

DIE BAUTECHNIK

14. Jahrgang

BERLIN, 29. Mai 1936

Heft 23

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwicklung der Technischen Hochschule Darmstadt.

Von Prof. Dr.-Ing. Hübener, derzeitigem Rektor.

Die Technische Hochschule Darmstadt ist hervorgegangen aus der Höheren Gewerbeschule, die im Jahre 1836 unter der Leitung des ersten Direktors Schacht entstand. Sie erfuhr mancherlei Umänderungen ihres Aufgabenbereiches, und im Jahre 1859 erhielt sie unter ihrem zweiten Direktor Külp die Einrichtung einer polytechnischen Schule mit zwei allgemeinen Klassen und fünf Fachklassen. Die Zulassung zu der akademisch-technischen Prüfung war noch an den Nachweis eines dreijährigen Universitätsstudiums geknüpft. Diese Bestimmung wurde im Jahre 1869 aufgehoben, und von diesem Zeitpunkt an konnte die Vorbereitung zum höheren Staatsdienst im Bau- und Ingenieurfach ganz in Darmstadt vor sich gehen.

Außer der Vorschule, die „Allgemeine Schule“ genannt wurde, wies die Anstalt fünf technische Schulen auf, nämlich die Bauschule, die Ingenieurschule, die Maschinenbauschule, die chemisch-technische Schule und die landwirtschaftliche Schule. Im Jahre 1877 nahm die Polytechnische Schule die Bezeichnung „Technische Hochschule“ an.

Die Art des Unterrichts in den technischen Gebieten hatte sich in den letzten Jahrzehnten erheblich geändert. Im Anfang war es ein wesentlich theoretischer Fachunterricht. Mit Einführung der Laboratorien erhielt die wissenschaftliche Forschung erst festen Boden.

Das erste eigentliche technische Institut war wohl das für Elektrotechnik in Darmstadt. Unter dem Eindruck der Ausstellung in Paris 1881 und München 1882 wurde von der Hessischen Regierung die Anregung gegeben, eine Professur für Elektrotechnik zu schaffen. Da die Stadt für die finanziellen Verpflichtungen aufkam, so konnte bereits im November 1882 der neue Lehrstuhl von dem Münchener Privatdozenten Dr. Erasmus Kittler übernommen werden. Durch die Schaffung der Abteilung für Elektrotechnik nahm die Zahl der Studierenden wieder erheblich zu. Damit war die drohende Gefahr der Schließung der Hochschule im Jahre 1882 wegen zu geringen Besuches abgewandt.

Mit dem Wachsen der Zahl der Studierenden machte sich schnell Platzmangel geltend. Das alte Gebäude am Kapellplatz genügte nicht mehr. In den Jahren 1892 bis 1895 wurde die neue Hochschule nach Wagners Entwurf im Herrngarten errichtet. Im Jahre 1896 überschritt die Zahl der Besucher 1000 und im Jahre 1906 2000. Bei diesem starken Anwachsen der Zahl der Studierenden nach 1895 wurden die vorhandenen Räume bald zu eng. Daher wurde die Hochschule in den ersten Jahren des neuen Jahrhunderts auf das Doppelte vergrößert.

Durch Erweiterung und Schaffung neuer Laboratorien wurden die größten Anstrengungen gemacht, um Darmstadt in der vordersten Reihe der deutschen Technischen Hochschulen zu halten. Im Jahre 1902 wurde das Laboratorium für Wasserkraftmaschinen in Benutzung genommen und das Institut für Papierfabrikation in Verbindung mit einer amtlichen Prüfungsstelle eingerichtet. So wurde im Jahre 1907 ein groß angelegtes Maschinenbaulaboratorium gebaut und ein mustergültiges Wasserbaulaboratorium angelegt. Schon früh — im Jahre 1913/14 — wandte die Hochschule ihr besonderes Augenmerk der Luftfahrt zu, die sich in ausgezeichneter Weise zum Ansehen der Hochschule entwickelte.

Die Zeit nach dem Weltkrieg stellte an alle Technischen Hochschulen besondere Anforderungen. Man sah ein, daß die bisherige Ausbildung bei dem gewaltigen Anwachsen des technischen Stoffes nicht mehr zweckmäßig war. An den notwendigen Reformen beteiligte sich die Technische Hochschule Darmstadt in hohem Maße. Notwendig war eine Einengung des Umfanges des Lehrstoffs bei stärkerer Betonung der grundlegenden Fächer.

Heute weist die Technische Hochschule folgende Abteilungen auf:

1. Architektur,
2. Bauingenieurwesen,
3. Maschinenbau,
4. Elektrotechnik,
5. Chemie,
6. Mathematik und Naturwissenschaften,
7. Kultur- und Staatswissenschaften.

Die Architekturabteilung steht in ihrer Gesamtheit auf dem Boden einer gesunden Bautradition, die ihre Wurzeln hat in dem Wirken Schäfers und fortgesetzt wurde durch Ostendorf, Roth und Hummel. Die Abteilung setzt sich wie folgt zusammen:

Lehrstuhl für Baukunst des Mittelalters. Hier werden die künstlerischen und handwerklichen Ergebnisse der Bauten des deutschen Mittelalters bis zum Ausgang des Barock gepflegt. Insbesondere wird auch die Entwicklung des Sakralbaues gezeigt.

Lehrstuhl für Städtebau. Er befaßt sich mit der gesamten Entwicklung des Städtebaues von der Antike bis auf die heutige Zeit. Verbunden damit ist ein besonderer Lehrauftrag für Antike.

Lehrstuhl für den inneren Ausbau. Wie der Name sagt, befaßt er sich mit der Durcharbeitung und Ausstattung von Bauwerken aller Art. Hier wird dem werdenden Architekten die Kenntnis für das gediegene Handwerk nahegebracht.

Lehrstuhl für Baukonstruktionen. Bei diesem Lehrstuhl sind sämtliche Gebiete der Baukonstruktion von den einfachsten bis zu den schwierigsten Fragen, die Baustoffkunde und die Bauwirtschaft zusammengefaßt.

Weiter sind noch vorhanden die Lehrstühle für Kunstgeschichte und die Entwicklung der gesamten Baukunst und für Aktzeichnen, zeichnerische Darstellung und angewandte Plastik. Durch besondere Lehraufträge sind noch vertreten die Gebiete der architektonischen Malerei, der Statik und des Eisenbetonbaues und die Gestaltung einfacher Bauten.

Die Abteilung für Bauingenieurwesen umfaßt fünf Lehrstühle:

1. Lehrstuhl für konstruktiven Ingenieurbau, Brückenbau, Stahl- und Eisenbetonbau (Prof. Dr.-Ing. Kayser). Er bringt zunächst aus allen Ingenieurgebieten die Grundlagen des Eisen-, Eisenbeton- und Brückenbaues, d. h. es werden vor allen Dingen Baustofffragen und Einzelheiten des Zusammenbaues behandelt. Dann aber werden die allen Bauingenieuren nötigen Kenntnisse im Brückenbau vermittelt. Als Lehrbeauftragte stehen ihm zur Seite Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel für das weitere Gebiet des Eisenbetonbaues und insbesondere des Eisenbetonhochbaues, und Prof. Dr.-Ing. Troche für den Holzbau. Zur gründlichen Durchbildung des Studierenden ist mit dem Lehrstuhl ein Ingenieurlaboratorium verbunden, in dem Bauteile des Stahl- und Eisenbetonbaues untersucht werden.

2. Lehrstuhl für Wasserbau, Wasserwirtschaft und Kulturbauwesen (Prof. Dr.-Ing. Thürnau). Der Lehrstuhl befaßt sich mit den Fragen der Gewässerkunde, der Wasserwirtschaft, des Wasserstraßenwesens und des Fluß-, See- und Kulturbauwesens. Zum Lehrstuhl gehört die durch Koch gegründete Wasserbauversuchsanstalt, die zur Zeit zur größten Anstalt dieser Art umgebaut wird. Es werden hier umfangreiche Versuche über Wehr- und Schützenformen, Auskolkungen hinter Wehren usw. gemacht.

3. Lehrstuhl für Städte- und Straßenbau (Prof. Knipping). Das Gebiet des Grundbaues ist seit 1934 abgetrennt und dem Oberingenieur der Holzmann AG, Dr.-Ing. Bastian, als Lehrauftrag übertragen. Das Lehrgebiet des Lehrstuhls umfaßt den Städtebau mit den Bebauungsplänen, das städtische Siedlungs- und Verkehrswesen, den gesamten Straßenbau (Land- und Stadtstraßenbau) sowie den städtischen Tiefbau (Wasserversorgung, Entwässerung und Reinhaltung der Städte). Für die Lehre, Forschung und Prüfung im Straßenbau ist eine seit 1926 mit Unterstützung des Reiches eingerichtete Straßenaufbauforschungsanstalt vorhanden. Dem Leiter des Instituts, Regierungsbaumeister a. D. Götz, ist ein Lehrauftrag für ein Praktikum erteilt. Ferner hat der Zivilingenieur Dipl.-Ing. Gaul einen Lehrauftrag für seminaristische Unterweisung in der Wasserversorgung und Entwässerung der Städte erhalten.

4. Lehrstuhl für Eisenbahn- und Verkehrswesen (zur Zeit Reichsbahnoberrat Richard). Der Lehrstuhl führt die Studierenden zunächst allgemein in das Gebiet des Verdichtungswesens, die Linienführung von Verkehrsstraßen, den Erdbau und die Verkehrswirtschaft der Landverkehrsmittel ein. Dann bildet er die Bauingenieure und die Reichsbahnwärter der anderen Abteilungen im Eisenbahnbau- und Betriebswesen und in Betriebsfragen der übrigen Landverkehrsmittel aus. Die Betriebsausbildung ist mit der Einführung in das Eisenbahnsicherungs- wesen verbunden, die sich größtenteils im Lehrstellwerke mit seinen Apparaten und Anschauungsgegenständen abspielt.

5. Lehrstuhl für Statik der Baukonstruktionen, Stahlhochbau und bewegliche Brücken (Prof. Dr.-Ing. Kammer). Er führt die Studierenden in die Grundlagen der Statik und das Gebiet des Erd-

drucks ein. Seine weiteren Vorlesungen umfassen die höhere Statik, den Stahlhochbau, insbesondere den Industriebau in Stahl und die beweglichen Brücken.

Neben diesen Vorlesungen werden Sondervorlesungen gehalten, z. B. über höhere Statik der räumlichen Fachwerke und über Nebenspannungen (Prof. Dr. Dr. Schlink), Holzbaufragen (Prof. Dr.-Ing. Troche), Kulturbau und Kulturtechnik (Ministerialrat i. R. Heyl), Agrilkulturchemie (Dr.-Ing. Schmitt), Baumaschinen und Baubetriebe (Dipl.-Ing. Wetzel) und Vermessungswesen (Prof. Dr. Hohenner).

Lehrplan und Prüfungsordnung sind so aufgestellt, daß für Staat, Gemeinden und Privatwirtschaft Bauingenieure ausgebildet werden, die sich auf allen Gebieten zurechtfinden können.

Die Maschinenbauabteilung umfaßt die folgenden Lehrstühle: Wärmekraftmaschinen, Maschinen-Elemente und technische Betriebslehre, Werkstoffkunde und Einführung in den Maschinenbau und Maschinenzeichnen, Mechanische Technologie und Werkzeugmaschinen und Schweißtechnik, Wasserkraftmaschinen und Hydraulik, Fördertechnik und Eisenbahnfahrzeuge, Wärmetechnik, Papierfabrikation, Flugwesen.

Die Lehrpläne dieser Abteilung sind derartig gestaltet, daß es den Studierenden möglich ist, sich in verschiedenen Fachrichtungen bevorzugt auszubilden, wie z. B. auf dem Gebiete des Gasingenieurwesens, des Papierfabrikationswesens, der Luftfahrt, des Eisenbahn- und Verkehrswesens, der Werkstoffkunde und Werkstoffprüfung.

Zur Ergänzung der Vorträge und zur Anleitung der Studierenden in wissenschaftlichen Untersuchungsverfahren sind fast alle Lehrstühle mit entsprechenden Laboratorien ausgestattet.

Dem Lehrstuhl für Wärmekraftmaschinen ist angegliedert das Kraftwerk. Seine Einrichtungen wurden im Jahre 1929/30 erheblich umgestaltet. Um Erfahrungen in der Erzeugung und Verwendung hochgespannten Dampfes zu sammeln, wurde der Kesseldruck auf 83 atü festgesetzt. Bei der Entspannung des Dampfes in einer Turbinenanlage bis auf den Heißdampfdruck wird dabei über den Eigenbedarf der Hochschule elektrische Energie gewonnen.

Mit dem Lehrstuhl für Werkstoffkunde ist die Materialprüfungsanstalt verbunden. Die besondere Eigenart der Darmstädter Materialprüfungsanstalt ist die Betrachtung der ganzen Werkstofffrage vom Standpunkte des Konstrukteurs aus. Eine wirklichkeitsgetreue Konstruktionslehre kann nur aufgebaut werden, wenn alle im Betrieb an einem Bauteil auftretenden Verhältnisse genau erfaßt werden. Zu diesem Zwecke ist eine genaue Ermittlung der Dauerfestigkeitswerte aller Konstruktionswerkstoffe erforderlich. Das bedeutet den Übergang von der physikalischen Werkstoffprüfung an Probestäben zur Prüfung von Formelementen und schließlich sogar Konstruktionsteilen unter betriebsmäßigen Bedingungen.

Eine Besonderheit der Technischen Hochschule Darmstadt bildet das Papieringenieurwesen. Der Lehrstuhl entstand aus den Bedürfnissen der Papier- und Zellstoffindustrie. Sie hat sich in steigendem Maße dieser wissenschaftlich geschulten Kräfte bedient und dadurch vermocht, mit anderen Ländern in erfolgreichem Wettbewerb zu bleiben.

An der großartigen Entwicklung des Segelflugwesens ist Darmstadt vor allem durch die Akademische Fliegergruppe wesentlich beteiligt. 1925 wurde ein Lehrstuhl für Flugmeteorologie und im Jahre 1935 ein Windkanal von beachtenswerten Ausmaßen geschaffen.

Die Abteilung für Elektrotechnik umfaßt die folgenden Lehrstühle
Elektromaschinenbau und elektromotorische Betriebe,
Hochspannungstechnik und elektrische Meßtechnik,
Fernmeldetechnik, Elektrische Anlagen und Bahnen und außerdem einen Lehrauftrag für Elektrizitätswirtschaft.

Für die Ausbildung der Studierenden und für Forschungszwecke sind allen Lehrstühlen gut ausgerüstete Institute angegliedert. In den letzten Jahren wurden neu errichtet das Hochspannungslaboratorium und das Institut für Fernmeldetechnik.

In der Abteilung für Chemie sind fünf Institute vorhanden, von denen drei, das Institut für Anorganische und Physikalische Chemie, das Institut für Organische Chemie und das Chemisch-Technische Institut der allgemeinen Ausbildung der Chemiker dienen. Das Institut für chemische Technologie des Zellstoffs und Papiers und das Institut für Gerbereichemie geben weiterhin die Möglichkeit einer zusätzlichen Ausbildung auf diesen wichtigen Sondergebieten.

In der Abteilung für Mathematik und Naturwissenschaften werden in erster Linie die Grundwissenschaften für alle Fachrichtungen, nämlich Mathematik, Mechanik und Physik und insbesondere für die Architektur- bzw. Bauingenieurabteilung Geologie und Geophysik und für die Lehramtskandidaten Botanik und Zoologie behandelt.

Die Mathematik, die durch drei Lehrstühle vertreten ist, bevorzugt die konkreten, anschaulichen Verfahren. Der Unterricht in Mathematik und Mechanik ist grundsätzlich neu aufgebaut worden, um die Studierenden in der mathematisch-naturwissenschaftlichen Denk- und Arbeitsweise zu erziehen und sie andererseits zur Lösung technischer Probleme zu befähigen.

In der Mechanik, vertreten durch zwei Lehrstühle, wird Wert darauf gelegt, unter Heranziehung von Modellen und graphischen Methoden die einfachen Grundbegriffe klar herauszustellen. Im Laboratorium wird besonders die Schwingungslehre gepflegt.

Die Physik umfaßt die Experimentalphysik verbunden mit einem Institut, das umfassende experimentale Hilfsmittel für spektroskopische Arbeiten enthält, und die technische Physik, die die werkstofftechnischen Erfahrungen für konstruktive Verwendung prüft und die physikalischen Ergebnisse bis zur Übertragung auf das technische Gebiet fördert. Zur weiteren Ausbildung dienen noch die theoretische Physik und die Röntgenphysik.

Die Geologie ist verbunden mit einem Institut für Geologie und Gesteinskunde. Es ist eine wichtige Beratungsstelle für die Steinindustrie und eine wertvolle Forschungsstätte, die der Abteilung für Bauingenieurwesen und der Architektur von Nutzen ist.

Abteilung für Kultur- und Staatswissenschaften. Die Wissensgebiete dieser Abteilung haben die Aufgabe, die Bildung der mannigfachen Besucher der Hochschule zu ergänzen, indem sie ihnen den wissenschaftlichen Anschluß an das weitere geistige und kulturelle Leben der Nation vermitteln. Die Abteilung setzt sich zusammen aus den Lehrstühlen für Wirtschaftswissenschaften, für Betriebswirtschaftslehre, für Philosophie und Psychologie und den Lehraufträgen für Rechtswissenschaft.

Die Technische Hochschule Darmstadt hat in ihrer hundertjährigen Entwicklung die von ihr erkannten Bedürfnisse der zweckmäßigen technischen Ausbildung stets durch organische Weiterentwicklung ihrer Lehrformen und ihrer Einrichtungen durch Ausscheiden und Neuaufbau zu befriedigen versucht. Sie stand bei diesen Bestrebungen immer in engster Fühlung mit der technischen Praxis. Die zweckmäßige Ingenieurausbildung ist eine Lebensfrage für unsere deutsche Technik, ja für unser ganzes Volk — heute mehr als früher. Die Frage, ob der Weg, den unsere Hochschule eingeschlagen hat, der richtige war, kann bedingungslos bejaht werden. Unsere Hochschule wird auch im neuen deutschen Staat Adolf Hitlers mit allen Kräften dazu beitragen, daß unserer deutschen Technik eine neue Blütezeit entsteht.

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Bogentragwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. Emil Kammer, Technische Hochschule Darmstadt.

In den folgenden Betrachtungen handelt es sich um die praktische Berechnung statisch unbestimmter Bogenträger unter Berücksichtigung fester oder beweglicher Lastzustände. Die Tragwerke mit veränderlichem Querschnitt werden in der bekannten Weise als Stabzüge aufgefaßt, die zwischen den Lastangriffspunkten, den Knotenpunkten, geradlinig verlaufen. Bei den mehrfach statisch unbestimmten Systemen sind außer den verschiedenen äußeren noch eine Reihe virtueller Lastzustände zu untersuchen. Der Umfang der Rechnungen wächst infolgedessen stark an, und es liegt daher das Bedürfnis vor, den Rechnungsgang recht einfach und übersichtlich zu gestalten. Die vorgeschlagenen Verfahren sind an Hand vieler Zahlenrechnungen ausprobiert; sie lassen sich meistens übersichtlich in Tafelform durchführen, auch erhält man bei den Zwischenrechnungen vielfach Kontrollen der Zahlenrechnungen. Um die Auflösung der Elastizitätsgleichungen zu vereinfachen, ist es wichtig, daß möglichst viele Beiwerte δ_{ik} der statisch unbestimmten Größen X Null werden, um so unabhängige Gleichungen zu erhalten. Hierbei ist auf die Ausnutzung der Symmetrie zu achten; auch leistet die Wahl statisch unbestimmter Hauptsysteme gute Dienste. In den folgenden Beispielen sind kurz

mehrere Lösungen angegeben, weil es beim Nachprüfen statischer Berechnungen zweckmäßig ist, einen von der ersten Rechnung möglichst unabhängigen Lösungsgang einzuschlagen.

Bei eingespannten Konstruktionen, wie beim Eingelenkbogen und dem eingespannten Bogen, müssen außer der in der Praxis meistens nur berücksichtigten vollen Einspannung — die man ja nicht immer bei der Ausführung erreichen kann — etwaige Bewegungen der Widerlager Berücksichtigung finden.

1. Zusammenstellung der theoretischen Grundlagen.

Die folgenden Formeln gelten allgemein für beliebige, statisch unbestimmte Systeme; die Beispiele beschränken sich dagegen nur auf Bogentragwerke.

Die klassische Statik setzt voraus, daß die Formänderungen des untersuchten Tragwerks so klein sind, daß sie bei der Ermittlung der statisch unbestimmten Größen vernachlässigt werden dürfen; ferner, daß bei biegefesten Konstruktionen die Naviersche Biegeungstheorie gilt. Mit diesen Annahmen kommt man bei der Berechnung statisch un-

bestimmter Systeme auf lineare Elastizitätsgleichungen. Diese pflegt man gewöhnlich nach dem Vorgang von Mohr, Müller-Breslau u. a. mit Hilfe der Arbeitsgleichung abzuleiten. Das Superpositionsgesetz gestattet jedoch, sofort für jede beliebige statische Größe Y eines statisch unbestimmten Trägers den folgenden Ansatz anzuschreiben:

$$(1) \quad Y = Y_0 + \sum_{k=1}^{k=n} Y_k X_k + Y_l + Y_w.$$

In dieser Gleichung bedeutet Y_0 den Anteil von Y infolge der äußeren Belastung. Dieser Anteil entsteht, wenn alle statisch unbestimmten Größen $X=0$ gesetzt werden, oder mit anderen Worten, wenn die äußere Belastung an dem statisch bestimmten Hauptsystem wirkt (Zustand $X=0$). Y_k ist der Anteil von Y infolge der Belastung $X_k=1$ am statisch bestimmten Hauptsystem. Y_l gibt den Einfluß der Wärmeänderung, Y_w den Einfluß der Widerlagerverschiebungen an. Diese Anteile sind ebenfalls am statisch bestimmten Hauptsystem zu ermitteln. Die statische Größe Y kann nun z. B. eine Auflagerkraft, eine Spannkraft, ein Angriffsmoment sein; sie kann aber auch eine Verschiebung sein. Bezeichnet man die Verschiebung des Angriffspunktes der Kraft X_r in Richtung von X_r mit δ_r , so wird mit Rücksicht auf Gl. (1)

$$(2) \quad \delta_r = \delta_{r0} + \sum_{k=1}^n \delta_{rk} X_k + \delta_{rl} + \delta_{rw}.$$

Die Indexbezeichnung ist in der Folge in der von Müller-Breslau und anderen angewandten Weise so durchgeführt, daß der erste Index den Ort, der zweite die Ursache angibt. Löst man Gl. (2) nach den Unbekannten X auf, dann erhält man

$$(3) \quad \sum_{k=1}^n \delta_{rk} X_k = \delta_r - \delta_{r0} - \delta_{rl} - \delta_{rw} = Z_r.$$

Aus praktischen Gründen arbeitet man gewöhnlich mit den virtuellen Zuständen $X_k = -1$, dann erhalten auf der rechten Seite alle Werte das umgekehrte Vorzeichen, also

$$(4) \quad Z_r = -\delta_r + \delta_{r0} + \delta_{rl} + \delta_{rw}.$$

Die Verschiebung δ_{r0} gilt für feste Lastzustände; bei beweglicher Belastung (Einzellasten) tritt an ihre Stelle $\Sigma P_m \delta_{mr}$ bzw. bei Einflußlinienuntersuchung δ_{mr} .

