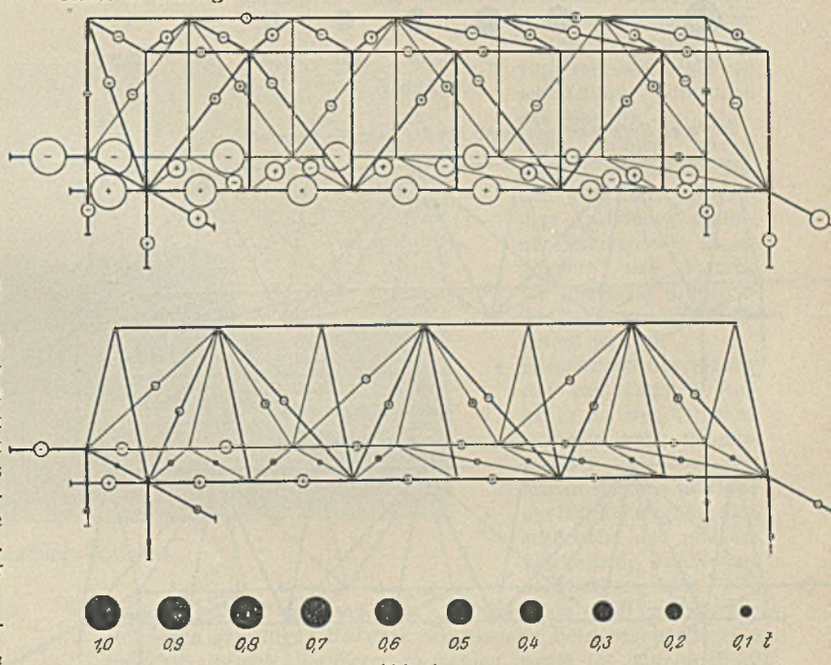


Abb. 4.

Sodann wurden die Träger für die beiden weiteren Belastungsfälle untersucht, daß der hintere Untergurt von rechts bis zur Brückenmitte und daß der vordere Untergurt von links bis zur Brückenmitte belastet sei. Die für diese beiden Belastungsfälle sich ergebenden räumlichen Zusatzkräfte sind analog in Abb. 5 und 6 aufgetragen.

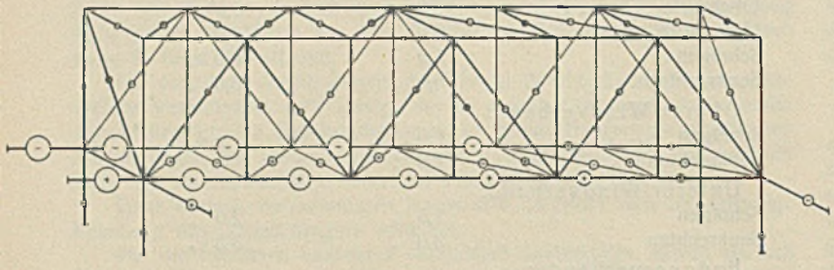
Wie aus diesen Zusammenstellungen zu ersehen ist, sind die räumlichen Zusatzkräfte bei beiden Systemen für Vollbelastung eines Untergurtes für alle Stäbe, Fachwerkstäbe wie Auflagerstäbe, am größten.

Teilbelastungen eines Untergurtes rufen selbstverständlich in den Wandstäben der Hauptträger größere Stabkräfte als Vollbelastung hervor, jedoch bleiben die räumlichen Zusatzkräfte stets unter dem Wert für Vollbelastung des betreffenden Untergurtes.

Durch Superposition der beiden in Abb. 5 bzw. in Abb 6 wiedergegebenen Kräftezustände ergeben sich die räumlichen Zusatzkräfte für Kreuzbelastung. Es zeigt sich, daß für beide Systeme für Kreuzbelastung die räumlichen Zusatzkräfte außerordentlich gering sind, da die Kräfte der Einzelzustände nahezu gleich sind, aber entgegengesetztes Vorzeichen haben.

Den verhältnismäßig größten Einfluß haben die räumlichen Zusatzkräfte auf die Untergurtstäbe der Hauptträger. Diese großen räumlichen Zusatzkräfte werden jedoch im allgemeinen dem Tragwerk nicht gefährlich, da die Querschnittsermittlung der Stäbe nicht für Vollbelastung nur eines Hauptträgers, sondern für Vollbelastung beider Hauptträger erfolgt; für diesen Belastungsfall werden aber die räumlichen Zusatzkräfte in den Untergurten zu Null. Wie in der bereits angezogenen Abhandlung des Verfassers gezeigt wurde, trifft dieses jedoch genau nur für symmetrisch zur Brückenachse angeordnete Windverbände zu.