Greifen an einem Tragwerk n statisch unbestimmte Größen X_1 bis X_n in den Punkten 1 bis n an, dann erhält man aus Gl. (3) dadurch, daß man der Reihe nach $r=1, 2, \dots, n$ setzt, zur Berechnung der n statisch unbestimmten Größen n lineare Elastizitätsgleichungen, die man symbolisch schreiben kann:

$$(5) \quad \sum_{k=1}^n \delta_{rk} X_k = Z_r \quad [r=1, 2, \dots, n].$$

Die Berechnung der Verschiebungen δ_{rk} — das sind also die Beiwerte der statisch unbestimmten Größen X_k — geschieht mit Hilfe der bekannten Beziehung

$$(6) \quad \left\{ \begin{aligned} \delta_{rk} &= \Sigma S_r S_k \cdot \frac{s}{EF} + \int M_r M_k \cdot \frac{ds}{EJ} + \int N_r N_k \cdot \frac{ds}{EF} \\ &+ \int Q_r Q_k \cdot \frac{ds}{GF'} \end{aligned} \right.$$

Die Summen erstrecken sich über die fachwerkartigen, die Integrale über die stabförmigen Teile des Tragwerks. Von den drei Integralen der Gl. (6) ist das erste, das den Einfluß der Momente enthält, von ausschlaggebender Bedeutung; die beiden anderen Integrale, die den Einfluß der Normalkräfte und Querkräfte liefern, können in vielen Fällen, namentlich bei Vorberechnungen, wegen ihres geringen Beitrages vernachlässigt werden.

Handelt es sich um vollwandige Tragwerke mit veränderlichem Querschnitt, dann arbeitet man mit Rücksicht auf die bequemere Zahlenrechnung mit den EJ_c -fachen Werten δ , wobei J_c ein beliebig eingeführtes, konstantes Trägheitsmoment ist. Dann wird mit

$$\text{der Abkürzung } ds \cdot \frac{J_c}{J} = ds':$$

$$(7) \quad EJ_c \delta_{rk} = \int M_r M_k ds'.$$

Das Integral erstreckt sich über das ganze System. Das Belastungsglied Z_r nach Gl. (4) enthält zunächst die wirkliche Verschiebung δ_r des Punktes r , an dem X_r angreift. Dieser Wert ist gegeben; er ist z. B. ein beobachteter Wert; vielfach ist er Null. Der Wert δ_{r0} infolge fester Lastzustände wird nach Gl. (6) berechnet. Bei beweglichen Lasten wird die

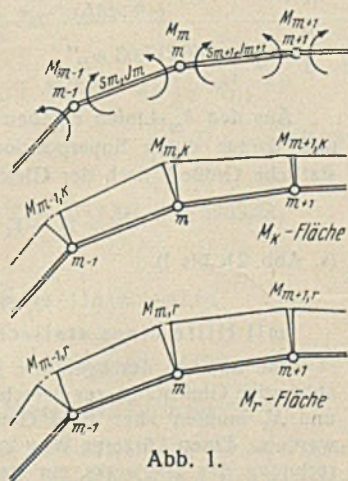


Abb. 1.

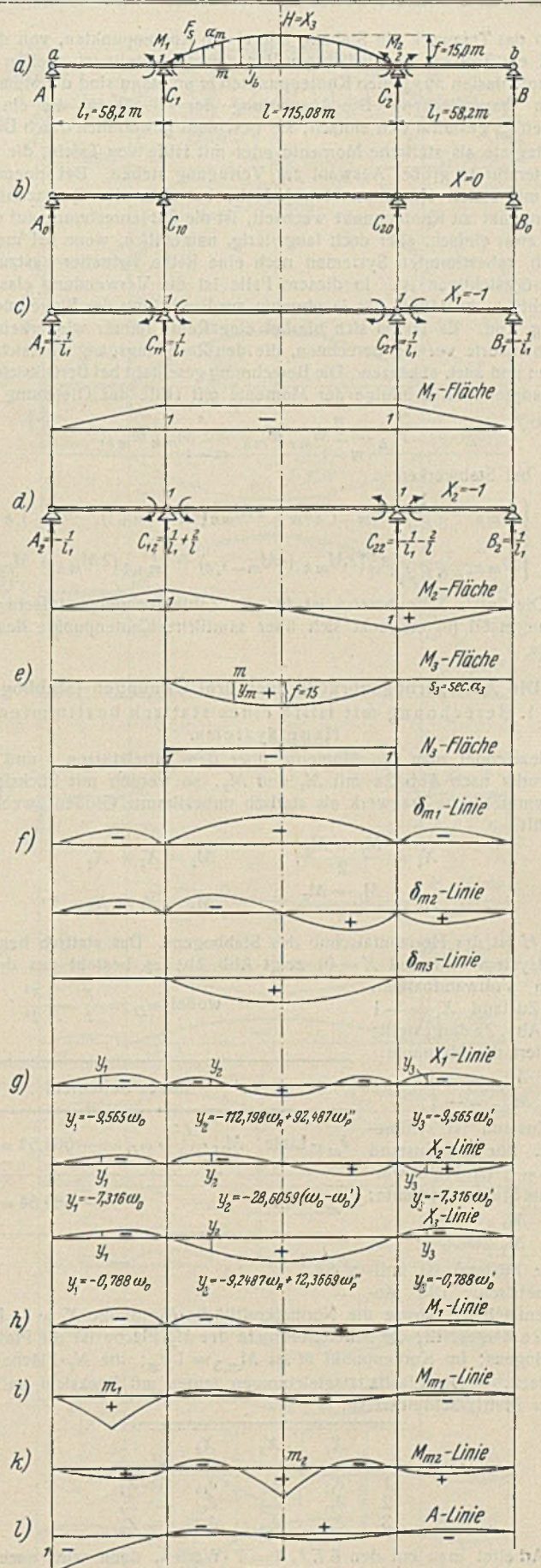


Abb. 2.

Biegelinie δ_{mr} für den Zustand $X_r=1$ mit Hilfe elastischer Gewichte ermittelt. Die Gleichung für diese lautet (Abb. 1):

$$(8) \quad \left\{ \begin{aligned} w_{mr} &= \frac{1}{6EJ_c} [M_{m-1,r} s_{m'}^3 + 2M_{m,r} (s_{m'}^2 + s_{m'+1}') + M_{m+1,r} s_{m'+1}'] \\ &- \frac{1}{EF_c} \left(N_{m,r} \cdot \text{tg } \beta_m \cdot \frac{F_c}{F_m} - N_{m+1,r} \cdot \text{tg } \beta_{m+1} \cdot \frac{F_c}{F_{m+1}} \right) \\ &+ \frac{1}{GF'} \left(Q_{m,r} \cdot \frac{F_c'}{F_m'} - Q_{m+1,r} \cdot \frac{F_c'}{F_{m+1}'} \right) \end{aligned} \right.$$

Ist das Tragwerk ein Stabzug mit vielen Knotenpunkten, von dem in Abb. 1 ein Teil um den beliebigen Punkt m dargestellt ist, greifen ferner die Knotenlasten nur in den Knotenpunkten m an, dann sind die Momentenflächen Trapezflächen. Die Auswertung der Gl. (7) für die einzelnen Strecken s_m gestaltet sich einfach; sie geschieht gewöhnlich durch Deutung der Integrale als statische Momente oder mit Hilfe von Tafeln, die in der Fachliteratur in großer Auswahl zur Verfügung stehen. Bei einem Tragwerk mit vielen Knotenpunkten jedoch, bei dem der Querschnitt von Knotenpunkt zu Knotenpunkt wechselt, ist die Zahlenrechnung auf diesem Wege zwar einfach, aber doch langwierig, namentlich, wenn bei mehrfach statisch unbestimmten Systemen noch eine Reihe virtueller Lastzustände zu berücksichtigen ist. In diesem Falle ist die Verwendung elastischer Gewichte vorzuziehen, die ja ohnehin zur Ermittlung der Biegelinien notwendig sind. Es lassen sich hierbei eine Reihe immer wiederkehrender Zwischenwerte vorweg berechnen, die den Rechnungsgang übersichtlicher machen und auch abkürzen. Die Berechnung geschieht bei Berücksichtigung des Haupteinflusses infolge der Momente mit Hilfe der Gleichung

$$(9) \quad \delta_{rk} = \sum_{m=1}^n M_{mr} w_{mk} = \sum_{m=1}^n M_{mk} w_{mr},$$

worin bei Stabwerken

$$(10) \quad \begin{cases} w_{mk} = \frac{1}{6 E J_c} [M_{m-1,k} s'_m + 2 M_{mk} (s'_m + s'_{m+1}) + M_{m+1,k} s'_{m+1}] \\ w_{mk} = \frac{1}{6 E J_c} [s'_m (2 M_{mk} + M_{m-1,k}) + s'_{m+1} (2 M_{mk} + M_{m+1,k})] \end{cases}$$

ist. Die letzte Schreibweise ist für die Zahlenrechnung einfacher. Die Summe in Gl. (9) erstreckt sich über sämtliche Knotenpunkte des Stabwerkes.

II. Die Auslegerbogenbrücke über drei Öffnungen (Stabbogen).

1. Berechnung mit Hilfe eines statisch bestimmten Hauptsystems.

Bezeichnet man die Momente über den Mittelstützen 1 und 2 des Tragwerks nach Abb. 2a mit M_1 und M_2 , so werden mit Rücksicht auf das symmetrische Tragwerk als statisch unbestimmte Größen zweckmäßig gewählt

$$\begin{aligned} X_1 &= \frac{M_1 + M_2}{2} & M_1 &= X_1 + X_2 \\ X_2 &= \frac{M_1 - M_2}{2} & M_2 &= X_1 - X_2. \end{aligned}$$

$X_3 = H$ ist der Horizontalschub des Stabbogens. Das statisch bestimmte Hauptsystem (Zustand $X=0$) zeigt Abb. 2b; es besteht aus drei einfachen Vollwandbalken. Der Zustand $X_1 = -1$ ist in Abb. 2c dargestellt; er liefert die Momente

$$\begin{aligned} M_{1,1} &= -1 \\ M_{2,1} &= -1; \end{aligned}$$

der Zustand ist symmetrisch. Für den Zustand $X_2 = -1$ (Abb. 2d) werden die Stützenmomente:

$$\begin{aligned} M_{1,2} &= -1 \\ M_{2,2} &= +1; \end{aligned}$$

dieser Zustand ist antisymmetrisch. Die Mo-

mentenfläche M_3 sowie die Normalkraftfläche N_3 infolge $X_3 = -1$ ist in Abb. 2e dargestellt; die Scheitelordinate der M_3 -Fläche ist die Pfeilhöhe f des Bogens; im Knotenpunkt m ist $M_{m,3} = 1 y_m$; die N_3 -Fläche ist ein Rechteck. — Die Elastizitätsgleichungen lauten mit Rücksicht auf Gl. (5) in der Matrix-Schreibweise:

	X_1	X_2	X_3	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	$= Z_1$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	$= Z_2$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	$= Z_3$

Arbeitet man mit den $6 E J_c \delta = \delta'$ -Werten, dann wird nach Gl. (7)

$$\delta'_{1,2} = 6 f M_1 M_2 ds' \quad \delta'_{2,3} = 6 f M_2 M_3 ds'.$$

Bei der Auswertung dieser Integrale sieht man aus der Form der Momentenflächen $2_c, 2_d$ und 2_e , daß die Verschiebungen

$$\delta'_{12} = \delta'_{21} = 0 \quad \delta'_{23} = \delta'_{32} = 0$$

werden müssen, weil die M_1 - und M_3 -Flächen symmetrisch sind, die M_2 -Fläche ist dagegen antisymmetrisch. Infolgedessen vereinfacht sich das vorstehende Gleichungssystem. Es spaltet sich in die beiden Systeme:

$$\begin{aligned} \text{I. } X_1 \delta_{11} + X_3 \delta_{13} &= Z_1 & \text{II. } X_2 \delta_{22} &= Z_2 \\ X_1 \delta_{31} + X_3 \delta_{33} &= Z_3 & & \end{aligned}$$

Man erhält dann folgende Lösungen, wenn man die Nennerdeterminante

$$\text{bezeichnet mit } D = \begin{vmatrix} \delta_{11} & \delta_{13} \\ \delta_{21} & \delta_{33} \end{vmatrix} = \delta_{11} \delta_{33} - \delta_{13}^2:$$

$$D X_1 = \delta_{33} Z_1 - \delta_{13} Z_3 \quad X_2 = \frac{Z_2}{\delta_{22}} \quad D X_3 = -\delta_{31} Z_1 + \delta_{11} Z_3.$$

Die Beiwerte der Unbekannten werden

$$\begin{aligned} \delta_{11}' &= 6 f M_1^2 ds'; & \delta_{22}' &= 6 f M_2^2 ds' \\ \delta_{33}' &= 6 \int M_3^2 ds' + \frac{J_c}{F_b} \cdot 6 \int N_3^2 ds'' + \frac{J_c}{F_s} \cdot 6 \int S_3^2 s'' \\ \delta_{13}' &= 6 f M_1 M_3 ds'. \end{aligned}$$

F_b ist der konstant angenommene Querschnitt des biegungsfesten Balkens, F_s der ebenfalls konstant angenommene Querschnitt des Stab-

bogens. Für eine wandernde Einzellast $P=1$ werden

$$\text{die Belastungsglieder } Z_1 = \delta_{m1} \quad Z_2 = \delta_{m2} \quad Z_3 = \delta_{m3}$$

$$\text{die Biegelinien infolge } X_1 = -1 \quad X_2 = -1 \quad X_3 = -1.$$

Zahlenbeispiel 1 (Abmessungen des Systems vgl. Abb. 2a).

$$J_b = J_c = 0,0549 \text{ m}^4; \quad F_b = 0,1325 \text{ m}^2; \quad F_s = 0,0715 \text{ m}^2; \quad l_1' = l_1; \quad l' = l.$$

Bei gleichbleibendem Querschnitt wird mit Rücksicht auf Abb. 2c bis e:

$$E J_c \delta_{11} = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot M_{11}^2 l_1' + M_{21}^2 l' = \frac{2}{3} \cdot 1^2 \cdot 58,2 + 1^2 \cdot 115,08 = 153,88;$$

$$E J_c \delta_{22} = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot M_{12}^2 l_1' + \frac{1}{3} \cdot M_{12}^2 l' = \frac{2}{3} \cdot 1^2 \cdot 58,2 + \frac{1}{3} \cdot 1^2 \cdot 115,08 = 77,16;$$

$$E J_c \delta_{33} = \frac{8}{15} \cdot f^2 l' + \frac{J_b}{F_b} \cdot l' + \frac{J_c}{F_s} \cdot a \sum_1^n \sec^3 \alpha_m = \frac{8}{15} \cdot 15^2 \cdot 115,08 + 0,414 \cdot 115,08 + 0,769 \cdot 9,59 \cdot 14,030 = 13960,66;$$

$$E J_c \delta_{13} = \frac{2}{3} \cdot f M_{11} l' = -\frac{2}{3} \cdot 15 \cdot 115,08 = -1150,8.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$(11) \quad \begin{cases} 153,88 X_1 - 1150,8 X_3 = Z_1' & 77,16 \cdot X_2 = Z_2' \\ -1150,8 X_1 + 13960,66 X_3 = Z_3' \\ \left. \begin{aligned} D X_1 &= 13960,66 Z_1' + 1150,8 Z_3' \\ X_2 &= \frac{1}{77,16} \cdot Z_2' \\ D X_3 &= 1150,8 Z_1' + 153,88 Z_3' \end{aligned} \right\} \begin{aligned} D &= 153,88 \cdot 13960,66 \\ &- 1150,8^2 = 823925,72. \end{aligned} \end{cases}$$

Da J konstant ist, können bei der Ermittlung der δ_m -Linien die ω -Tafeln benutzt werden. Man erhält für die δ_m -Linien die in Tafel I angegebenen Werte (Abb. 2f),

$$\text{wobei } \omega_D = \frac{x}{l} - \frac{x^3}{l^3}; \quad \omega_D' = \frac{x'}{l} - \frac{x'^3}{l^3}; \quad \omega_R = \frac{x}{l} - \frac{x^2}{l^2} \quad \text{und} \quad \omega_P'' = \frac{x}{l} - \frac{2x^3}{l^3} + \frac{x^4}{l^4};$$

Tafel I.

	linkes Seitenfeld	Mittelfeld	rechtes Seitenfeld
δ_{m1} -Linie	$M_{11} \cdot \frac{l_1^2}{6} \cdot \omega_D = -564,54 \omega_D$	$M_{11} \cdot \frac{l^2}{2} \cdot \omega_R = -6621,703 \omega_R$	$M_{21} \cdot \frac{l^2}{6} \cdot \omega_D' = -564,54 \omega_D'$
δ_{m2} -Linie	$-564,54 \omega_D$	$-M_{12} \cdot \frac{l^2}{6} (\omega_D - \omega_D') = 2207,23 (\omega_D - \omega_D')$	$+564,54 \omega_D'$
δ_{m3} -Linie	—	$M_3 \cdot \frac{l^2}{3} \cdot \omega_P'' = 66217,03 \omega_P''$	—

Aus den δ_m -Linien ergeben sich nach Gl. (11) die X -Linien (Abb. 2g) und daraus durch Superposition die Einflußlinien für eine beliebige statische Größe Y nach der Gleichung:

$$Y = Y_0 - Y_1 X_1 - Y_2 X_2 - Y_3 X_3$$

(s. Abb. 2h bis l).

2. Berechnung

mit Hilfe eines statisch unbestimmten Hauptsystems.

Die unter 1. durchgeführte Untersuchung ergab nur für X_2 eine unabhängige Gleichung; zur Berechnung der beiden anderen Unbekannten X_1 und X_3 mußten aber zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten gelöst werden. Einen kürzeren Weg kann man einschlagen, wenn man zur Berechnung des Tragwerks ein statisch unbestimmtes Hauptsystem heranzieht. Im vorliegenden Falle wird zweckmäßig der über drei Felder durchlaufende Vollwandbalken als statisch unbestimmtes Hauptsystem gewählt. Für dieses System findet man ja schon wichtige Vorarbeiten erledigt; in Tabellenwerken sind die Einflußlinien des durchlaufenden Balkens schon entwickelt. Andernfalls liefern die Clapeyronschen Gleichungen eine kurze und übersichtliche Rechnung. Für dieses statisch unbestimmte Hauptsystem berechnet man nun die Verschiebungen $\delta_{m,1}^I$ und $\delta_{m,1}^{II}$ infolge des

Zustandes $X_1^I = H = -1$, dann erhält man den Horizontalschub der Brücke mit Hilfe von $X_1^I = \frac{\delta_{m1}^I}{\delta_{11}^I}$.

In Abb. 3b u. c ist der Zustand $X_1^I = -1$ am statisch bestimmten und statisch unbestimmten Hauptsystem dargestellt; wegen des symmetrischen Systems und des symmetrischen Lastzustandes wird $M_{11}^I = M_{21}^I$. Die Clapeyronsche Gleichung lautet also

$$(12) \quad 2 M_{11}^I (l_1 + l) + M_{11}^I l = -6 \mathcal{C}_{11}.$$

Hiermit ergibt sich die in Abb. 3c dargestellte M_1^I -Fläche. Dann wird

$$\delta_{11}^I = 6 \int M_1^{I2} ds' + \frac{J_c}{F_b} \cdot 6 \int N_1^{I2} ds'' + \frac{J_c}{F_s} \cdot 6 \int S_1^{I2} s''.$$

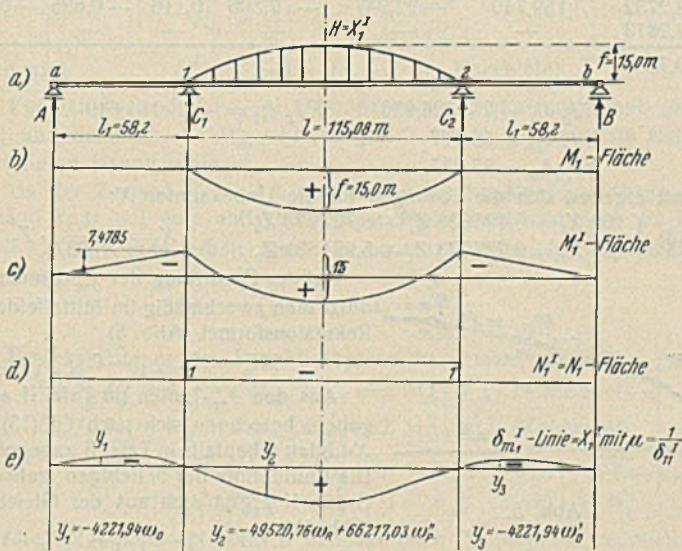


Abb. 3.