Hinterer Untergurt von rechts bis Brückenmitte belastet



Vorderer Untergurt von links bis Brückenmitte belastet

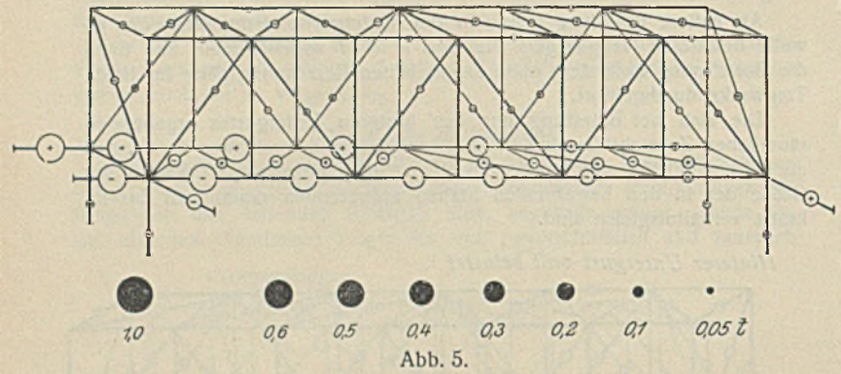
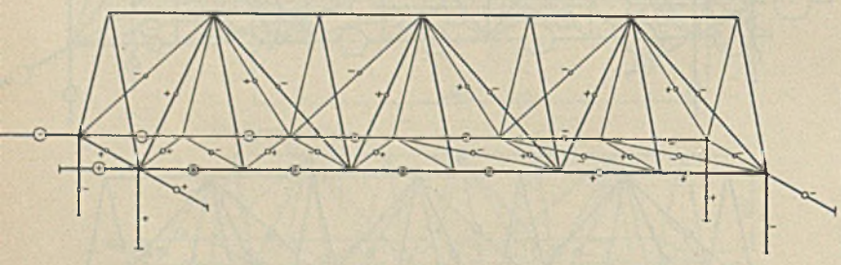
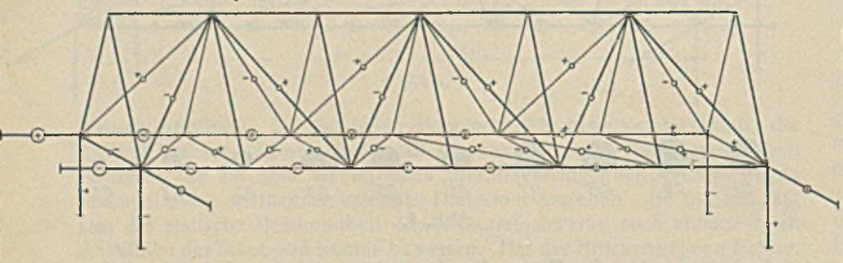


Abb. 5.

Hinterer Untergurt von rechts bis Brückenmitte belastet



Vorderer Untergurt von links bis Brückenmitte belastet



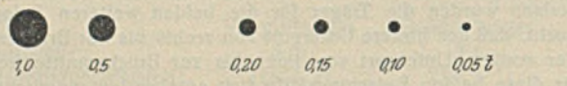


Abb. 6.

Bogen *Balken*

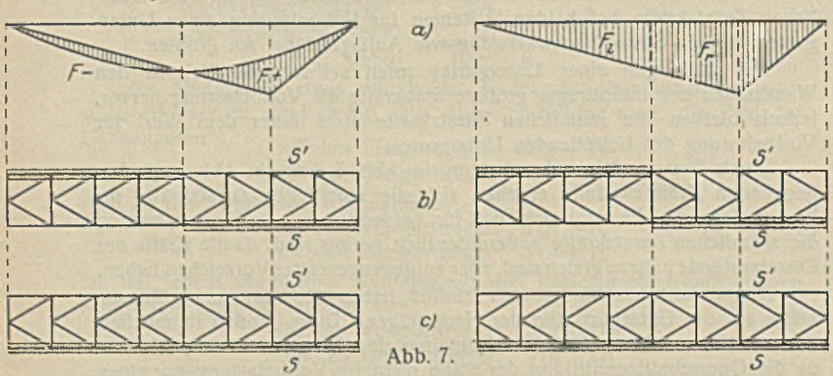


Abb. 7.

Das wichtigste Ergebnis der Abb. 4 bis 6 ist jedoch der Nachweis, daß sich der Dreigurtträger für alle Belastungsfälle bezüglich der räumlichen Zusatzkräfte entschieden günstiger verhält als der Viergurtträger, und es ist somit auch zahlenmäßig die größere Verwindungsfestigkeit des Dreigurtträgers gegenüber dem Viergurtträger nachgewiesen.