Der Reduktionssatz liefert für δ_{11}^I eine Kontrolle:

$$\delta_{11}^I = 6 \int M_1 M_1^I ds' + \frac{J_c}{F_b} \cdot 6 \int N_1 N_1^I ds'' + \frac{J_c}{F_s} \cdot 6 \int S_1 S_1^I s''.$$

Den Zustand δ_{m1}^I erhält man, wenn man die M_1^I -Fläche als Belastungsfläche des Balkens auf vier Stützen auffaßt und hierzu die Biegelinie ermittelt. Die weitere Rechnung zeigt das Zahlenbeispiel 2.

Zahlenbeispiel 2.

Die Abmessungen und Querschnittsgrößen sind die gleichen wie in Beispiel 1.

Aus der Clapeyronschen Gleichung, Formel (12), ergibt sich:

$$M_{11}^I = -\frac{2 f l'}{2 l_1' + 3 l'} = -7,478 554.$$

Damit erhält man die M_1^I -Fläche im Mittelfeld zu:

$$M_{m1}^I = -7,478 554 + y_m \quad (\text{Abb. 3c})$$

Anteil der Momente:

$$E J_c \delta_{11}^I = \int M_1^{I2} ds' = 2 \cdot \frac{1}{3} \cdot M_{1,1}^{I2} l_1' + M_{1,1}^{I2} l' - 2 \cdot \frac{2}{3} \cdot M_{1,1}^I f l' + \frac{8}{15} \cdot f^2 l' = 5203,28;$$

Kontrolle:

$$E J_c \delta_{11}^I = \int M_1^I M_1 ds' = \frac{8}{15} \cdot f^2 l' - \frac{2}{3} \cdot f M_{11}^I l' = 5203,28;$$

Anteil der Normalkräfte:

$$\frac{J_c}{F_b} \int N_1^{I2} ds' = \frac{J_c}{F_b} \int N_1^2 ds' = 0,414 \cdot 115,08 = 47,64$$

$$\frac{J_c}{F_s} \cdot \int S_1^{I2} s'' = \frac{J_c}{F_s} \cdot a \int \sec^3 \alpha_m = 0,769 \cdot 9,59 \cdot 14,030 = 103,42$$

$$E J_c \delta_{11}^I = 5354,34 \quad (\text{Anteil der Normalkräfte beträgt 2,9\%}).$$

Die δ_{m1}^I -Linie wird wieder mit Hilfe der ω -Tafeln aus der M_1^I -Fläche ermittelt (Ordinaten s. Abb. 3e). Die δ_{m1}^I -Linie gibt sofort die Ordinaten der X_1^I -Linie an, wenn man die Ordinaten der δ_{m1}^I -Linie mit dem Faktor $\mu = \frac{1}{\delta_{11}^I}$ multipliziert.

Für eine beliebige statische Größe Y ergibt sich dann die Einflußlinie aus:

$$Y = Y_0^I - Y_1^I X_1^I.$$

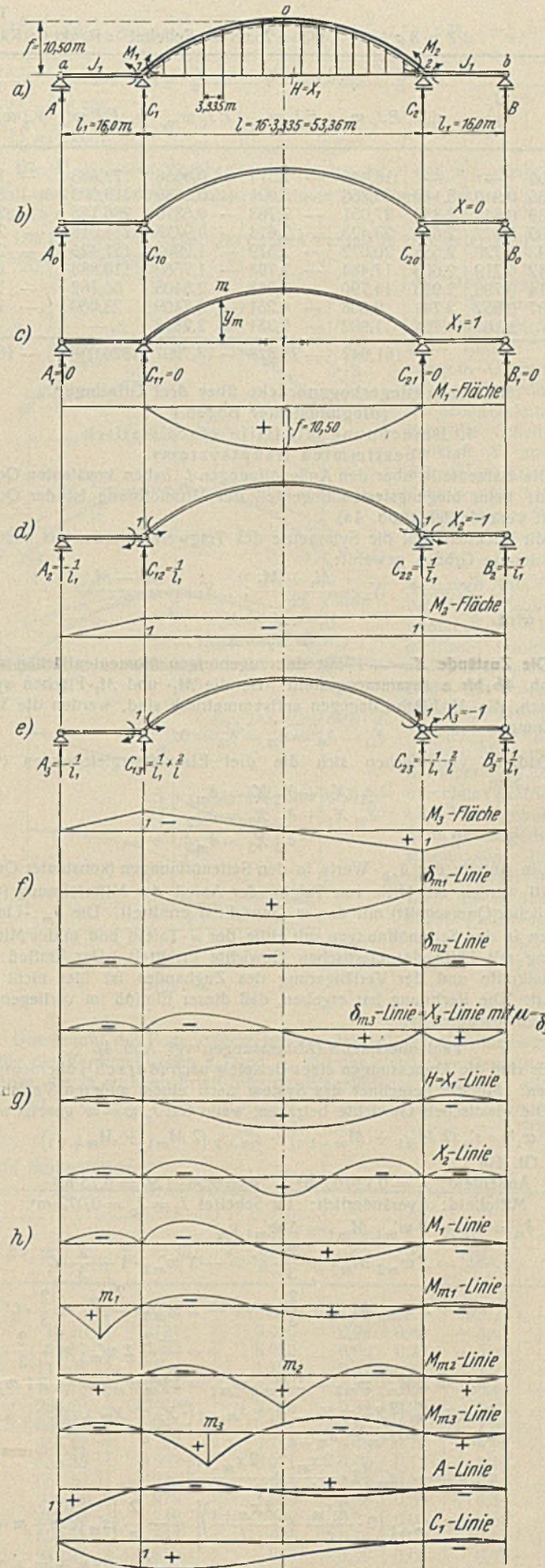


Abb. 4.

Y_0^I ist dabei die Einflußlinie für Y am statisch unbestimmten Hauptsystem, d. h. am Balken auf vier Stützen.

Tafel II.

$l/2 = 8a = 8 \cdot 3,335 = 26,68 \text{ m}$; Scheitel = Punkt 0; Kämpfer = Punkt 8 (Ordinaten der Einflußlinien im Bogenfelde).

m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
y_m	$\frac{J_c}{J_m}$	s'_m	$EJ_c \omega_{m_1}$	$EJ_c \omega_{m_2}$	$EJ_c \omega_{m_3}$	$y_m EJ_c \omega_{m_1}$	$y_m \omega_{m_2} EJ_c$	$\omega_{m_3} EJ_c M_3$	$\frac{\delta_{m_1}}{a} = \frac{M_{m_1}}{a}$	$\frac{\delta_{m_2}}{a} = \frac{M_{m_2}}{a}$	$\frac{\delta_{m_3}}{a} = \frac{M_{m_3}}{a}$	X_1	X_2	X_3	
0	10,500	—	—	16,446	— 1,574	— 0,0656	172,683	— 16,527	—	798,979	— 92,942	—	1,110	+ 0,873	—
1	10,335	0,940	3,149	30,866	— 3,001	— 0,3689	319,000	— 31,015	0,0461	782,533	— 91,368	— 3,795	1,079	+ 0,787	— 0,505
2	9,839	0,844	2,853	27,051	— 2,763	— 0,6870	266,155	— 27,185	0,1717	735,221	— 86,793	— 7,293	0,991	+ 0,551	— 0,971
3	9,009	0,777	2,673	23,423	— 2,614	— 0,9778	211,018	— 23,549	0,3666	660,858	— 79,455	— 10,103	0,855	+ 0,208	— 1,345
4	7,843	0,726	2,555	20,072	— 2,579	— 1,2905	157,425	— 20,227	0,6452	563,072	— 69,503	— 11,935	0,685	— 0,182	— 1,589
5	6,342	0,719	2,603	17,484	— 2,798	— 1,7569	110,883	— 17,745	1,0980	445,214	— 56,972	— 12,477	0,492	— 0,545	— 1,662
6	4,514	0,796	2,993	14,790	— 3,367	— 2,5408	66,762	— 15,199	1,9056	309,872	— 41,643	— 11,262	0,294	— 0,776	— 1,500
7	2,397	0,952	3,741	9,608	— 4,251	— 3,7409	23,030	— 10,190	3,2732	159,740	— 22,947	— 7,506	0,116	— 0,695	— 0,999
8	0	1,167	4,761	1,902	— 2,381	— 2,2813	—	—	2,2813	—	—	—	—	—	—
Σ				161,642	— 25,328	— 13,7097	1326,956	— 161,64	9,7880						

III. Die Auslegerbogenbrücke über drei Öffnungen.
(Biegegesteifer Bogen.)

1. Berechnung mit Hilfe eines statisch bestimmten Hauptsystems.

Die Balkenteile über den Außenöffnungen l_1 haben konstanten Querschnitt; beim biegegesteifsten Bogenteil der Mittelöffnung ist der Querschnitt veränderlich (Abb. 4a).

Mit Rücksicht auf die Symmetrie des Tragwerks werden als statisch unbestimmte Größen gewählt:

$$X_1 = H; \quad X_2 = \frac{M_1 + M_2}{2}; \quad X_3 = \frac{M_1 - M_2}{2}.$$

Dann wird $M_1 = X_2 + X_3$
 $M_2 = X_2 - X_3$.

Die Zustände $X = -1$ mit den zugehörigen Momentenflächen sind in Abb. 4b bis e zusammengestellt. Da die M_1 - und M_2 -Flächen symmetrisch, die M_3 -Fläche dagegen antisymmetrisch sind, werden die Verschiebungen

$$\delta_{13} = \delta_{31} = \delta_{23} = \delta_{32} = 0.$$

Dadurch vereinfachen sich die drei Elastizitätsgleichungen (vgl. unter II.) zu

$$\text{I.} \quad \delta_{11} X_1 + \delta_{12} X_2 = \delta_{m1}$$

$$\delta_{21} X_1 + \delta_{22} X_2 = \delta_{m2}$$

$$\text{II.} \quad \delta_{33} X_3 = \delta_{m3}$$

Die Anteile der δ_{rk} -Werte in den Seitenöffnungen (konstanter Querschnitt) werden mit Hilfe von Tafeln, der Anteil der Mittelöffnung (veränderlicher Querschnitt) mit den ω -Gewichten ermittelt. Die δ_{mr} -Linien werden in den Seitenöffnungen mit Hilfe der ω -Tafeln und in der Mittelöffnung mit Hilfe der elastischen Gewichte ermittelt. Der Einfluß der Normalkräfte und der Verlängerung des Zugbandes ist hier nicht angeführt. Die Rechnung hat ergeben, daß dieser Einfluß im vorliegenden Falle unwesentlich ist.

Zahlenbeispiel 3 (Abmessungen vgl. Abb. 4).

Es sind die Abmessungen eines Beispiels nach Mörsch¹⁾ übernommen worden. Mörsch berechnet das System nach einem anderen Verfahren.

Die elastischen Gewichte betragen, wenn $6 EJ_c \omega = \omega'$ gesetzt wird, z. B. $\omega'_1 = s'_m (2 M_{m1} + M_{m-1,1}) + s'_{m+1} (2 M_{m1} + M_{m+1,1})$ nach Gl. (10)

Außenfeld: $J_1 = 0,14063 \text{ m}^4 \quad F = 0,50 \cdot 1,50 = 0,75 \text{ m}^2$

Mittelfeld: J veränderlich; im Scheitel $J_0 = J_c = 0,072 \text{ m}^4$.

$$6 EJ_c \delta_{11} = \delta_{11}' = \Sigma \omega'_m M_{m1} = \Sigma \omega'_m y_m$$

$$\delta_{22}' = \Sigma \omega'_m M_{m2} + \frac{2}{3} \cdot l_1' = - \Sigma \omega'_m \cdot 1 + \frac{2}{3} \cdot l_1'$$

$$\delta_{33}' = \Sigma \omega'_m M_{m3} + \frac{2}{3} \cdot l_1' = - \Sigma \omega'_m \cdot \frac{2x_m}{l} + \frac{2}{3} \cdot l_1'$$

$$= - \frac{2}{n} \Sigma \omega'_m m + \frac{2}{3} \cdot l_1'$$

$$\delta_{12}' = \Sigma M_{m1} \omega_{m2} = \Sigma M_{m2} \omega_{m1} = \Sigma y_m \omega_{m2} = - \Sigma 1 \omega_{m1}$$

$$\omega'_{m1} = s'_m (2 y_m + y_{m-1}) + s'_{m+1} (2 y_m + y_{m+1})$$

$$\omega'_{m2} = - 3 (s'_m + s'_{m+1})$$

$$\omega'_{m3} = - \left[s'_m \left(2 \cdot \frac{2x_m}{l} + \frac{2x_{m-1}}{l} \right) + s'_{m+1} \left(2 \cdot \frac{2x_m}{l} + \frac{2x_{m+1}}{l} \right) \right] = - \frac{2}{n} \left[s'_m (2m + m - 1) + s'_{m+1} (2m + m + 1) \right],$$

wobei $x_m = m a \quad l = n a \quad n = 16 \quad a = 3,335 \text{ m}$.

Die wichtigsten Zahlenwerte bei der Ermittlung der δ_{rk} -Werte sind in Tafel II angegeben. Man erhält folgende δ_{rk} -Werte

¹⁾ Der Eisenbetonbau, Bd. II, 3. Teil, S. 114, 1935.

$$EJ_c \delta_{11} = 2 \cdot 1326,956 \quad EJ_c \delta_{12} = - 2 \cdot 161,640$$

$$EJ_c \delta_{22} = 56,117$$

$$EJ_c \delta_{33} = 25,037.$$

Damit ergeben sich die Lösungen für die Unbekannten X :

$$(13) \quad \begin{cases} 100 X_1 = 0,126338 Z_1 + 0,727773 Z_2 \\ 100 X_2 = 0,727773 Z_1 + 5,974531 Z_2 \end{cases} \quad X_3 = \frac{1}{25,037} \cdot Z_3.$$

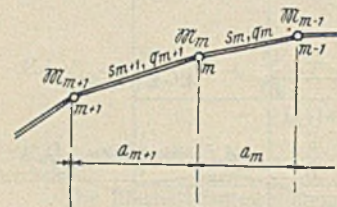


Abb. 5.

Bei der Ermittlung der δ_m -Linien benutzt man zweckmäßig im Mittelfelde die Rekursionsformel (Abb. 5)

$$(14) \quad M_m = M_{m+1} + \omega_{m+1} a_{m+1}.$$

Aus den δ_m -Linien (in Tafel II angegeben) berechnen sich nach Gl. (13) die X -Linien (ebenfalls in Tafel II angegeben). Die Einflußlinie der beliebigen statischen Größe Y ergibt sich aus der Gleichung (Abb. 4h): $Y = Y_0 - Y_1 X_1 - Y_2 X_2 - Y_3 X_3$.

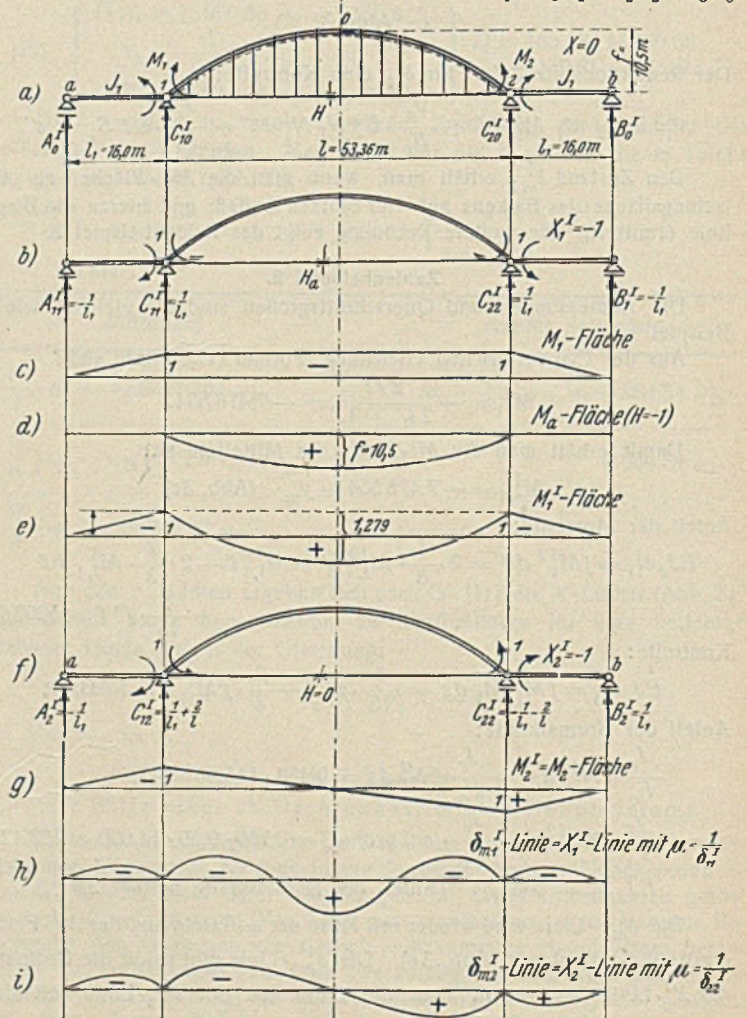


Abb. 6.

2. Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems (Abb. 6).
Wählt man als Unbekannte

$$X_1 = \frac{M_1 + M_2}{2} \quad X_2 = \frac{M_1 - M_2}{2} \quad M_1 = X_1 + X_2 \quad M_2 = X_1 - X_2,$$

dann liegt ein einfach statisch unbestimmtes Hauptsystem vor, nämlich der Zweigelenbogen mit Zugband, an den sich zwei Einzelbalken gelenkig anschließen. Werden die Verschiebungen am statisch unbestimmten Hauptsystem mit δ^1 bezeichnet, dann lauten die beiden Elastizitätsgleichungen

$$\begin{aligned} X_1 \delta_{11}^1 + X_2 \delta_{12}^1 &= \delta_{m1}^1 \\ X_1 \delta_{21}^1 + X_2 \delta_{22}^1 &= \delta_{m2}^1 \end{aligned}$$

Um den Zustand $X_1 = -1$ mit den zugehörigen Momentenflächen am statisch unbestimmten System darstellen zu können, muß man zunächst einen Hilfszustand ermitteln. Es ist die Spannkraft im Zugband des Zweigelenbogens für den Zustand $X_1 = -1$ am statisch unbestimmten Hauptsystem zu bestimmen; unter Berücksichtigung der Momentenflächen c und d erhält man

$$H_a = \frac{\delta'_{1a}}{\delta'_{aa}} = \frac{\int M_1 M_a ds'}{\int M_a^2 ds'}$$

Dann wird $M_{m1}^1 = -1 + H_a y_m$ (Im Bogenfeld).

Für den Zustand $X_2 = -1$ (Abb. 6f) wird der Horizontalschub gleich Null und demnach die M_{m2}^1 -Fläche gleich der M_{m1}^1 -Fläche am statisch bestimmten Hauptsystem.

Da der Zustand $X_1 = -1$ eine symmetrische Momentenfläche, der Zustand $X_2 = -1$ eine antisymmetrische Momentenfläche zeigt, so wird $\delta_{12}^1 = \delta_{21}^1 = 0$; man erhält also die beiden unabhängigen Elastizitätsgleichungen

$$X_1 = \frac{\delta_{m1}^1}{\delta_{11}^1} \quad X_2 = \frac{\delta_{m2}^1}{\delta_{22}^1}$$

Mit Berücksichtigung des Reduktionssatzes kann man ermitteln

$$6 E J_c \delta_{11}^1 = \delta_{11}^1 = \Sigma M_{m1}^1 w_{m1}^1 = \Sigma M_{m1}^1 w_{m1}^1 \text{ (Kontrolle!)}$$

$$6 E J_c \delta_{22}^1 = \delta_{22}^1 = \Sigma M_{m2}^1 w_{m2}^1 = \Sigma M_{m2}^1 w_{m2}^1 \text{ (Kontrolle!)}$$

$$w_{m1}^1 = s'_m (2 M_{m1}^1 + M_{m-1,1}^1) + s'_{m+1} (2 M_{m+1}^1 + M_{m+1,1}^1)$$

$$w_{m2}^1 = s'_m (2 M_{m2}^1 + M_{m-1,2}^1) + s'_{m+1} (2 M_{m+2}^1 + M_{m+1,2}^1)$$

Die Biegelinien am statisch unbestimmten Hauptsystem, nämlich die δ_{m1}^1 - und δ_{m2}^1 -Linien werden in der Mittelöffnung ebenfalls mit Hilfe der elastischen Gewichte w_{m1}^1 und w_{m2}^1 berechnet. Die Seitenöffnungen werden genau so wie im Beispiel 1 behandelt. Die Zahlenrechnung ist kurz angedeutet im

Zahlenbeispiel 4.

Die Abmessungen des Beispiels 3 werden beibehalten, und es wird wieder nur der Einfluß der Momente berücksichtigt.

$$H_a = \frac{\delta'_{1a}}{\delta'_{aa}} \quad \delta'_{aa} = \Sigma M_a w'_{ma} = \Sigma y_m w'_{ma} = 2 \cdot 1326,956$$

$$\delta'_{1a} = \Sigma M_1 w'_{ma} = - \Sigma w'_{ma} = - 2 \cdot 161,64,$$

wobei $w'_{ma} = + s'_m (2 y_m + y_{m-1}) + s'_{m+1} (2 y_m + y_{m+1})$.

(Die Summen erstrecken sich nur über den Bogen.)

$$X_{a1} = \frac{-161,64}{1326,956} = -0,121813$$

$$M_{m1}^1 = -1 + 0,12181 y_m \quad \text{(Im Bogenfeld) Abb. 6e}$$

$$\delta_{11}^1 = \Sigma M_{m1}^1 w_{m1}^1 + \frac{2}{3} \cdot l_1' = \Sigma M_{m1}^1 w_{m1}^1 + \frac{2}{3} \cdot l_1' = \Sigma M_{m1}^1 w_{m1}^1 + \frac{2}{3} \cdot l_1'$$

$$\delta_{22}^1 = \Sigma M_{m2}^1 w_{m2}^1 + \frac{2}{3} \cdot l_1' = \Sigma M_{m2}^1 w_{m2}^1 + \frac{2}{3} \cdot l_1'$$

$$\delta_{11}^1 = 16,735$$

$$\delta_{22}^1 = 25,037.$$

Die $\delta_{m1,2}^1$ -Linien ergeben sich aus den w_{m1}^1 - und w_{m2}^1 -Gewichten. Damit sind schon die X -Linien mit einem bestimmten Faktor μ gegeben (Abb. 6h u. i).

Die Einflußlinien beliebiger Größen werden in bekannter Weise durch Superposition ermittelt.

IV. Der Eingelenkbogen.

Wählt man (Abb. 7) als statisch unbestimmte Größen die beiden Komponenten der Scheitellastkraft, nämlich die Scheitellastkraft X_1 und die Scheitelquerkraft X_2 , dann werden bei dem symmetrischen System die Verschiebungen

$$\delta_{12} = \delta_{21} = 0,$$

weil nach Abb. 7b u. c die Momentenflächen infolge $X_1 = -1$ symmetrisch, infolge $X_2 = -1$ antisymmetrisch sind. Das Vorzeichen der Biegemomente wird so festgelegt, daß positive Momente auf der inneren, in Abb. 7a durch eine gestrichelte Linie hervorgehobenen Seite des Bogens Zugspannungen hervorrufen. Man erhält demnach die beiden Elastizitätsgleichungen

$$X_1 = \frac{\delta_{m1}^1}{\delta_{11}^1}$$

$$X_2 = \frac{\delta_{m2}^1}{\delta_{22}^1}$$

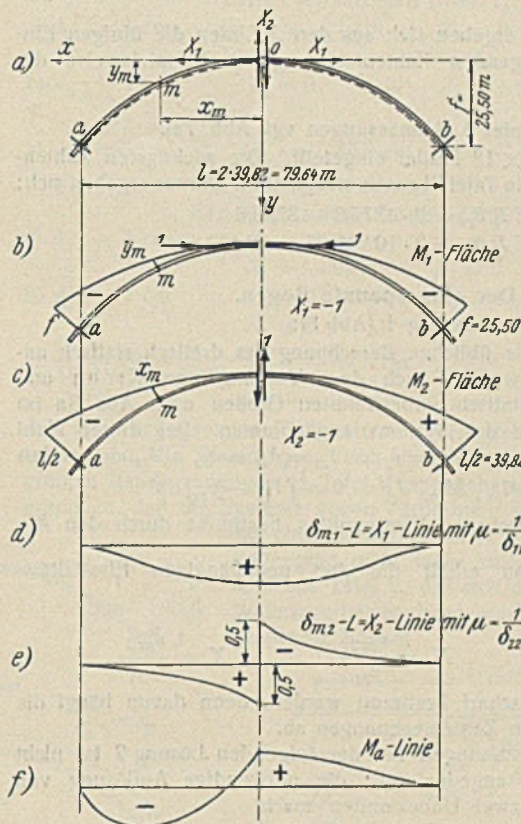


Abb. 7.

Der Querschnitt des Bogentragers ist veränderlich, deshalb werden zweckmäßig die Verschiebungen δ_{11} und δ_{22} mit den elastischen Gewichten berechnet, die ja auch zur Ermittlung der Biegelinien δ_{m1} und δ_{m2} erforderlich sind.

Tafel III.

w-Gewichte, δ_m -Linien und Einflußlinien.

m	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
	x_m	y_m	J_m	$\frac{J_c}{J_m}$	s_m	s'_m	$EJ w_{m1}$	$EJ_c w_{m2}$	$EJ_c w_{m1} y_m$	$EJ_c w_{m2} x_m$	$\delta_{m1} = \mathfrak{M}_{m1}$	$\delta_{m2} = \mathfrak{M}_{m2}$	X_1	X_2	M_a	M_b
0	0	0	—	—	—	—	0,031	1,063	—	—	4053	10 000	1,08	0,50	+ 7,23	+ 7,23
1	2,525	0,075	0,947	1,000	2,526	2,526	0,249	6,260	0,01	15,80	3721	9 020	0,99	0,44	+ 5,47	+ 8,03
2	5,050	0,306	0,978	0,968	2,536	2,456	0,728	11,322	0,22	57,17	3389	8 052	0,90	0,39	+ 3,86	+ 7,72
3	7,300	0,653	1,016	0,932	2,277	2,122	1,412	15,217	0,92	111,08	3058	7 108	0,81	0,34	+ 1,95	+ 7,26
4	9,550	1,155	1,063	0,891	2,305	2,054	2,387	19,281	2,75	184,13	2731	6 199	0,73	0,30	+ 0,40	+ 6,85
5	11,800	1,831	1,119	0,846	2,349	1,989	3,558	22,779	6,51	268,79	2409	5 335	0,64	0,26	+ 1,35	+ 6,55
6	14,050	2,601	1,199	0,796	2,378	1,879	4,803	25,660	12,49	360,52	2095	4 521	0,56	0,22	+ 2,69	+ 5,97
7	16,300	3,570	1,305	0,726	2,450	1,779	6,137	27,940	21,90	455,42	1792	3 765	0,48	0,18	+ 3,96	+ 5,48
8	18,550	4,639	1,426	0,664	2,491	1,655	7,538	29,938	34,96	555,35	1503	3 071	0,40	0,15	+ 5,10	+ 4,92
9	20,800	5,928	1,566	0,604	2,598	1,576	8,944	31,337	53,02	651,80	1230	2 445	0,32	0,11	+ 6,11	+ 4,23
10	23,050	7,332	1,743	0,543	2,652	1,442	10,267	32,131	75,27	740,61	978	1 889	0,26	0,09	+ 6,46	+ 3,41
11	25,300	8,990	1,963	0,482	2,795	1,349	11,529	32,432	103,64	820,30	749	1 406	0,20	0,06	+ 6,68	+ 2,95
12	27,550	10,783	2,239	0,423	2,877	1,218	12,695	32,325	136,89	890,55	545	995	0,14	0,04	+ 6,64	+ 2,36
13	29,800	12,877	2,576	0,367	3,074	1,131	13,770	31,855	177,31	949,27	370	658	0,09	0,03	+ 6,23	+ 1,77
14	32,050	15,138	2,933	0,316	3,190	1,010	14,767	31,173	223,54	990,09	227	392	0,06	0,019	+ 5,48	+ 1,25
15	34,300	17,769	3,502	0,270	3,462	0,937	15,747	30,386	279,80	1 042,24	116	196	0,03	0,009	+ 4,35	+ 0,77
16	36,550	20,615	4,107	0,230	3,628	0,837	16,011	28,392	330,06	1 037,72	41	68	0,01	0,003	+ 2,86	+ 0,41
17	38,650	23,614	4,817	0,196	3,661	0,720	12,686	20,982	299,56	810,95	5	9	0,00	0,000	+ 1,12	+ 0,15
18	39,820	25,500	5,616	0,168	2,219	0,375	4,663	7,393	118,90	294,38	0	0	0	0	0	0
Σ							27,05	147,92		1877,84	10 245,25					

Es sind

$$w'_{m1} = s'_m (2y_m + y_{m-1}) + s'_{m+1} (2y_m + y_{m+1})$$

$$w'_{m2} = s'_m (2x_m + x_{m-1}) + s'_{m+1} (2x_m + x_{m+1})$$

Man erhält also

$$\delta'_{11} = \Sigma M_{m1} w_{m1}$$

$$\delta'_{22} = \Sigma M_{m2} w_{m2}$$

Die genaue Rechnung hat ergeben, daß der Anteil der Normalkräfte — wie in den vorhergehenden Beispielen — gering ist; er wird deshalb wieder vernachlässigt.

Die δ_{m1} - und δ_{m2} -Linien erhält man als Momentenflächen M_{m1} und M_{m2} infolge Belastung mit den elastischen Gewichten w_{m1} und w_{m2} . Die Ermittlung dieser Momente wird wieder mit Hilfe der Rekursionsformel (Gl. 14) durchgeführt.

In bekannter Weise ergeben sich aus den X -Linien die übrigen Einflußlinien. (In der folgenden Zahlenrechnung ist beispielsweise die M_a -Linie angegeben.)

Zahlenbeispiel 5 (Abmessungen vgl. Abb. 7a).

Der Bogen ist in 2×18 Felder eingeteilt. Die wichtigsten Zahlenwerte der Rechnung sind in Tafel III zusammengestellt. Daraus ergeben sich:

$$E J_c \delta_{11} = 2 \cdot 1877,8 = 3755,6$$

$$E J_c \delta_{22} = 2 \cdot 10245,25 = 20490,50$$

V. Der eingespannte Bogen.

Lösung 1 (Abb 8):

Bei der in der Praxis üblichen Berechnung des dreifach statisch unbestimmten Tragwerks werden nach dem Vorgang von Krohn und Müller-Breslau die statisch unbestimmten Größen nach Abb. 8a im elastischen Schwerpunkt des Systems angenommen. Bei dieser Wahl werden die Verschiebungen $\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{23} = \delta_{32} = \delta_{13} = \delta_{31} = 0$. Aus

$$\delta_{13} = 0 = \int M_{m1} M_{m3} ds' = 0 = \int 1(c - y_m) ds'$$

Ist die Lage des elastischen Schwerpunktes bestimmt durch den Abstand $c = \frac{\int y_m ds'}{\int ds'}$. Man erhält die drei unabhängigen Elastizitätsgleichungen

$$X_1 = \frac{\delta_{m1}}{\delta_{11}} \quad X_2 = \frac{\delta_{m2}}{\delta_{22}} \quad X_3 = \frac{\delta_{m3}}{\delta_{33}}$$

Der Wert c muß recht scharf bestimmt werden, denn davon hängt die Genauigkeit der weiteren Zahlenrechnungen ab.

Der Umfang der Rechnungen bei der folgenden Lösung 2 ist nicht größer als bei der hier angedeuteten; die notwendige Auflösung von zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten macht nicht mehr Arbeit als die zusätzliche Bestimmung des elastischen Schwerpunktes; dafür ist aber Lösung 2 nicht so empfindlich in bezug auf die Genauigkeit der Ermittlung der zur Querschnittsbemessung notwendigen statischen Größen.

Lösung 2 (Abb. 9):

Man denkt sich das Tragwerk im Scheitel aufgeschnitten und wählt als statisch unbestimmte Größen: die Scheitelnormalkraft X_1 , die Scheitel-

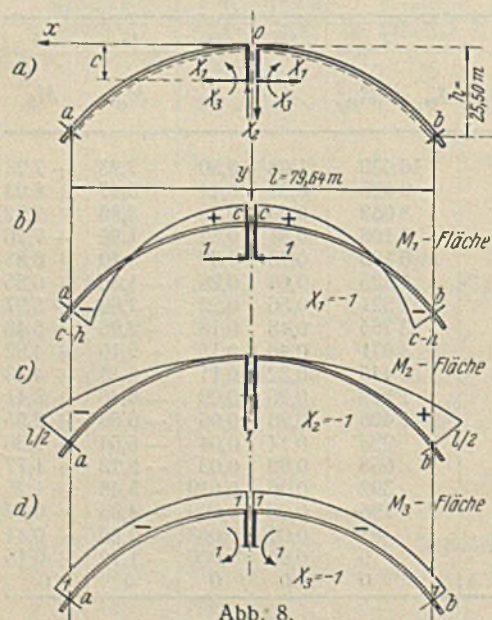


Abb. 8.

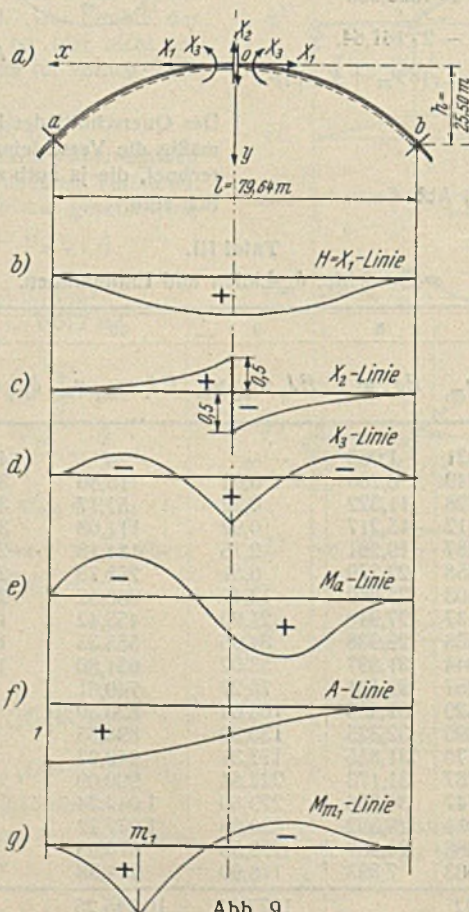


Abb. 9.

querkraft X_2 und das Biegemoment im Scheitel X_3 . Die Elastizitätsgleichungen lauten:

	X_1	X_2	X_3	
1	δ_{11}	δ_{12}	δ_{13}	$= Z_1$
2	δ_{21}	δ_{22}	δ_{23}	$= Z_2$
3	δ_{31}	δ_{32}	δ_{33}	$= Z_3$

Von den Beiwerten δ_{rk} der Größen X werden mit Rücksicht auf die antisymmetrische M_2 -Fläche und die symmetrischen M_1 - und M_3 -Flächen $\delta_{12} = \delta_{21} = \delta_{23} = \delta_{32} = 0$.

Es bleiben daher zwei Gleichungen mit den Unbekannten X_1 und X_3 und eine Gleichung mit der Unbekannten X_2 übrig.

$$(15) \quad \begin{cases} X_1 \delta_{11} + X_3 \delta_{13} = Z_1 \\ X_1 \delta_{31} + X_3 \delta_{33} = Z_3 \\ X_2 \delta_{22} = Z_2 \end{cases}$$

Da der Bogen veränderlichen Querschnitt hat, wird er durch einen Stabzug ersetzt, und man erhält mit $6 E J_c \delta = \delta'$:

$$\delta'_{11} = \Sigma M_{m1} w_{m1} = \Sigma y_m w_{m1}$$

$$\delta'_{22} = \Sigma M_{m2} w_{m2} = \Sigma x_m w_{m2}$$

$$\delta'_{33} = \Sigma M_{m3} w_{m3} = \Sigma w_{m3}$$

$$\delta'_{13} = \Sigma M_{m1} w_{m3} = \Sigma M_{m3} w_{m1}$$

Die Zahlenrechnung zeigt

Zahlenbeispiel 6:

Die Abmessungen sind die gleichen wie im Zahlenbeispiel 5, Abb. 9a. Die M_1 - und M_3 -Flächen stimmen mit denen des Beispiels 5, Abb. 7b u. c. überein, ebenso die δ_{11} - und δ_{22} -Werte. Dann sind ebenfalls die w -Gewichte w_{m1} und w_{m2} und die δ_{m1} - und δ_{m2} -Linien die gleichen wie in Tafel III und Abb. 7d u. e. Die M_3 -Fläche ist in Abb. 8d angegeben. Es müssen also noch w_{m3} , δ_{33} und δ_{13} ermittelt werden.

$$w'_{m3} = 3(s'_m + s'_{m+1}) \quad \delta'_{33} = \Sigma w'_{m3} = \Sigma s'_m$$

$$\delta'_{13} = -\Sigma 1 w_{m1} = \Sigma y_m \cdot \frac{s'_m + s'_{m+1}}{2} \cdot 6 + \Sigma y_m \cdot s'_m$$

Die in diesen Formeln vorkommenden Größen sind schon alle ermittelt, so daß die δ_{rk} -Werte zahlenmäßig lauten:

$$E J_c \delta_{11} = 3755,69 \quad E J_c \delta_{33} = 54,10$$

$$E J_c \delta_{22} = 20490,5 \quad E J_c \delta_{13} = 295,84$$

Daraus ergeben sich die folgenden X -Linien und Einflußlinien (Tafel IV und Abb. 9b bis g).

Tafel IV.

m	1	2	3
	X_1	X_2	X_3
0	0,813	-0,500	3,64
1	0,803	-0,446	2,50
2	0,782	-0,393	1,53
3	0,746	-0,347	0,84
4	0,702	-0,303	0,31
5	0,649	-0,261	-0,12
6	0,588	-0,220	-0,41
7	0,522	-0,185	-0,59
8	0,453	-0,150	-0,69
9	0,383	-0,120	-0,71
10	0,313	-0,092	-0,67
11	0,245	-0,069	-0,59
12	0,183	-0,048	-0,48
13	0,127	-0,032	-0,36
14	0,079	-0,019	-0,24
15	0,041	-0,010	-0,13
16	0,015	-0,003	-0,05
17	0,002	-0,000	-0,01
18	0	0	0

Lösung 3: Wahl eines statisch unbestimmten Hauptsystems.

Wählt man den Eingelenkbogen als statisch unbestimmtes Hauptsystem, dann erhält man zur Berechnung des Scheitelmomentes des eingespannten Bogens die Elastizitätsgleichung

$$X_a^1 = \frac{\delta_{1a}^1}{\delta_{aa}^1}$$

Hierin sind die Verschiebungen δ_{ma}^I und δ_{aa}^I am zweifach statisch unbestimmten Eingelenkbogen zu bestimmen.

Zur Darstellung der M_2^I -Fläche braucht man die beiden statisch unbestimmten Größen X_1 und X_2 des Eingelenkbogens infolge $X_a = -1$. Es wird

$$X_{1a} = \frac{\int M_a M_1 ds'}{\int M_1^2 ds'} = \frac{\sum_1^n (-1) w_{m1}}{\sum_1^n M_{m1} w_{m1}}$$

$$X_{2a} = \frac{\int M_a M_2 ds'}{\int M_2^2 ds'} = \frac{\sum_1^n (-1) w_{m2}}{\sum_1^n M_{m2} w_{m2}} = 0.$$

Die M_1 - und M_2 -Flächen sowie die elastischen Gewichte w_{m1} und w_{m2} vgl. in der Berechnung des Eingelenkbogens unter Tafel III. Man erhält also mit den gleichen Abmessungen des Beispiels 6 und der Tafel III

$$X_{1a} = \frac{2 \cdot 147,92}{3755,69} = -0,0788.$$

Damit ergibt sich

$$M_{ma}^I = M_{ma} + X_{1a} y_m = -1 + 0,0788 y_m \quad (\text{Abb. 10c})$$

und

$$w_{ma}' = s_m' (2 M_{ma}^I + M_{m-1}^I) + s_{m+1}' (2 M_{ma}^I + M_{m+1}^I).$$

Der Reduktionssatz liefert

$$\delta_{aa}^I = \sum_1^n M_{ma} w_{ma}' = \sum_1^n M_{ma}^I w_{ma}.$$

Man rechnet zweckmäßig mit der einen Form des Reduktionssatzes und kontrolliert dann die Rechnung mit der anderen Form. Der Zähler δ_{ma}^I wird als Biegelinie mit den elastischen Gewichten ermittelt (Abb. 10). Soll ein fester Lastzustand, z. B. Eigengewicht, untersucht werden, so ist der Zähler

$$\delta_{oa}^I = \sum M_{mo} w_{ma}^I.$$

Hier nimmt man am besten das Moment infolge der äußeren Belastung am bestimmten Hauptsystem.

VI. Einfluß des Nachgebens der Widerlager.

1. Der Eingelenkbogen.

Wird in den Elastizitätsgleichungen, Abschnitt I, Gl. (5), nur der Einfluß der Widerlagerbewegungen untersucht, so enthält das Belastungsglied Z_r nur den Wert δ_{rw} , d. h. die Verschiebung des Angriffspunktes r der statisch unbestimmten Größe X_r infolge der Verschiebung der Widerlager.

Die Elastizitätsgleichungen lauten dann für den Eingelenkbogen

$$X_1 = \frac{\delta_{1w}}{\delta_{11}} \quad \text{und} \quad X_2 = \frac{\delta_{2w}}{\delta_{22}}.$$

Am linken Auflager des Eingelenkbogens mögen nach Abb. 11 u. 12 ganz allgemein die waagerechten und senkrechten Verschiebungen δ_{ax} und δ_{ay} sowie die Drehung der Einspanntangente φ_a beobachtet worden sein, am rechten Auflager entsprechend δ_{bx} , δ_{by} und φ_b . Infolge dieser Werte werden die Angriffspunkte der Unbekannten X_1 und X_2 , das sind die Punktpaare 1-1 und 2-2, folgende Bewegungen ausführen:

$$\delta_{1w} = \delta_{ax} + \delta_{bx} + h(\varphi_a + \varphi_b)$$

$$\delta_{2w} = \delta_{ay} + \delta_{by} + \frac{l}{2}(\varphi_a - \varphi_b).$$

Die Werte δ_{1w} und δ_{2w} entsprechen den Werten $-L_1$ und $-L_2$ in den von Müller-Breslau abgeleiteten Elastizitätsgleichungen²⁾. Setzt man diese Werte in die Elastizitätsgleichungen ein, dann erhält man die statisch unbestimmten Größen X_1 und X_2 .

2. Der eingespannte Bogen.

Die Elastizitätsgleichungen infolge der Widerlagerverschiebungen lauten [vgl. V., Lösung 2, Gl. (15)]:

$$\delta_{11} X_1 + \delta_{13} X_3 = \delta_{1w}$$

$$\delta_{31} X_1 + \delta_{33} X_3 = \delta_{3w}$$

$$X_2 = \frac{\delta_{2w}}{\delta_{22}}.$$

²⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik d. Baukonstruktionen, Bd. II, 2. Abt., 2. Aufl., S. 36, 1925.

Infolge der in Abb. 11 u. 12 enthaltenen beobachteten Widerlagerbewegungen entstehen die Werte

$$\delta_{1w} = \delta_{ax} + \delta_{bx} + h(\varphi_a + \varphi_b)$$

$$\delta_{2w} = \delta_{by} - \delta_{ay} + \frac{l}{2}(\varphi_a - \varphi_b)$$

$$\delta_{3w} = \varphi_a + \varphi_b.$$

Zahlenbeispiel 7.

Die Abmessungen bleiben dieselben wie im Beispiel 6. Die Einflüsse einer Senkung, einer waagerechten Verschiebung und einer Drehung am linken Kämpfer (der rechte Kämpfer bleibt unverschieblich) werden getrennt untersucht. Die beobachtete Senkung und Verschiebung betrage je ein cm und die Drehung einen Bogengrad.