Räumliche Zusatzkräfte beim Balken und Bogen.

Die vorliegenden Untersuchungen ergaben, daß bei Balkenbrücken Vollbelastung eines Hauptträgers erheblich größere räumliche Zusatzkräfte hervorruft als Kreuzbelastung. Die bereits angezogenen Untersuchungen von Müller-Breslau zeigen jedoch, daß bei Bogenbrücken die Kreuzbelastung ungünstigere räumliche Zusatzkräfte hervorruft als die Vollbelastung nur eines Hauptträgers.

Dieser scheinbare Widerspruch läßt sich mit Hilfe der Einflußlinien anschaulich erklären:

Nimmt man an, es haben sich für die Stabkraft S eines Gurtstabes einer Bogen- und einer Balkenbrücke die in Abb. 7a angegebenen Einflußlinien ergeben, dann bestehen für die Stabkräfte S bzw. S' folgende Beziehungen:

Bei Kreuzbelastung des Bogens, s. Abb. 7b links:

$$\begin{aligned} S &= F_+ \cdot p \\ S' &= -F_- \cdot p \\ \hline S - S' &= (F_+ + F_-)\,p, \end{aligned}$$

Bei Kreuzbelastung des Balkens, s. Abb. 7b rechts:

$$\begin{aligned} S &= F_r\,p \\ S' &= F_l\,p \\ \hline S - S' &= (F_r - F_l)\,p, \end{aligned}$$

Andererseits ergibt sich für:

Vollbelastung eines Hauptträgers des Bogens, s. Abb. 7c links:

$$\begin{aligned} S &= (F_+ - F_-)\,p \\ S' &= 0 \\ \hline S - S' &= (F_+ - F_-)\,p, \end{aligned}$$

Vollbelastung eines Hauptträgers des Balkens, s. Abb. 7c rechts:

$$\begin{aligned} S &= (F_r + F_l)\,p \\ S' &= 0 \\ \hline S - S' &= (F_r + F_l)\,p. \end{aligned}$$

Hieraus ergibt sich für den:

Bogen:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F_+ + F_-}{F_+ - F_-},$$

Balken:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F_r - F_l}{F_r + F_l}.$$

Nimmt man nun z. B. an, daß für die vorliegenden Einflußlinien für:

Bogenbrücke: $F_+ = {}^2/_3 F$; $F_- = {}^1/_3 F$; $F_+ + F_- = F$,

Balkenbrücke: $F_r = {}^2/_3 F$; $F_l = {}^1/_3 F$; $F_r + F_l = F$,

ist, dann wird für:

Bogenbrücke:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{F}{{}^1/_3 F} = 3,$$

Balkenbrücke:

$$\frac{\Delta S_{\text{Kreuzbel.}}}{\Delta S_{\text{Vollbel.}}} = \frac{{}^1/_3 F}{F} = {}^1/_3.$$

Bei der Bogenbrücke ist also die räumliche Zusatzkraft bei Kreuzbelastung ungefähr dreimal so groß als bei Vollbelastung nur eines Hauptträgers; bei der Balkenbrücke dagegen ist für den betreffenden Stab die räumliche Zusatzkraft bei Kreuzbelastung nur ungefähr $^1/_3$ von der räumlichen Zusatzkraft bei Vollbelastung nur eines Hauptträgers.

Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht“, Heft 13, 1930, S. 145 ff.

Einige Rückfragen über diesen Bericht geben Veranlassung, über die Art der Schweißung eine kurze Feststellung nachzutragen. Während die im Teil II (Vorversuche mit Schweißeisen) behandelten Probestücke aus Schweißeisen ausschließlich autogen geschweißt waren, wurde bei den Hauptversuchen (Teil III des Berichtes) mit einer Ausnahme das elektrische Verfahren verwendet. In Ergänzung der Zahlentafel auf S. 146 sei bemerkt, daß der Versuchsstab Nr. 7 autogen, die Versuchsstäbe Nr. 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 elektrisch geschweißt waren. Dabei ist noch hervorzuheben, daß für die elektrische Schweißung blanke, nichtumhüllte Elektroden normaler Güte benutzt sind, sowie daß die autogen hergestellte Schweißnaht ungehämmert, also unvergütet zum Versuch gelangte.

Kayser.

INHALT: Statische und konstruktive Betrachtungen über den Stahlskelettbau. — Beitrag zur Beurteilung der Ausführung von Schallisolierungen in Gebäuden. (Schluß.) — Die räumlichen Zusatzkräfte beim Drei- und Viergurtträger. — Ergänzung zu dem Aufsatz „Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißnaht“.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.