Eingelenkbogen (Abb. 11 u. 12).

- a) $\delta_{ax} = 1 \text{ cm}$ $Z_1 = -1 \text{ cm}$ $Z_2 = 0$ $X_1 = -5,3 \text{ t}$
 $X_2 = 0;$
- b) $\delta_{ay} = 1 \text{ cm}$ $Z_1 = 0$ $Z_2 = 1 \text{ cm}$ $X_1 = 0;$
 $X_2 = 0,971 \text{ t}$
- c) $\varphi_a = 1^\circ = \frac{\pi}{180}$ $Z_1 = -44,5 \text{ cm}$ $Z_2 = -69,6 \text{ cm}$ $X_1 = -236 \text{ t}$
 $X_2 = 67,7 \text{ t}.$

Eingespannter Bogen (Abb. 11 u. 12).

- a) $\delta_{ax} = 1 \text{ cm}$ $Z_1 = -1 \text{ cm}$ $Z_2 = 0$ $Z_3 = -0;$
 $X_1 = -9,3 \text{ t}$ $X_2 = 0$ $X_3 = 50,77 \text{ tm};$
- b) $\delta_{ay} = 1 \text{ cm}$ $Z_1 = 0$ $Z_2 = 1 \text{ cm}$ $Z_3 = 0$
 $X_1 = 0$ $X_2 = 0,971 \text{ t}$ $X_3 = 0;$
- c) $\varphi_a = 1^\circ = \frac{\pi}{180}$ $Z_1 = -44,5 \text{ cm}$ $Z_2 = -69,6 \text{ cm}$ $Z_3 = -0,0175$
 $X_1 = -294 \text{ t}$ $X_2 = -67,7 \text{ t}$ $X_3 = 3426 \text{ tm}.$

Aus den angegebenen X -Werten ergeben sich die Momente, Normalkräfte und die Spannungen. Für einige Punkte des Bogens sind die größten Randspannungen in Tafel V angegeben. Die Zahlenwerte lassen erkennen, daß die Systeme gegen Verdrehung sehr empfindlich sind und daß eine Verdrehung in der Größenordnung von einem Bogengrad nicht mehr zulässig ist. Weiterhin sieht man aus Tafel V, daß sich der Eingelenkbogen gegen Widerlagerbewegungen günstiger verhält als der eingespannte Bogen.

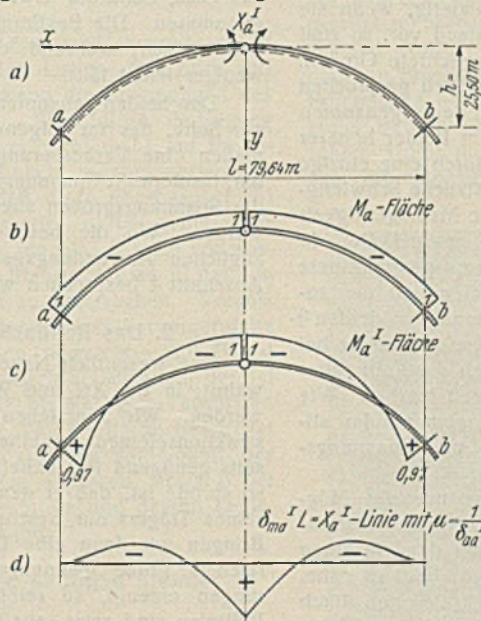


Abb. 10.

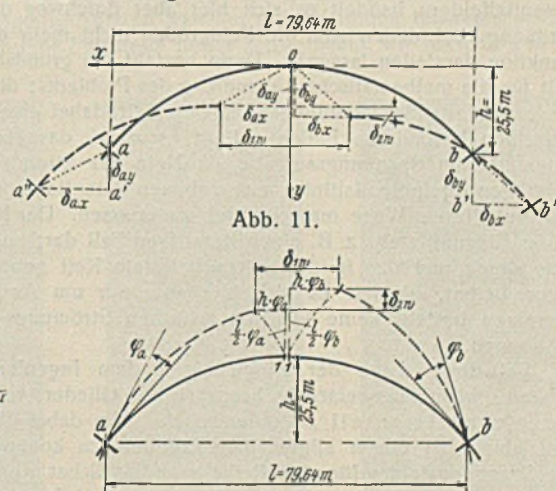


Abb. 12.

Tafel V.

$\sigma = \text{max. Randspannungen in kg/cm}^2$, $\sigma_o = \text{obere Randspannung}$,
 $\sigma_u = \text{untere Randspannung}.$

m	$\delta_{ay} = 1 \text{ cm}$		$\delta_{ax} = 1 \text{ cm}$		$\varphi_a = 1^\circ = 0,0175$	
	Eingelenkbogen	Eingespannter Bogen	Eingelenkbogen	Eingespannter Bogen	Eingelenkbogen	Eingespannter Bogen
0	—	—	0,07 (σ_o)	3,37 (σ_u)	3,0 (σ_o)	222,8 (σ_u)
4	0,53 (σ_u)	0,53 (σ_u)	0,40	2,41	55,1	14,3
9	0,89	0,89	1,44	0,27 (σ_o)	125,7	14,5
14	0,84	0,84	2,21	2,51	156,9	87,8 (σ_o)
18	0,70	0,70	2,39	3,33	152,4	118,6

Bei den Zahlenrechnungen, von denen vorstehend nur einige Proben gegeben wurden, hat mir mein ständiger Assistent, Herr Dipl.-Ing. Stein, wertvolle Dienste geleistet, wofür ich ihm zu großem Danke verpflichtet bin.

Die Untersuchung zweiachsig beanspruchter Konstruktionsglieder mit Hilfe des Reißlackverfahrens.

Von Prof. Dr.-Ing. ehr. H. Kayser und Dipl.-Ing. A. Herzog.

Alle Rechte vorbehalten.

(Bericht aus dem Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt.)

1. Allgemeine Betrachtungen über den zweiachsigen Spannungszustand und seine Untersuchung.

Die üblichen Formeln und Rechnungsverfahren, die wir im konstruktiven Ingenieurbau dem Festigkeitsnachweis zugrunde legen, bauen sich auf der Voraussetzung eines einachsigen Spannungszustandes auf. Streng genommen ist diese Voraussetzung niemals erfüllt. Durch Behinderung der Querkontraktion entstehen schon in den einfachsten Zug- und Druckstäben Spannungen senkrecht zur Stabachse. Bei Stäben mit zusammengesetztem Querschnitt lenken die Niefächer einen Teil der Spannungsfäden aus der Achsrichtung ab. Biegeträger können nur unter Vernachlässigung der Schubspannung als einachsig beanspruchte Konstruktionen angesprochen werden. Immerhin handelt es sich in den erwähnten Fällen um nahezu einachsige Spannungszustände, bei denen die wirkliche Anstrengung des Werkstoffes durch die bekannten Formeln genügend genau erfaßt wird.

Wichtiger ist schon die Frage, ob die Voraussetzung eines einachsigen Spannungszustandes bei der Berechnung von Stoß- und Anschlußquerschnitten noch berechtigt ist. Da wir hier obendrein noch eine gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die einzelnen verbindenden Glieder — Niete, Schrauben oder Schweißnähte — annehmen, vernachlässigen wir mindestens die vorhandenen Spannungsspitzen. Bei Konstruktionen mit Dauerbeanspruchung können daraus Schäden entstehen.

Ausgesprochen zweiachsig beanspruchte Bauglieder, wie Knotenbleche, gekrümmte Träger usw., lassen sich von vornherein nicht mehr auf der Grundlage des einachsigen Spannungszustandes berechnen. Die üblichen Rechnungsgänge bieten nur einen rohen Anhalt für die wirkliche Anstrengung des Werkstoffes. Wir müssen hier die beiden Hauptspannungen berücksichtigen, wenn wir ein klares Bild haben wollen.

Die formelmäßige, mathematische Erfassung des zweiachsigen Spannungszustandes gestaltet sich nun leider sehr schwierig, wenn sie überhaupt gelingt. Liegt ein zweiachsiger Spannungszustand vor, so sind bekanntlich jedem Punkte der Spannungsebene zwei gerichtete Größen, die sogenannten Hauptspannungen, zugeordnet. Physikalisch gesprochen haben wir es mit einem „Feld“ zu tun. Im Gegensatz zu den sogenannten Potentialfeldern handelt es sich hier aber durchweg um Felder höherer Ordnung, bei denen sich die Feldgrößen nicht mehr durch eine einzige Funktion darstellen lassen¹⁾. Darin besteht die grundsätzliche Schwierigkeit für die mathematische Behandlung des Problems; die Mannigfaltigkeit der zu erfüllenden Randbedingungen spielt dabei eine große Rolle. In einzelnen besonderen Fällen gelingt es zwar, das Hauptspannungsnetz einer ebenen Spannungsaufgabe als Netz der Stromlinien und der zugehörigen Äquipotentiallinien einer ebenen Potentialströmung zu deuten²⁾ und auf diesem Wege mathematisch zu erfassen. Der Kreisringsektor bei reiner Biegung stellt z. B. einen derartigen Fall dar; auch das Rohr unter Innendruck und der in der Spitze belastete Keil gehören hierher. Wie schon betont, handelt es sich hier aber nur um Ausnahmen. Im allgemeinen besteht keine Identität zwischen Strömungs- und Spannungsproblemen.

Bei dieser Lage der Dinge bleibt dem Ingenieur nur die Möglichkeit, wichtige zweiachsig beanspruchte Glieder seiner Baukonstruktionen experimentell zu untersuchen. Um dabei über den einzelnen Fall hinaus zu einem allgemeinen Ergebnis zu kommen, liegt es nahe, die Spannungsfelder für eine Reihe grundsätzlicher Konstruktionen durch Versuche zu ermitteln. Es ist anzunehmen, daß sich auf diese Weise brauchbare und einfache Näherungsformeln für die Berechnung finden lassen. Gelingt dies nicht, so hat man immerhin die Möglichkeit geschaffen, mit einer gewissen Annäherung von den untersuchten Beispielen auf ähnliche Nachbarfälle zu schließen. Außerdem wird das Einfühlungsvermögen in diese verwickelten Spannungsfragen geschult, was für den Konstrukteur von nicht zu unterschätzender Bedeutung sein dürfte.

Die Aufgabe, einen zweiachsigen Spannungszustand durch Versuch zu erfassen, zerfällt in zwei Teile. Zunächst gilt es, die Spannungstrajektorien zu ermitteln, d. h. jene beiden Linienscharen, die in jedem Punkte des Feldes die Richtung der Hauptspannungen angeben und längs denen die Spannung stetig wächst oder abnimmt. Bekanntlich schneiden sich die Linien dieser beiden Scharen unter einem Winkel von 90°; außerdem läuft im Bereich eines lastfreien Randes die eine Schar parallel zu diesem, während die andere senkrecht auftrifft und infolgedessen einen Spannungsabfall bis auf Null aufweisen muß. Der zweite Teil der Aufgabe besteht in der Bestimmung der Hauptspannung selbst in den gefundenen Richtungen.

Das älteste Verfahren zur Bestimmung eines ebenen Spannungsfeldes nimmt seinen Weg über die Dehnungen. Die Spannungsebene wird mit einem Quadratnetz von zweckentsprechender Maschenweite überzogen. In den einzelnen Netzpunkten wird durch geeignete Meßinstrumente nach verschiedenen Richtungen hin die Dehnung festgestellt und nach Maßgabe der Abb. 1 von einem Kreis als Basis aufgetragen. So ergibt sich die Dehnungsellipse, deren Achsen die Richtung der Hauptdehnungen und damit der Hauptspannungen für den vorliegenden Punkt angeben. Aus den Hauptdehnungen selbst, die man durch erneutes Messen in den gefundenen Richtungen genau ermitteln oder auch näherungsweise an der Dehnungsellipse abgreifen kann, errechnen sich dann unter Berücksichtigung der gegenseitigen Einwirkung die Hauptspannungen³⁾.

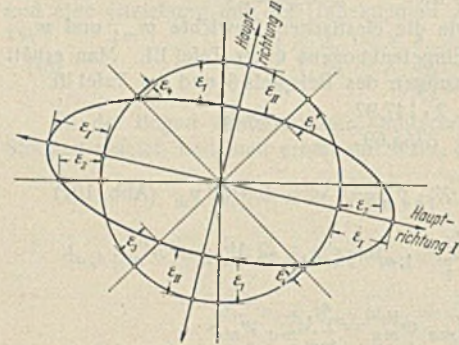


Abb. 1. Ermittlung der Dehnungsellipse aus den gemessenen Dehnungen.

Neuerdings wird mit Erfolg das sogenannte spannungsoptische Verfahren zur Untersuchung zweiachsiger Spannungszustände verwendet. Es beruht auf der grundlegenden Tatsache, daß gewisse Werkstoffe (z. B. Glas, Zelluloid, Bakelit usw.) unter Spannung doppelbrechend wirken, während sie in spannungsfreiem Zustande optisch isotrop sind⁴⁾. Die Versuche werden daher an Modellen aus Glas, Zelluloid usw. unter Verwendung von polarisiertem Licht vorgenommen. Die Bestimmung der Trajektorien gestaltet sich dabei ziemlich einfach, während die großmaßstäbliche Ermittlung der Spannungen weniger leicht fällt.

Den beiden genannten Verfahren gesellt sich das Reißlackverfahren zur Seite, das im folgenden behandelt werden soll. Es stellt gewissermaßen eine Verbesserung des an erster Stelle beschriebenen Verfahrens dar, insofern die Spannungstrajektorien auf eine bequemere Weise gefunden, die Spannungsgrößen aber wie dort durch Dehnungsmessungen bestimmt werden. Wo die besonderen Vor- und Nachteile und daher die vorzüglichen Anwendungsgebiete der einzelnen Verfahren liegen, soll in Abschnitt 4 besprochen werden.

2. Das Reißlackverfahren und seine Wirkungsweise.

Das wesentlich Neue des Reißlackverfahrens besteht, wie schon erwähnt, in der Art und Weise, wie die Spannungstrajektorien gewonnen werden. Wir überziehen zu diesem Zweck das zu untersuchende Konstruktionselement mit einem Lack, der einerseits genügend fest anhaftet und andererseits so spröde ist, daß er den Formänderungen seines Trägers nur beschränkt folgen kann. Bringen wir dann eine Last auf, die hinreichend große Spannungen und Formänderungen erzeugt, so reißt der Lack. Die Reißlinien sind zwar sehr fein, können aber wegen der auftretenden Lichtbrechung ohne Mühe mit bloßem Auge erkannt werden. Sie bilden sich, wie man leicht einseht, senkrecht zu den größten Zugspannungen aus. Da sie außerdem kontinuierlich verlaufen, so stellen sie unmittelbar die eine Schar der Hauptspannungstrajektorien dar. Die andere Schar, die die Richtung der Hauptzugspannungen angibt, steht senkrecht zu den Reißlinien und kann daher ohne weiteres mit ziemlicher Genauigkeit eingezeichnet werden. Damit liegt dann das Spannungsfeld seiner Richtung nach fest; die Aufgabe des Reißlackverfahrens ist gelöst. Zur großmaßstäbigen Bestimmung der Hauptspannungen müssen nun lediglich noch zwei Dehnungsmessungen in Richtung der Trajektorien vorgenommen werden. Abb. 2 soll das Gesagte veranschaulichen. Man sieht den Verlauf der Trajektorien

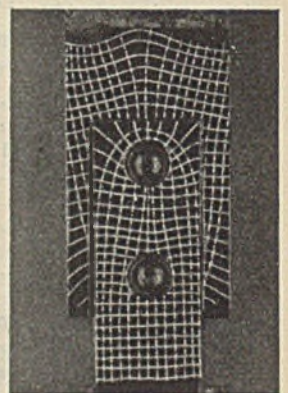


Abb. 2. Trajektorienverlauf am genieteten Anschluß eines Zugstabes.

¹⁾ Vgl. Dr.-Ing. Th. Wyss, Die Kraftfelder in elastischen Körpern, S. 4.

²⁾ Vgl. U. Wegener, Ing.-Archiv 1934, Heft 5, S. 449. — H. Neuber, Ing.-Archiv 1935, Heft 5, S. 325. — Föppl-Neuber, Festigkeitslehre mittels Spannungsoptik.

³⁾ $\sigma_I = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \left(\epsilon_I + \frac{1}{m} \cdot \epsilon_{II} \right)$ $\sigma_{II} = \frac{m^2 E}{m^2 - 1} \left(\epsilon_{II} + \frac{1}{m} \cdot \epsilon_I \right)$

⁴⁾ Näheres s. L. Föppl-Neuber, Festigkeitslehre mittels Spannungsoptik, dort auch weitere Literaturangaben.

in einer genieteten Zuglasche; die Rißlinien sind hier in Tusche mit vollem Strich nachgezogen, die rechtwinklig zu ihnen eingezeichneten Linien wurden strichpunktliert.

In der eben geschilderten Weise ist das Reißlackverfahren allerdings nur bei Probestücken mit vorwiegender Zugbeanspruchung verwendbar. Druckstücke würden keine Rißlinien aufweisen, wenn man die Belastung nach dem Lackieren aufbrächte, da der Lack nur bei Dehnung, aber nicht bei Stauchung des tragenden Werkstoffes reißt. Bei Druckstücken trägt man daher den Lack erst nach der Belastung auf; die Rißlinien entstehen dann bei der Entlastung, und zwar senkrecht zu den größten rückläufigen Verlängerungen, d. h. senkrecht zu den größten Druckspannungen. Es ist leicht einzusehen, daß man auf Gebilde mit ausgesprochenen Zug- und Druckgebieten, z. B. auf Biegeträger, am besten beide Verfahren der Rißlinienerzeugung anwendet, wenn nicht aus Gründen der Symmetrie die Untersuchung eines Gebietes überflüssig wird.

An dieser Stelle sei auch noch hingewiesen auf eine Maßnahme, die bei Zuggliedern getroffen werden muß, wenn man das einer bestimmten höheren Laststufe zugeordnete Trajektoriensystem aufsuchen soll. Würde hier nach dem Lackieren von Null aus belastet, so würden die Rißlinien auftreten, ehe die gewünschte Laststufe erreicht ist. Dieser Schwierigkeit begegnen wir, indem vor dem Lackieren eine gewisse Vorlast aufgebracht wird. Die Größe der Vorlast muß so bemessen werden, daß der zwischen Vorspannung und endgültiger Spannung verbleibende Unterschied gerade noch genügt, um Rißlinien zu erzeugen. Druckstäbe erfordern keine derartige Maßnahme.

Neben den Spannungstrajektorien, von denen bisher stets die Rede war, liefert uns das Lackverfahren noch unmittelbare Auskunft über die Lage der Höchstspannungen und der Fließgebiete. Höchstspannungen treten, solange wir uns im elastischen Bereich bewegen, immer dort auf, wo sich während der zunehmenden Be- bzw. Entlastung die ersten Lackrisse zeigen. Überschreiten der Fließgrenze äußert sich zunächst durch ausgeprägte Fließfiguren im Lack und bei fortschreitender Belastung durch vollständiges Abblättern des Lacküberzuges. Wir werden später bei der Besprechung von Beispielen auf diese Erscheinungen hinweisen.

Entscheidend für den Anwendungsbereich des Reißlackverfahrens ist die Beschaffenheit des zur Verfügung stehenden Lacks. Der Lack soll möglichst so spröde sein, daß er schon reißt, wenn die Spannungen des Werkstoffes ein kleines Intervall durchlaufen. Wird diese Bedingung erfüllt, so ist die Untersuchung im Laboratorium nicht mehr auf Probekörper beschränkt, sondern kann gegebenenfalls auch an gebrauchsfertigen Konstruktionen vorgenommen werden, ohne daß diese überbeansprucht und dadurch unbrauchbar werden. Außerdem wird es bei genügender Sprödigkeit des Lacks voraussichtlich gelingen, einzelne Glieder von ausgeführten Konstruktionen, z. B. Knotenbleche, Stabanschlüsse u. dgl., in eingebautem Zustande am Bauwerk selbst zu untersuchen. Voraussetzung ist dabei nur, daß die durch die Betriebslast hervorgerufene Spannungsänderung zur Erzeugung der Rißlinien ausreicht. Auf Grund mehrjähriger Erfahrungen ist es gelungen, einen Lack herzustellen, der bei Stahl bereits auf eine Spannungsänderung von 500 bis 600 kg/cm² anspricht, ohne daß dabei die Walzhaut entfernt oder gar die Oberfläche bearbeitet werden mußte. Oberhalb dieser Grenze läßt sich die Sprödigkeit des Lacks dem elastischen Verhalten des Werkstoffes anpassen, was z. B. bei der Untersuchung von Konstruktionen aus Aluminium und dessen Legierungen in höheren Laststufen erwünscht sein kann.

3. Entwicklung des Verfahrens bis zum heutigen Stande; bisherige Ergebnisse.

Ein ähnlicher Gedanke, wie er dem Reißlackverfahren zugrunde liegt, ist bereits früher aufgetaucht und hat seine Auswirkung darin gefunden, daß man stählerne Versuchskörper mit einem Kalkmilchanstrich versieht. Diese Methode ist insofern erfolgreich, als man die bekannten Lüdersschen Linien auf dem Kalkanstrich leichter erkennen kann als auf der Walzhaut.

Die ersten Angaben über die Verwendung von Lacküberzügen bei der experimentellen Spannungsuntersuchung stammen aus dem Jahre 1932. Damals gaben O. Dietrich und E. Lehr⁵⁾ eingehende Versuche bekannt, die sie in der Versuchsanstalt der Maybach-Motorenbau-Gesellschaft⁶⁾ durchgeführt hatten. Dieser Aufsatz enthält jedoch keine Angaben über die Zusammensetzung des verwendeten Lacks; auch waren die Versuche auf kleinere Konstruktionselemente des Maschinenbaues beschränkt. Die Verfasser zielten außerdem weniger auf die Erfassung des gesamten Spannungsfeldes ab, als auf die Feststellung, wo die ersten Rißlinien und damit die Höchstspannungen auftreten und wie groß die letzteren sind.

Unabhängig von den Arbeiten der Maybach-Werke wurden im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt seit Jahren einschlägige

Versuche unternommen⁷⁾. Die Untersuchung des Spannungsverlaufes in geschweißten Winkelanschlüssen hatte die Veranlassung dazu gegeben. Die ersten Versuche hatten jedoch ein negatives Ergebnis; sie zeigten, daß einfache Harz- und Zelloselacke zu zäh und deshalb für die Behandlung stählerner Probestücke nicht geeignet seien. Nur an dem in Abb. 3 dargestellten Bleimodell mit seinen großen Dehnungen traten Rißlinien auf, die zwar noch wenig aufschlußreich waren, aber doch den Grundgedanken des Verfahrens bestätigten.

Nachdem später an Hand weiterer einfacher Versuche eine Lackzusammensetzung gefunden worden war, die sich auch für Stahl eignete, wurde das Verfahren auf die Untersuchung verschiedener Probleme des

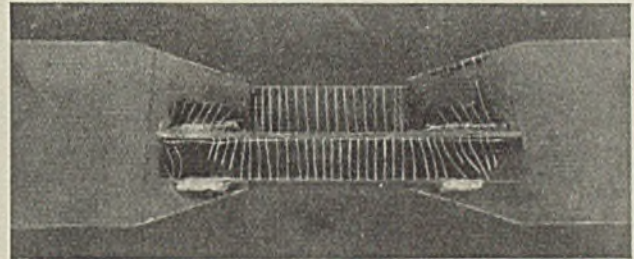


Abb. 3. Bleimodell zu einem geschweißten Winkelanschlus.

Stahlbaues angewandt. Die Ergebnisse sollen im folgenden nur soweit wiedergegeben werden, als sie geeignet sind, die Verwendungsfähigkeit des Verfahrens zu beweisen und selne Eigenart darzutun. Auf das Heraus-schälen neuer Gesichtspunkte für die Festigkeitsrechnung kommt es vorläufig weniger an.

Zunächst handelt es sich um die Untersuchung geschweißter Stöße in Zugstäben mit außermittigem Kraftangriff. Abb. 4 zeigt einen Flacheisenzugstab mit Stumpfstoß. Bei Nutzlast sind die Rißlinien senkrecht zur Stabachse aufgetreten, so daß die Trajektorien der Hauptzugspannung parallel zur Stabachse verlaufen. Da hier ein nahezu einachsiger Spannungszustand vorliegt, führt eine einfache theoretische Überlegung zu dem gleichen Ergebnis. Wir können in dieser Übereinstimmung zwischen den Ergebnissen des Versuchs und der einwandfrei nachgewiesenen Theorie einen Beweis für die Zuverlässigkeit und Eindeutigkeit des Verfahrens sehen. Unter doppelter Nutzlast weichen die Kraftlinien teilweise seitlich aus. Sie umgehen eine Fehlstelle in der Schweißnaht, wie nach dem Bruch

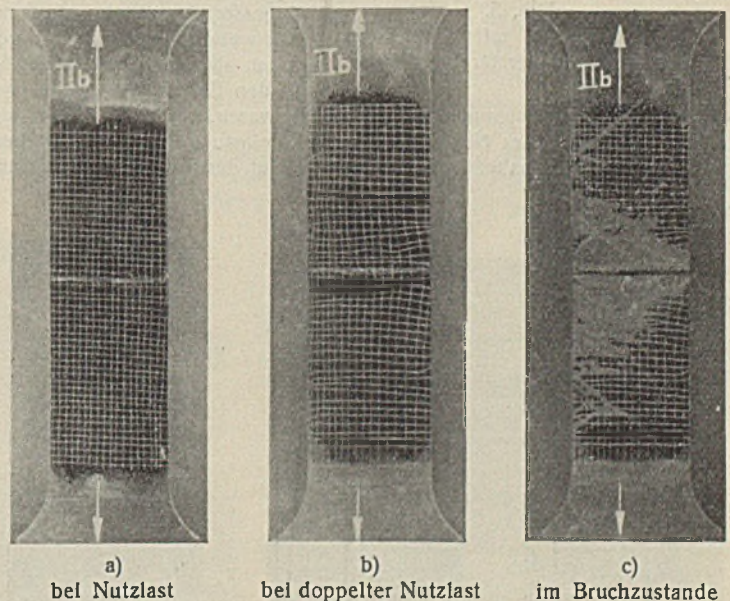


Abb. 4. Flacheisenzugstab mit Stumpfstoß.

festgestellt werden konnte. Mit weiter wachsender Last beginnt der Lack in der Gegend der Naht abzuplatzen; die lackfreien Stellen haben im Bruchzustande ungefähr die Gestalt der Spannungsfigur (Trapez). Eine Erklärung für das Auftreten dieser Figur kann man in der Tatsache suchen, daß von der Naht als schwächstem Querschnitt das Fließen ausgeht und sich dann nach Maßgabe der örtlichen Spannungen in den Nachbargebieten fortsetzt, bis schließlich der Bruch in der Naht auftritt. Außerhalb des Bereiches, in dem der Lack völlig zerstört wurde, sehen wir übrigens

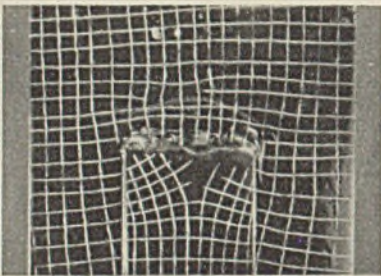
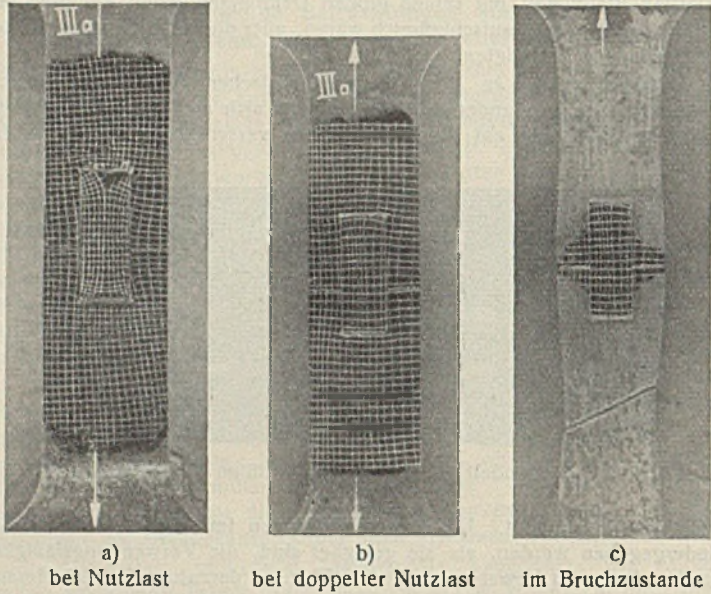
⁵⁾ Weiterer inzwischen erschienene Angaben über das Reißlackverfahren siehe Porterin-Cymbolist, Gén. Civ., Februar 1934; Crestin-Campredon, Gén. Civ., Oktober 1934.

⁶⁾ Z. d. Vdl 1932, Bd. 76, S. 973.

⁷⁾ Vgl. auch DRP. Nr. 534158.

auch jene typischen, unter 45° geneigten Fließfiguren im Lack, von denen im Abschnitt 2 die Rede war.

Bei dem in Abb. 5 dargestellten Zugstab ist der Stumpfstoß durch beiderseitig aufgelegte Laschen verstärkt. Es fällt hier auf, daß sich die



d) Fließgebiet vor der Laschenstirn

Abb. 5. Flacheisenzugstab mit Stumpfstoß und anliegender Verstärkungslasche.

nur kleinere Anfangsspannungen vorhanden waren. Abb. 5b zeigt den gleichen Stab nach der Neulackierung und Belastung bis zur doppelten Nutzlast. Aus dem nahezu geradlinigen Verlauf der Spannungslinien läßt

Spannungslinien für die Nutzlast in der Laschenecke bündeln. Wenn man genau hinsieht, entdeckt man außerdem vor der Stirn der Lasche eine bogenförmige Fließfigur im Stab (Abb. 5d). Zwischen diesen beiden Erscheinungen besteht wahrscheinlich folgender Zusammenhang: Infolge thermischer Vorspannungen ist das Stabmaterial beim Aufbringen der Nutzlast im Bereich der bogenförmigen Linie geflossen. Die weitere Kraftaufnahme geschah also in erhöhtem Maße in den Ecken der Lasche, wo

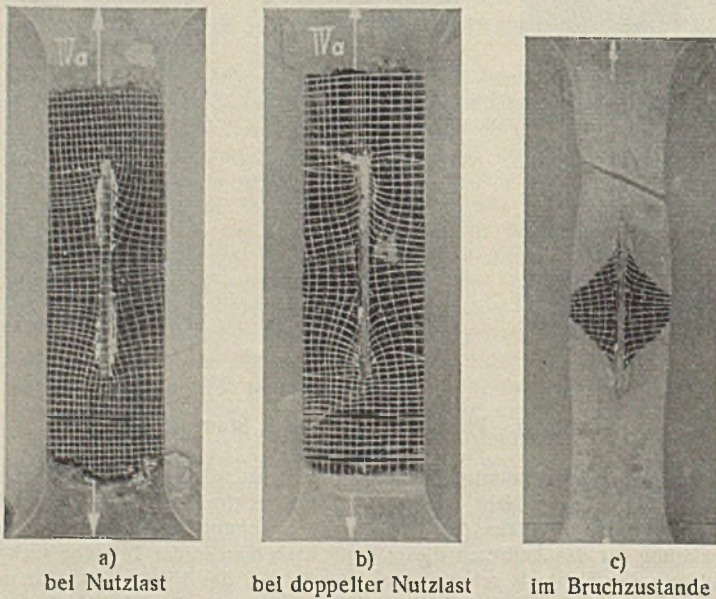


Abb. 6.

Flacheisenzugstab mit Stumpfstoß und stehender Verstärkungslasche.

sich schließen, daß die Vorspannungen durch den Fließvorgang ausgeglichen worden sind. Im Bruchzustande (Abb. 5c) gibt der Lack durch sein Haftenbleiben an, wie weit sich der verstärkende Einfluß der Lasche erstreckt.

Man kann eine Stumpfnah auch nach Abb. 6 durch stehend aufgeschweißte Laschen verstärken. Die Spannungslinien zeigen, daß sich die Laschen an der Kraftübertragung beteiligen und dadurch die Naht entlasten. Das Bruchbild gibt wieder die Verstärkungszone an.

Eine zweite Versuchsgruppe behandelt die Frage des unterschiedlichen Spannungsverlaufes in genieteten, geschweißten und kombinierten Anschlüssen⁸⁾.

Abb. 7 zeigt zunächst einen Vorversuch. Ein Blech ist durch Flankennähte an zwei Laschen angeschlossen. Durch einen Druckversuch wurden in der früher geschilderten Weise die Riblinien erzeugt. Senkrecht zu diesen wurden die Hauptdrucklinien eingezeichnet, und zwar unter der Annahme, daß die Pressung an den Druckflächen gleichmäßig verteilt sei, d. h. daß die Drucklinien an diesen Stellen ungefähr gleichen Abstand voneinander haben. Man sieht ohne weiteres, daß die Kraft vorwiegend jenem Nahtende zuströmt, das der Kraftquelle am nächsten liegt. In Blech und Lasche entsteht dadurch je eine Spannungsspitze an den Nahtanfängen. Außerdem fließt nur ein Teil der Druckkraft unmittelbar in die Schweißnähte, der Rest geht hoch ins Laschengebiet oberhalb des Anschlusses; dort wird er durch die ihn kreuzenden Zugkräfte abgebaut und in die Nähte übergeführt. Man kann sich den Vorgang so vorstellen, daß sich die Druckkräfte in Zuggurte einhängen.

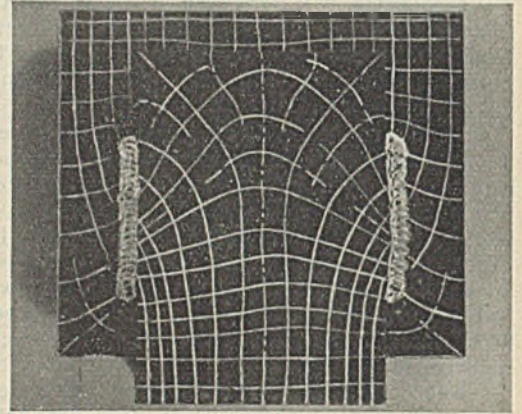


Abb. 7. Geschweißter Laschenanschluß an ein Blech (Druckversuch).

Anknüpfend an die eben erwähnte Vorstellung von Zug- und Druckgurten seien an dieser Stelle ganz allgemein einige Sätze eingeschaltet, die beim Lesen der Trajektorienbilder als Schlüssel dienen können⁹⁾.

1. Ist die Spannung längs der einen Trajektorienchar positiv, so ist sie längs der anderen gewöhnlich negativ. Es kommt nur selten vor, daß beide Hauptspannungen gleiche Vorzeichen haben.

2. Jede Zug- oder Drucklinie kann als Seil- oder Stützzlinie einer Streckenlast aufgefaßt werden (Abb. 8). Die Größe der Streckenlast ist

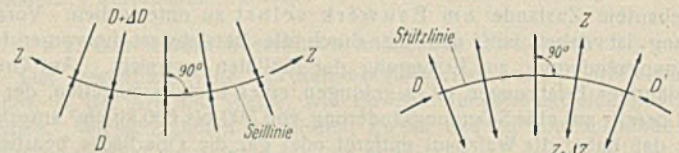


Abb. 8. Darstellung der Hauptspannungslinien als Seil- oder Stützzlinien.

in jedem Punkte der Seil- oder Stützzlinie gegeben durch die Differenz der an diesem Punkte angreifenden Hauptdruck- oder Hauptzugspannung.

3. Sind die Trajektorien geradlinig, so sind die Hauptspannungen konstant.

4. Sind die Trajektorien gekrümmt, so fallen die Hauptspannungen ab bzw. sie steigen an. Abfall oder Anstieg einer Hauptspannung sind um so größer, je stärker die Krümmung der senkrecht zu ihr verlaufenden Trajektorie ist.

5. Die Spannungen steigen in jener Richtung an, in der die Trajektorien konvergieren (vgl. Abb. 8). Dieser Satz gilt allerdings nur, wenn die Hauptspannungen verschiedene Vorzeichen haben; bei gleichem Vorzeichen divergieren die Trajektorien in der Richtung der anwachsenden Spannung.

6. Singuläre Punkte sind Sonderpunkte mit verschiedenen vom Normaltypus abweichenden Eigenschaften. In diesen sind z. B. die Hauptachsen unbestimmt oder es schneiden sich mehr als zwei Kraftlinien, wobei das Gesetz der Orthogonalität durchbrochen wird. Es gibt singuläre Nullpunkte, Unendlichkeitspunkte und Endlichkeitspunkte, je nachdem die Hauptspannungen null, unendlich oder endlich sind. Die Endlichkeitspunkte werden auch häufig als Kreispunkte bezeichnet, weil hier die Spannungen in jeder Richtung den gleichen endlichen Wert besitzen.

Abb. 9 stellt einen Druckkörper dar, der sich von dem in Abb. 7 wiedergegebenen nur dadurch unterscheidet, daß die Länge der Schweißnähte im Verhältnis zur Laschenbreite gering ist. Das Spannungsnetz

⁸⁾ Vgl. hierzu auch Kayser, Stahlbau 1934, Heft 5.

⁹⁾ Vgl. auch Bleich, Stahlhochbauten, Bd. II, S. 604.

weist in der Mitte einen singulären Punkt auf, der als Kreispunkt mit geringer Spannung anzusprechen ist. Ohne näher auf Einzelheiten einzugehen, läßt sich feststellen, daß das Spannungsfeld sehr inhomogen ist. Man kann vermuten, daß eine in der Gegend des singulären Punktes geschaffene Verbindung zwischen Blech und Lasche günstige Wirkung zeitigen würde.

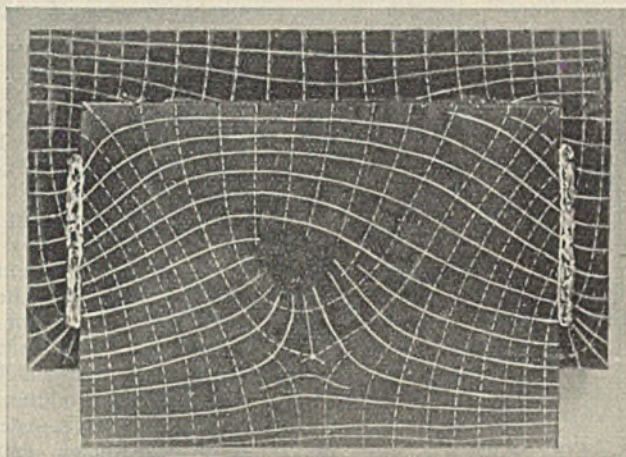


Abb. 9. Geschweißter Anschluß breiter Laschen mit geringer Nahtlänge.

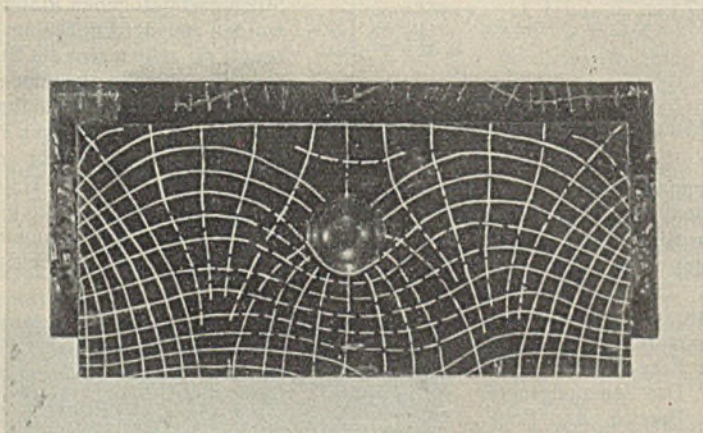
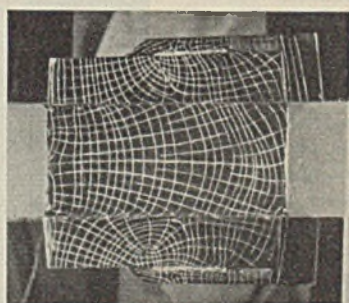
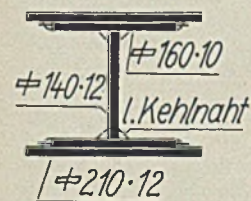


Abb. 10. Anschluß breiter Laschen mit Schweißnaht und Niet.

Diese Vermutung wird durch den in Abb. 10 festgehaltenen Versuch, bei dem zwischen den beiden Schweißnähten ein Niet eingeschaltet ist, bestätigt. Das Feld ist hier gut aufgeteilt, obwohl die untere Sitzfläche nicht ganz eben und daher die Kräfteinleitung nicht ganz gleichmäßig war,

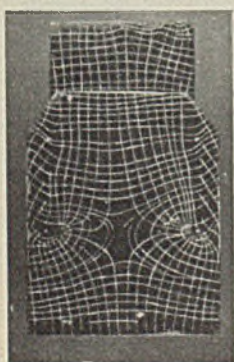


b) Seitenansicht
(Flansche umgeklappt)

Abb. 11. Geschweißter Anschluß eines I-förmigen Druckstabes an ein Knotenblech.

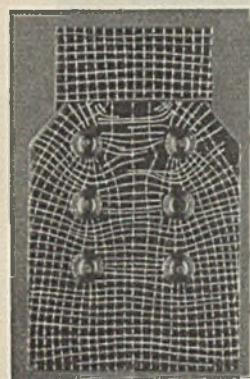
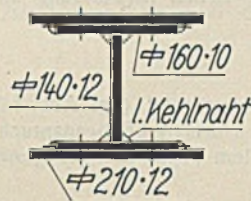
wie die Rißlinien zeigen. Die Kräfte streben größtenteils unmittelbar in den Niet und die Schweißnähte; nur wenige machen den Umweg über die Zuggurte, die hier sehr anschaulich zwischen dem Niet und den Schweißnähten aufgehängt sind.

Abb. 11 zeigt den Anschluß eines I-förmigen Druckstabes an zwei Knotenbleche, und zwar in rein geschweißter Ausführung. Betrachten wir zunächst das Spannungszustand des Knotenbleches, so erkennen wir, daß

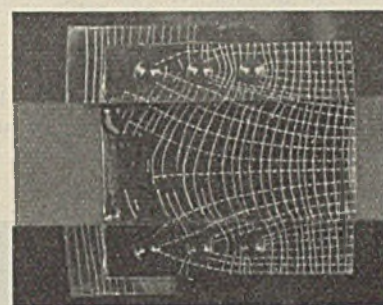


a) Vorderansicht

von einer gleichmäßigen Eintragung der Kräfte in die Naht auch nicht annähernd die Rede sein kann. Offensichtlich streben die Druckspannungen vom unteren Rande her fast alle dem nächstliegenden Nahtende zu; nur die wenigen Kraftlinien, die am seitlichen Blechrande entlanglaufen, gehen am Nahtende vorbei und münden mit ziemlich gleichmäßiger Verteilung in die Schweißnaht. Am Stabe selbst zeigen sich grundsätzlich



a) Vorderansicht



b) Seitenansicht
(Flansche umgeklappt)

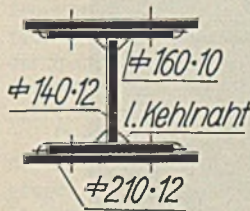
Abb. 12. Genietetes Anschluß eines I-förmigen Druckstabes an ein Knotenblech.

die gleichen Erscheinungen wie am Knotenblech. Nebenbei erkennt man hier sehr schön, daß die Druckspannungen des Steges nicht unmittelbar, sondern auf dem Umwege über Seillinien in die Nähte wandern.

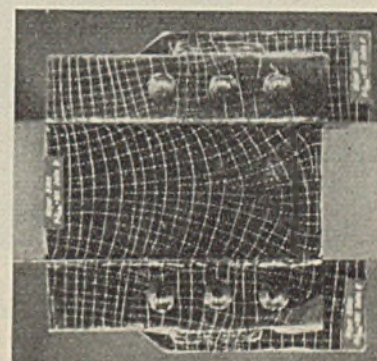
Schon an Hand dieser flüchtigen Betrachtung des Trajektoriennetzes läßt sich feststellen, daß die Spannungsverteilung im vorliegenden Falle sehr unregelmäßig ist.

Wir wollen uns auf diese Feststellung beschränken und das Augenmerk vorwiegend auf den Unterschied zwischen Abb. 11 und Abb. 12 richten. Letztere zeigt das Spannungszustand eines rein genieteten Körpers, dessen Abmessungen die gleichen sind wie beim geschweißten. Wie man sieht, wandern die Kräfte hier ohne Störung auf die einzelnen Niete zu; das Spannungsfeld ist ziemlich gleichmäßig aufgeteilt. Aus dem Vergleich von Abb. 11 und Abb. 12 kann man daher ohne Bedenken herauslesen, daß die Beanspruchung von Knotenblech und Verbindungsmittel hier wesentlich ausgeglichener ist als dort.

Verstärkt man den genieteten Anschluß durch Schweißnähte, so entsteht ein Trajektorienbild nach Abb. 13, das dem in Abb. 12 wiedergegebenen an Regelmäßigkeit nicht nachsteht. Ein Unterschied besteht lediglich darin, daß die zwischen den Nietreihen verlaufenden Spannungslinien des Knotenbleches nicht unmittelbar auf die Niete zusteuern, sondern sich auf Druckgewölbe abstützen, die zwischen den Niete gespannt sind. Die Verhinderung der Querdehnung durch das Anschweißen am Profil ist Ursache dieses Kräfteverlaufes, der sich übrigens günstig auf die



a) Vorderansicht



b) Seitenansicht
(Flansche umgeklappt)

Abb. 13. Kombiniertes Anschluß eines I-förmigen Druckstabes an ein Knotenblech.

Verteilung des Lochleibungsdruckes auswirken kann. Daß die Schweißnähte sich auch unmittelbar an der Kraftübertragung beteiligen, läßt ein Blick auf die Innenseite des Profilflansches erkennen.

In einer dritten Versuchsgruppe wurde die Frage des Kraftverlaufes in gekrümmten Stäben und Stabecken angeschnitten. Die wenigen Versuche, die bisher durchgeführt werden konnten, geben natürlich noch keine hinreichend breite Grundlage für

allgemeingültige Schlüsse. Sie sind aber geeignet, die wertvolle Hilfe des Reißlackverfahrens bei der Untersuchung derartiger Probleme darzutun und sollen deshalb bekanntgegeben werden.

Abb. 14 stellt eine Stabecke mit Rechteckquerschnitt dar. Im Eckpunkte des äußeren Randes ist lediglich die Kante ein wenig gebrochen, während der innere Rand nach einem Kreisbogen von 10 mm Halbmesser ausgerundet ist. Das Verhältnis zwischen Ausrundung und Querschnittshöhe beträgt

$$\frac{Ri}{h} = \frac{10}{80} = \frac{1}{8}$$

Der Stab wurde einer Zuglast von 1 t ausgesetzt (vgl. Abb. 14); die Querschnitte sind also auf Biegung und Normalkraft beansprucht. Während der Belastung entstanden die mit vollem Strich nachgezogenen

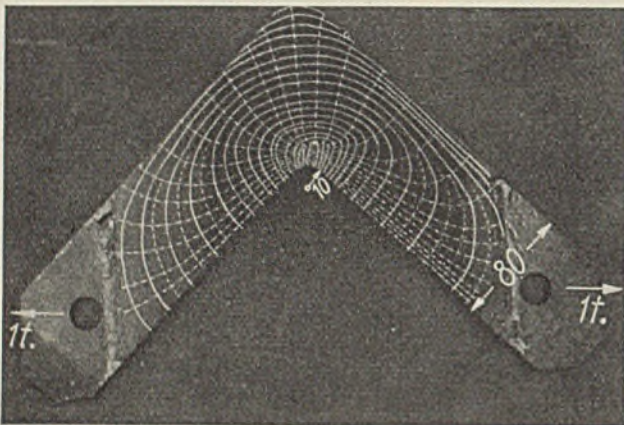


Abb. 14.

Trajektorien in einer Stabecke mit geringer Ausrundung.

RiBlinien; senkrecht zu diesen, in der Richtung der strichpunktierten Linien, verlaufen daher die Hauptzugspannungen. Aus dem Trajektorienbilde gehen vor allem zwei Eigenschaften unserer Stabecke hervor. Einmal zeigt sich, daß die auspringende Ecke nur wenig mitträgt; zweitens erkennt man, daß der singuläre Punkt bei der vorhandenen schwachen Ausrundung nahe am Innenrande liegt, wodurch eine starke Bündelung der Hauptzuglinien an der einspringenden Ecke hervorgerufen wird. Dieses Ergebnis stimmt überein mit den Erkenntnissen, die andere Forscher auf anderem Wege zutage gefördert haben¹⁹⁾.

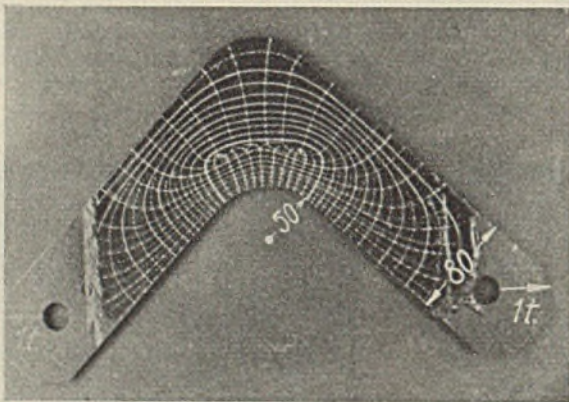


Abb. 15.

Trajektorien in einer Stabecke mit stärkerer Ausrundung.

Der in Abb. 15 festgehaltene Versuch unterscheidet sich von dem vorhergehenden nur dadurch, daß die Ecken des Probekörpers stärker ausgerundet sind. Es ist

$$\frac{Ri}{h} = \frac{50}{80} = \frac{5}{8}, \text{ gegenüber dem obigen Werte } \frac{1}{8}$$

Alle übrigen Verhältnisse sind geblieben. Trotzdem ist das gefundene Trajektorienbild wesentlich anders als in Abb. 14. Wie man sieht, haben sich zwei singuläre Punkte herausgebildet, deren Abstand vom Innenrand hier größer ist als dort. Diese Tatsache läßt vermuten, daß die größte innere Randspannung nicht im Symmetriequerschnitt der Ecke auftritt, sondern in jenen Querschnitten, denen die singulären Punkte angehören, weil dort die Spannungslinien am meisten zusammengedrängt werden. Die Richtigkeit dieser Vermutung soll noch durch Messungen

nachgewiesen werden. Mit Sicherheit aber kann man aus einem Vergleich der Abb. 14 u. 15 schließen, daß die Bündelung der Spannungslinien und damit die Randspannung in der Ecke mit wachsendem Ausrundungshalbmesser abnimmt. Es sei darauf hingewiesen, daß C. v. Widdern in der schon erwähnten Arbeit zu einem ähnlichen Ergebnis kommt,

wenigstens was die Lage der Höchstspannung und den Einfluß der Ausrundung betrifft.

Die Untersuchung einer Stabecke gestaltet sich wesentlich schwieriger, wenn der Stab an Stelle des einfachen Rechteckquerschnitts einen I-förmigen Querschnitt hat. Im folgenden sollen in Kürze einige Zwischenergebnisse aus der Untersuchung eines solchen Falles mitgeteilt werden; die eingehende Behandlung der Frage bleibt einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten. Es handelt sich hier um die Ermittlung des Spannungsverlaufes in der Ecke eines geschweißten Rahmens. Abb. 16 gibt über Abmessungen und Belastung des Probekörpers Aufschluß. Die mit vollem Strich nachgezogenen RiBlinien wurden bei der Entlastung erzeugt, sie zeigen also die Richtung der Hauptzugspannungen an, während senkrecht zu ihnen die Hauptdruckspannungen verlaufen. Abb. 17 gibt das

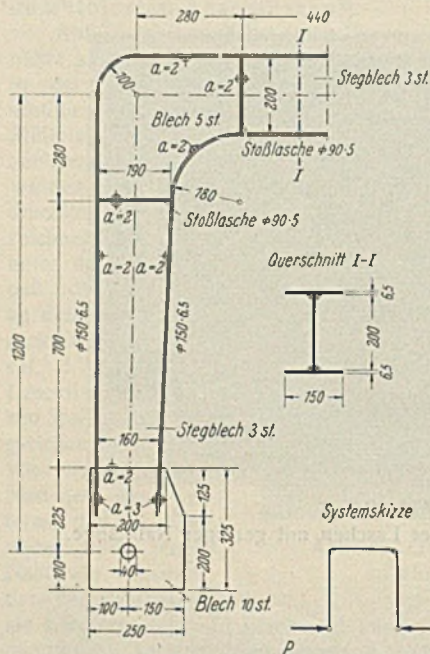


Abb. 16.

Abmessungen des Versuchsrahmens.

Spannungsnetz der Stegebene wieder. Man erkennt, daß die Trajektorien im Stiel bis annähernd zum Beginn der Ausrundung einen ganz normalen Verlauf haben; sie schneiden z. B. alle die Nulllinie (Symmetrielinie) unter einem Winkel von 45°, wie es vom Kragträger her bekannt ist. Erst kurz vor Beginn der Ausrundung macht sich der Einfluß der Ecke bemerkbar.

Das Spannungsnetz im Bereich der Ecke selbst zeigt im großen eine gewisse Ähnlichkeit mit dem in Abb. 15 dargestellten. Im einzelnen sind aber doch erhebliche Abweichungen zu verzeichnen, die auf das Vorhandensein des Flansches und auf die andersgeartete Belastung zurückzuführen sind; an eine Übertragung der früheren Schlüsse kann also nicht gedacht werden. Überhaupt fällt es hier schwer, schon aus dem reinen Trajektorienbild einen Einblick in die Fragen der Spannungsverteilung am Innenrande zu gewinnen. Das Netz der Spannungslinien liefert hier lediglich die Grundlage zur Messung der Hauptspannungen. Derartige Messungen sind für einen Querschnitt des Stiels und fünf Radialquerschnitte der Ecke durchgeführt worden, wie Abb. 17 andeutet. Aus den Hauptspannungen sind dann nach Mohr die Normalspannungen der Querschnitte berechnet und in Abb. 18 aufgetragen worden. Für den mittleren Querschnitt A-A der Ecke enthält Abb. 18 auch die Schubspannungs-

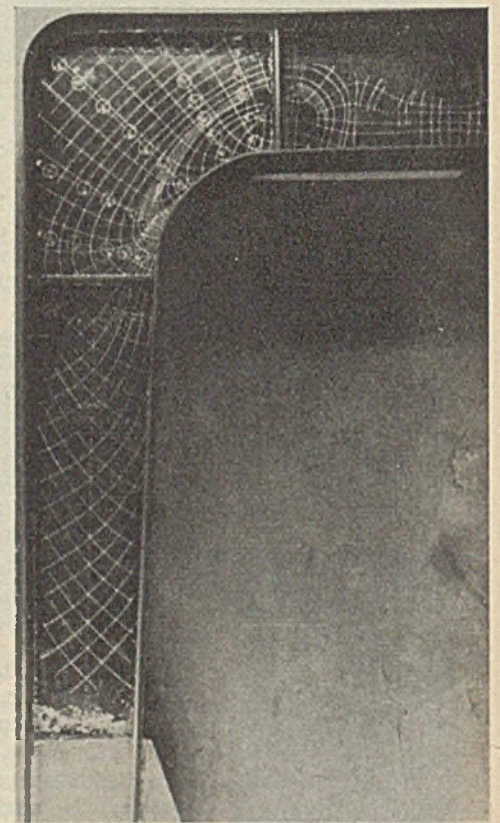


Abb. 17. Trajektorienverlauf in der Stegebene.

figur.

¹⁹⁾ Vgl. C. v. Widdern, Mitt. Mech.-Techn. Labor. T.H. München.

Einen interessanten Einblick in das Verhalten des inneren Flansches, der im vorliegenden Falle auf Druck beansprucht ist, bietet Abb. 19. Hier zeigt sich deutlich, daß die in den seitlichen Fasern des Stiel- oder Rieglflansches verlaufenden Spannungen der Achse des Flansches zustreben, sobald sie in den Bereich der Krümmung kommen. Daraus folgt, daß die Spannungen hier nicht mehr gleichmäßig über die Flanscbreite verteilt sein können, sondern in der Flanschenmitte einen größeren Wert haben müssen als an den seitlichen Rändern. Spannungsmessungen am inneren Flansch des mittleren

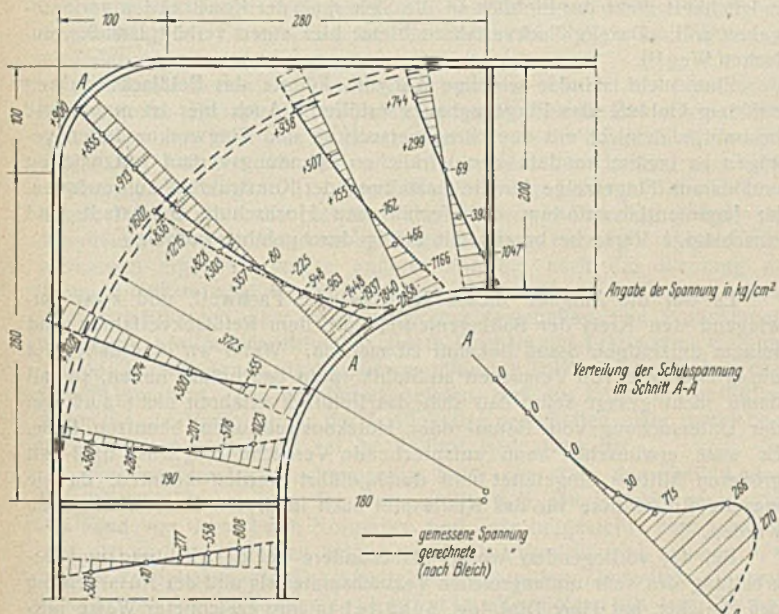


Abb. 18. Normalspannungen in den Radialquerschnitten der Ecke.

Eqquerschnitts ergaben daher die in Abb. 20 dargestellte Verteilung, bei der sogar Zug in den seitlichen Randfasern auftritt. Der Grund für die Ablenkung der Kräfte und die Entlastung der seitlichen Flanschen ist in den sogenannten „Abtriebskräften“ zu suchen, die infolge der Krümmung entstehen und die seitlich abstehenden Flanschteile aus ihrer Ebene herausbiegen¹¹⁾.

Um eine recht anschauliche Vorstellung von der Verteilung der Normalspannungen über den Querschnitt der Rahmenecke zu vermitteln, sei in Abb. 21 noch eine isometrische Darstellung des Spannungskörpers für den mittleren Querschnitt der vorliegenden Ecke gebracht.

Im Anschluß an die eben beschriebene versuchsmäßige Spannungsermittlung in der Rahmenecke, schien es wünschenswert zu sein, einmal einen Querschnitt nach der von F. Bleich angegebenen Theorie¹²⁾ nachzurechnen und dann einen Vergleich zwischen den Ergebnissen des Versuchs und der Rechnung anzustellen. Bleich geht von der Voraussetzung aus, daß die Randspannungen im Innengurt, auf deren Ermittlung es ja

Falle sehr sicher geht. Der Hauptgrund dafür liegt offensichtlich in der Tatsache, daß die ausspringenden Eckteile doch erhebliche Spannungen aufnehmen (vgl. Abb. 18).

Wegen des Unterschiedes der größten Randspannungen können nun auch die Kurven für die Spannungsverteilung quer über den Flansch, die in Abb. 20 dargestellt sind, nicht mehr übereinstimmen. Es sei aber doch darauf hingewiesen, daß beide Kurven den gleichen Charakter haben, und daß vor allem die Möglichkeit des Spannungs-

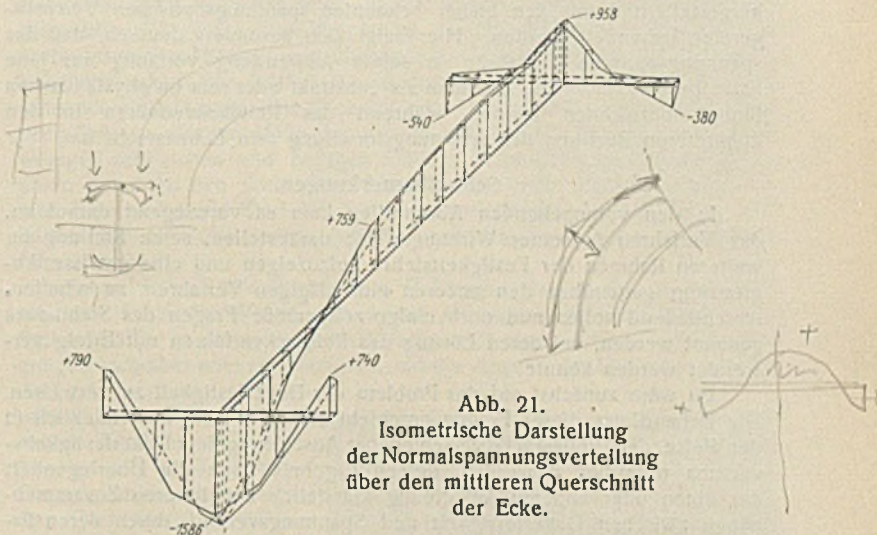


Abb. 21. Isometrische Darstellung der Normalspannungsverteilung über den mittleren Querschnitt der Ecke.

wechsels im Flanschquerschnitt, die in den Bleichschen Formeln eingeschlossen ist, hier durch den Versuch bestätigt worden ist.

4. Beurteilung des Verfahrens.

An anderer Stelle wurde schon hervorgehoben, daß das Reißlackverfahren in erster Linie als Verbesserung eines älteren Verfahrens zur Bestimmung ebener Spannungsfelder anzusprechen ist (vgl. Abschnitt 1). Die Verbesserung besteht dabei hauptsächlich in einer Arbeitersparnis beim Aufsuchen der Trajektorien. Bei der Untersuchung eines ebenen Spannungszustandes nach dem erwähnten älteren Verfahren war die Spannungsebene mit einem Quadratnetz zu überziehen, in dessen Knotenpunkten dann mit Hilfe der Dehnungsellipse die Richtungen der Hauptdehnungen bestimmt werden mußten. An Hand von Abb. 1 kann man sich klar machen, daß zur einwandfreien Ermittlung einer Dehnungsellipse mindestens vier Dehnungsmessungen notwendig sind. Dazu kommt weiter, daß die Hauptrichtungen in vielen Punkten der Spannungsebene bekannt sein müssen, ehe man die Trajektorien in das so bestimmte Richtungsfeld einzeichnen kann. Man sieht auf Grund dieser Überlegung schon ein, daß erhebliche Meßarbeit geleistet werden muß, wenn man die Trajektorien in der alten Weise aufsucht. Einen rechten Begriff von dem Umfang der Arbeit vermittelt aber erst das praktische Beispiel. Darum sei an dieser Stelle auf die Untersuchung des Spannungsverlaufes im Querhaupt einer Dauerprüfmaschine hingewiesen, die vor einiger Zeit in der Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem durchgeführt wurde¹³⁾. Bei einem Ausmaße der Spannungsebene von ungefähr 390 × 490 mm wurde hier ein Quadratnetz mit 500 Meßpunkten verwendet; dies besagt, daß der Bestimmung des Trajektorienverlaufes 2000 Messungen vorangingen.

Das Reißlackverfahren verlangt keinen derart großen Arbeitsaufwand; die Trajektorien sind das Ergebnis von ein oder zwei einfachen Arbeitsgängen. Zwar müssen zur Ermittlung der Spannungsgrößen auch hier Messungen vorgenommen werden. Aber einmal handelt es sich in jedem Punkte nur um zwei Messungen, und zum andern können wir an Meßpunkten sparen, da das Bild der Trajektorien bereits Aufklärung über wichtige und weniger wichtige Gebiete der Spannungsebene gibt.

Ein Nachteil des Reißlackverfahrens besteht lediglich darin, daß die Spannungen des Werkstücks beim Versuch ein bestimmtes Intervall durchlaufen müssen. Ist dieser Spannungsunterschied aus irgendwelchen Gründen, z. B. mangels ausreichender Kraft der Prüfmaschine, nicht zu erzielen, so versagt das Verfahren. Aus dem gleichen Grunde werden die spannungsarmen Gebiete eines Probestücks durch das Reißlackverfahren nicht mehr erfaßt.

Es bleibt noch die Frage zu beantworten, ob und wie weit das Reißlackverfahren neben dem Verfahren der Spannungsoptik lebensberechtigt ist. Da wäre zunächst hervorzuheben, daß spannungsoptische Untersuchungen nur an kleinen Modellen aus Glas oder optisch gleichwertigen Stoffen vorgenommen werden können. Ist nun der Modellversuch an sich schon eine problematische Angelegenheit, insofern von dem Verhalten eines kleinen Modells nicht immer mit Sicherheit auf das Verhalten des wirklichen Baugliedes geschlossen werden kann, so werden diese Zusammen-

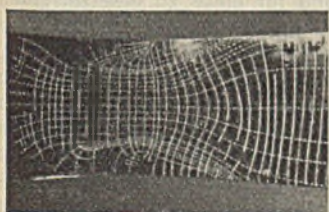


Abb. 19. Trajektorienverlauf auf der Außenseite des inneren Flansches.

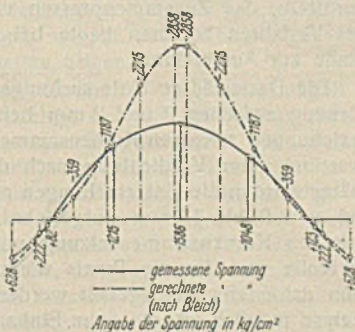


Abb. 20. Verteilung der Normalspannungen quer über den inneren Flansch des mittleren Querschnittes A-A der Ecke.

hauptsächlich ankomme, nur wenig von der Führung des Außengurtes abhängig sei. Er schlägt daher vor, bei einer Eckausbildung, wie sie in unserem Falle vorliegt, die ausspringenden Eckteile als unwirksam zu betrachten, den äußeren Gurt in konzentrischer Krümmung zum Innengurt anzunehmen (vgl. Abb. 18) und auf den so entstandenen gekrümmten I-Träger die unter Fußnote¹¹⁾ erwähnte Theorie anzuwenden. Wir haben eine Berechnung dieser Art für den mittleren Querschnitt A-A der Ecke durchgeführt und die errechneten Normalspannungen in Abb. 18 eingetragen.

Der Vergleich der gemessenen Spannungen mit den berechneten läßt erkennen, daß man bei einer Berechnung nach Bleich im vorliegenden

¹¹⁾ Näheres s. H. Bleich, Stahlbau 1933, Heft 1.

¹²⁾ Vgl. Stahlhochbauten, Bd. 2, S. 640ff.

¹³⁾ E. Lehr, Z. d. VdI 1935, Nr. 46, S. 1387.

hänge hier nur noch verwickelter, da sich Modell und Wirklichkeit hinsichtlich des Werkstoffes unterscheiden. Beim Reißlackverfahren sind derartige Schwierigkeiten nicht vorhanden. Die Versuchsstücke, die hier zur Verwendung kommen, sind aus dem Werkstoff der zu untersuchenden Konstruktion in natürlicher Größe oder in mäßiger Verkleinerung hergestellt. Weiter lassen sich auf spannungsoptischem Wege vorläufig nur völlig ebene Gebilde untersuchen. Körper, wie sie in Abb. 11 bis 13 wiedergegeben sind, können wohl kaum als Glas- oder Kunstharzmodelle hergestellt und mit den bisher bekannten spannungsoptischen Versuchsgeschäften behandelt werden. Hier zeigt sich besonders deutlich, daß das spannungsoptische Verfahren in seiner Anwendung vorläufig auf jene Fälle beschränkt bleibt, die man als „abstrakt oder rein im physikalischen Sinne“ bezeichnen könnte, während das Reißlackverfahren in den konkreteren Bezirken der Spannungsforschung sein Lebensrecht hat.

Schlußbemerkungen.

In den vorangehenden Abschnitten kam es vorwiegend darauf an, das Verfahren in seiner Wirkungsweise darzustellen, seine Stellung im weiteren Rahmen der Festigkeitslehre aufzuzeigen und eine gewisse Abgrenzung gegenüber den anderen einschlägigen Verfahren zu schaffen. Abschließend sollen nun noch einige zeitgemäße Fragen des Stahlbaues genannt werden, bei deren Lösung das Reißlackverfahren mit Erfolg verwendet werden könnte.

Da wäre zunächst auf das Problem der Dauerfestigkeit zu verweisen. Die Behandlung dieser Fragen geschieht zur Zeit wohl ausschließlich in der Weise, daß Probestücke verschiedener Ausbildung dem Dauerfestigkeitsversuch unterworfen werden, dessen Ergebnis dann die Überlegenheit der einen oder anderen Ausbildung klarstellt. Die inneren Zusammenhänge zwischen Dauerfestigkeit und Spannungsverlauf, durch deren Erkenntnis das Ergebnis des Dauerbruchversuches erst richtiges Leben gewinnt, werden dabei nicht aufgedeckt. Einen Einblick kann man sich in dieser Hinsicht nur verschaffen, wenn man in Parallele zum Dauerbruchversuch Untersuchungen über den Spannungsverlauf anstellt. Es ergibt sich also hier eine wichtige Aufgabe für das Reißlackverfahren.

Ferner könnte die mehrfach erwähnte Eigenschaft des Reißlackverfahrens, das Auftreten von Fließerscheinungen anzuzeigen und die Ausbreitung des Fließgebietes sichtbar zu machen, ausgenutzt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Forschungsarbeiten des Straßenbau-Instituts der Technischen Hochschule Darmstadt.

Von Prof. F. Knipping und Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. K. Götz, Vorstand und Leiter des Straßenbau-Instituts in Darmstadt.

In den Jahren 1928/29 sind aus Mitteln des Reiches und der Hochschulländer an sämtlichen deutschen Technischen Hochschulen Straßenbau-Institute eingerichtet worden. Zweck und Ziel dieser Maßnahme war, bei der durch den Kraftwagenverkehr herbeigeführten wesentlich größeren Bedeutung des Straßenbaues die zahlreichen ungeklärten Fragen auf diesem Gebiete zu durchforschen und nach und nach zu lösen. Demgemäß war die Aufgabe der neu geschaffenen Institute eine dreifache. Sie hatten — schon als Grundlage für die Forschungen — Untersuchungen und Prüfungen von Baustoffen und Bauausführungen vorzunehmen, sie hatten Forschungsarbeiten zu leisten und der Lehre zu dienen.

Diesen drei Aufgaben hat sich auch das Darmstädter Straßenbau-Institut gewidmet. Es sei vorab dankbar anerkannt, daß die Forschungsarbeiten durch Beihilfen des Reiches (Reichsverkehrsministerium, später Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen) ermöglicht und gefördert worden sind. Eine Übersicht über dieses Gebiet der Tätigkeit des Instituts und ein Hinweis auf die dabei erzielten Ergebnisse sollen im folgenden gegeben werden.

Das Institut hat sich bei seinen Forschungen mit dem Untergrund (Bodenuntersuchungen), mit den Baustoffen, mit dem Aufbau der Straßendecken und mit den Beziehungen zwischen Decke und Fahrzeug beschäftigt.

Als nach Krieg und Inflation Deutschland die Möglichkeit fand, endlich auch dem Straßenbau wieder besondere Aufmerksamkeit zuzuwenden, mußte es sich in erster Linie darum handeln, das vorhandene Straßennetz mit größter Beschleunigung und in möglichst ausgedehntem Umfang dem neuen Verkehr der Kraftwagen anzupassen, der sich rücksichtslos durchsetzte und ausbreitete. Es galt daher, den Bau der Schotterstraße, die auf den Landstraßen nicht nur die vorherrschende, sondern fast ausschließliche Befestigungsart, aber auch in den Städten und Gemeinden weit verbreitet war, durch Hinzufügung eines Bindemittels zu verbessern. Der erforderliche Zusammenhang und die nötige Widerstandsfähigkeit des Mineralgerüsts können mit Hilfe von hydraulischen und bituminösen Bindemitteln nur erreicht werden, wenn seine Zusammensetzung richtig gewählt wird.

Demgemäß beschäftigen sich die ersten Untersuchungen des Darmstädter Instituts mit der Zusammensetzung und dem Aufbau des Mineralgerüsts. Der Aufbau kann in Anlehnung an die frühere Herstellungsweise in einzelnen Schichten gleichen Kornes, dessen Größe von unten nach oben abnimmt, mit entsprechenden Hohlräumen, also nach dem

Es sind bekanntlich Bestrebungen vorhanden, bei der Bemessung statisch unbestimmter Systeme die Plastizität des Stahles auszunutzen. Bei vollwandigen Biegeträgern führt eine derartige Bemessung zum Auftreten von sogenannten Fließgelenken. Wie sich diese Fließgelenke mit wachsender Belastung ausbilden, welcher Grenzzustand sich herausstellt, wie weit und mit welcher Regelmäßigkeit sich die abstehenden Teile der Trägerflanschen am Fließen beteiligen —, diese und ähnliche Fragen sind noch zu klären, wenn durch die Ausnutzung der plastischen Verformungsmöglichkeit nicht der Einblick in die Sicherheit der Konstruktion verlorengehen soll. Das Reißlackverfahren bietet hier einen verhältnismäßig einfachen Weg¹⁾.

Eine nicht minder wichtige Aufgabe könnte das Reißlackverfahren auf dem Gebiete des Flugzeugbaues erfüllen. Auch hier ist man heute bestrebt, sich nicht mit dem Bruchversuch an den Tragwerkmodellen genügen zu lassen, sondern den wirklichen Spannungsverlauf festzustellen und daraus Fingerzeige für die Gestaltung der Konstruktion zu gewinnen. Im Ingenieurlaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt sind einschlägige Versuche bereits mit Erfolg durchgeführt worden.

Es war die Aufgabe dieses Berichts, die Fachwelt, und zwar vorwiegend den Kreis der Bauingenieure, mit dem Reißlackverfahren und seinem derzeitigen Stand bekannt zu machen. Wenn wir uns dabei auf die Wiedergabe von Versuchen an Stahlkörpern beschränkt haben, so soll damit nicht gesagt sein, daß sich das Reißlackverfahren nicht auch bei der Untersuchung von Beton- oder Holzkonstruktionen benutzen ließe. Es wäre erwünscht, wenn entsprechende Versuche möglichst bald mit größeren Mitteln eingeleitet und durchgeführt werden könnten, da sie manche Aufschlüsse für das Kräftespiel auch in diesen Baustoffen geben würden.

Bei der vorliegenden Arbeit, insbesondere bei der Sichtung und Bearbeitung des sehr umfangreichen Versuchsmaterials und der Ausarbeitung des Berichts, hat Herr Dipl.-Ing. Schädel in ausgezeichneter Weise mitgewirkt, wofür ihm an dieser Stelle Dank gesagt werden soll.

¹⁾ Vgl. hierzu auch die Ausführungen von F. Bleich über Theorie und Versuchsforschung im Stahlbau im Bericht Nr. 90 der Eidgen. Materialprüfungsanstalt, Zürich.

Makadamprinzip geschehen oder in einheitlicher Schicht verschiedener und richtig abgestufter Korngrößen mit möglichst geringen Hohlräumen, also nach dem Betonprinzip. Für beide Bauweisen sind offenbar die Zusammenhänge zwischen der Kornzusammensetzung und der Lagerungsdichte der verdichteten Mineralmasse wichtig. Dies gilt besonders für das nach dem Hohlraumminimum zusammengesetzte Mineralgemisch der Betonbauweise. Für die Verdichtung des Mineralgerüsts stehen das Einrütteln, das Zusammenpressen und das Walzen zur Verfügung; alle drei Verfahren kommen heute bei der praktischen Ausführung auf der Straße zur Anwendung.

Die Darmstädter Untersuchungen haben sich zuerst mit der feinen Körnung zwischen 0 und 2 mm befaßt und für diese zu gesetzmäßigen Beziehungen zwischen Kornzusammensetzung und Hohlraum geführt, und zwar bei einer Verdichtung nach den genannten drei Verfahren^{1), 2), 3)}. Später wurden die Untersuchungen auf gröbere Körnungen von 0 bis 7 mm und von 0 bis 12 mm ausgedehnt, die eine ähnliche Gesetzmäßigkeit zwischen Kornzusammensetzung und Hohlraumgehalt feststellten. Das wertvolle und für die Praxis wichtige Ergebnis dieser Untersuchungen kann dahin zusammengefaßt werden, daß es bereits mit Hilfe der Siebanalyse möglich ist, die beim Einbau zu erwartende Lagerungsdichte von Mineralien verschiedener Körnung zu beurteilen. Diese Ergebnisse decken sich gut mit Feststellungen, die im Zementbetonbau auf anderen Wegen zu ähnlichen Zwecken gewonnen sind.

Neben der Zusammensetzung des Mineralgerüsts nach der Korngröße spielt, wie es schon der Augenschein lehrt, die Kornform eine Rolle. Untersuchungen mit verschiedenen Sanden, mit Fluß-, Gruben- und Brechersanden, führten zu der von vornherein wahrscheinlichen Feststellung, daß die Lagerungsdichte mit der abgerundeten Form zu-, mit der Sperrigkeit dagegen abnimmt.

Auf diese kurz skizzierten Untersuchungen des mineralischen Teiles einer Straßendecke folgten logischerweise solche an Probekörpern, die durch Hinzufügung eines bituminösen Bindemittels zu Mineralgemischen bestimmter Zusammensetzung und infolgedessen Lagerungsdichte her-

¹⁾ Knipping-Götz, Das Stützgerüst von Feinmineraldecken. Straßenbau 1931, Heft 8 bis 13. — ²⁾ Götz, Feinmineral im Straßenbau. Dissertation 1932. — ³⁾ Knipping-Götz-Bewersdorf, Lagerungsdichten bei eingewalzten Feinmineralien. Asph. Teer 1933, Heft 2 bis 5.

gestellt wurden. Diese Probekörper wurden Stabilitätsprüfungen (Druckfestigkeit, Penetration, Zugfestigkeit) unterworfen. Der Umfang dieser Untersuchungen läßt zwar allgemein gültige Schlüsse noch nicht zu. Immerhin ist aber der Einfluß der Kornzusammensetzung und damit der Lagerungsdichte des Mineralgerüsts unverkennbar.

Die gleiche Erkenntnis des Einflusses der Kornzusammensetzung und Kornform auf die Eigenschaften von Probekörpern wurde bei Verwendung hydraulischer Bindemittel gewonnen. Für diese wurden in der Natur vorkommende Sande herangezogen. Die Prüfungen wurden neben der Feststellung der Festigkeiten auf die Frostbeständigkeit und Abnutzung ausgedehnt.

Weitere Arbeiten des Instituts beschäftigten sich mit den bituminösen Bindemitteln. Einmal führten Untersuchungen über die Zusammensetzung des Füllers mit Hilfe des Aräometer-Verfahrens zur Feststellung des Einflusses der Feinheit des Füllers auf einzelne Eigenschaften, wie Fließvermögen, Haftfähigkeit u. a. von Füllerbitumengemischen. Dem Bitumen wurde hierbei stets die gleiche Menge Füller (24 Gew.-%), jedoch verschiedenen Minerals und verschiedener Körnung zugefügt. Diese Untersuchungen ergänzten solche anderer Forscher nach der Richtung der genauen Feststellung der Füllerfeinheit. Außer diesen Prüfungen wurden auch Ermittlungen über die Festigkeitseigenschaften von Probekörpern aus einem bestimmten Bitumen, einem Grubensand bestimmter Körnung und den verschiedenen für die oben angeführten Prüfungen herangezogenen Füllern gemacht. Die Ergebnisse zeigten, daß die Körnung des Füllers allein für die Veränderung der Festigkeitseigenschaften nicht maßgebend ist, sondern daß auch die Art des Füllers Bedeutung hat.

Eine weitere Untersuchungsreihe hatte zum Ziel, den Einfluß eines Zusatzes von Bitumen zum Teer festzustellen^{4), 5)}. Die Probekörper wurden aus Sand von 0 bis 2 mm Korngröße und Teer hergestellt; dem letzteren war bis zu 20% Bitumen beigemischt. Die Ermittlungen ergaben u. a., daß die Festigkeitswerte (Druckfestigkeit, Penetration, Zugfestigkeit) sowohl nach kurzer wie nach längerer Liegezeit im allgemeinen mit dem Bitumenzusatz höher wurden, die Druckfestigkeit und Penetration insbesondere durch Bitumen höheren Tropfpunktes beeinflußt wurden.

Erwähnenswert sind auch Feststellungen über den Einfluß der Wärme auf die Viskositätskennzahlen bituminöser Bindemittel. Dieser Einfluß ist nicht unbedeutend. Diese Erkenntnis hat die praktische Bedeutung, daß ein mit Hilfe von Wärme zurückgewonnenes Bitumen, z. B. aus einem Deckenaufbruch, einzelne Eigenschaften verändert haben kann. Infolgedessen hat man inzwischen die Rückgewinnungsverfahren zu verbessern gesucht⁶⁾.

Ausgedehnt waren die Untersuchungen des Instituts an Zementschotter, sowohl an Deckenausschnitten wie an solchen Probekörpern, die nach dem Sandwich- und nach dem Tränkverfahren hergestellt wurden. Die Prüfungen an den Deckenausschnitten führten zu Bewertungsmaßstäben des Zementschotters. So wurden für einzelne Eigenschaften dieser Bauweise folgende Wertzahlen aus einer Reihe von Untersuchungen gefunden: Raumgewicht = 2,5 bis 2,6 g/cm³, Wasseraufnahme = 1 bis 2 1/2 Gew.-%, Würfeldruckfestigkeit = 300 bis 500 kg/cm², Biegunzugfestigkeit = 30 bis 50 kg/cm², Abnutzbarkeit auf der Schleifscheibe = 0,2 bis 0,3 cm³/cm². Die Feststellungen an Laboratoriumsproben ergaben, daß die beiden genannten Bauverfahren ähnliche Güteeigenschaften zeigen^{7), 8), 9), 10)}.

Angeregt durch das Studium amerikanischer Veröffentlichungen hat sich das Straßenbau-Institut schon frühzeitig, seit 1931, mit Untersuchungen des Untergrundes, also mit Bodenuntersuchungen befaßt. Ist doch der Untergrund für jede Straßendecke und ihre Haltbarkeit von größter Bedeutung. In Anlehnung an amerikanische Erfahrungen und sonstige ausländische Forschungen wurde der Kornzusammensetzung des Untergrundes, soweit als möglich mit Hilfe der Siebanalyse, für die feinsten Bestandteile mit Hilfe des Aräometer-Verfahrens, nachgegangen. Für diese Feststellungen, dann aber auch für die Gewinnung der Bodenkennzahlen (Fließgrenze, Plastizitätsgrenze, Schrumpfgrenze, Kapillarität usw.) erwiesen sich die üblichen Verfahren, wie durch zahlreiche Versuche gefunden wurde, als zuverlässig. Die Untersuchungen führten zu wertvollen Grundlagen für die Beurteilung des Bodens, ließen insbesondere auch Schluß-

folgerungen darüber zu, in welcher Weise durch Vermischung verschiedener Böden oder durch Zusatz von bestimmten Böden Verbesserungen ihrer Standfestigkeit erreicht werden konnten. Im einzelnen wurde durch eine Reihe mechanischer Prüfungen die Wirkung derartiger Beimischungen festgestellt. Es ist beabsichtigt, nähere Angaben zu veröffentlichen, sobald der Umfang der Versuche endgültige Schlußfolgerungen zuläßt.

Ganz besonders hat das Straßenbau-Institut der Erforschung der Beziehungen zwischen Fahrzeug und Fahrbahn seine Aufmerksamkeit geschenkt. Für diese Beziehungen ist die Oberfläche der Straßendecke nach mehrfacher Hinsicht von Wichtigkeit. Von der Rauigkeit der Fahrbahndecke hängt ihre Griffigkeit und damit die Ziffer der gleitenden und rollenden Reibung ab. Die Ebenheit oder Unebenheit einer Straßendecke beeinflußt in starkem Maße das Fahren auf ihr; sie führt zu mehr oder weniger zahlreichen und heftigen Stößen. Rauigkeit und Ebenheit gehören daher zu den wichtigsten Eigenschaften jeder Fahrbahndecke, die ihre Güte und ihren Wert für den Verkehr weitgehend ausmachen. Mit beiden hat sich das Institut befaßt, einige Ergebnisse sind bereits veröffentlicht¹¹⁾.

Zahlreich sind die Brems- und Reibungsversuche, die ursprünglich mit dem fahrenden Wagen, später mit Anhängern zur Feststellung der Reibungsziffer im In- und Auslande angestellt sind. Diese Versuche begnügen sich aber entweder lediglich mit der Angabe der Deckenart (Betondecke, Teerdecke usw.) oder fügen bestenfalls eine nähere Beschreibung oder Photographie der Decke bei. Demgegenüber hat sich das Darmstädter Straßenbau-Institut die Aufgabe gestellt, Beziehungen zwischen der Rauigkeit der Decke und der daraus folgenden Reibung zu finden, also der Frage der Reibung und ihrer Abhängigkeit von der Deckenoberfläche auf den Grund zu gehen. Es mußte sich daher zunächst darum handeln, ein Aufnahmegerät der Deckenoberfläche zu konstruieren, das alle kleinen und kleinsten Unebenheiten, deren Gesamtheit man mit Rauigkeit bezeichnet, graphisch wiedergibt. Ein solches Gerät ist der Rauigkeitsmesser, dessen neueste Form auf Grund mehrjähriger Erfahrungen gefunden wurde (Abb. 1). Dieses Gerät gestattet die Aufnahme der Deckenrauigkeit mittels eines Tasthebels, dessen Bewegungen optisch übertragen und auf einem lichtempfindlichen Papier aufgezeichnet werden. Für drei verschiedene Fahrbahnbefestigungen, eine Zement-, Teer- und Asphaltdecke, sind die

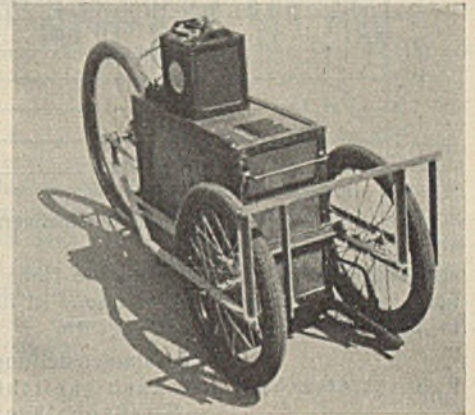


Abb. 1. Darmstädter Rauigkeitsmesser.



¹¹⁾ Knipping-Gözl-Mittmeyer, Straßenfahrbahn und Fahrzeug. Z. d. VdI 1933, Bd. 77, Nr. 52.

⁴⁾ Knipping-Gözl-Otten, Untersuchungen über den Wert des Zusatzes von Bitumen zum Teer an Probekörpern aus Feinmineral. Straßenbau 1933, Heft 1. — ⁵⁾ Knipping-Gözl-Bewersdorf, Untersuchungen des Einflusses von Bitumenzusatz zu Teer an Probekörpern. Teer und Bitumen 1935, Heft 13.

⁶⁾ Nähere Einzelheiten s. Knipping-Bewersdorf, Untersuchung der Einwirkung von Wärme und feinsten mineralischen Beimengungen auf die Viskositätskennzahlen von bituminösen Bindemitteln. Asph. Teer 1931, Heft 27/28.

⁷⁾ Knipping-Gözl, Die Zementschotterstraße. Jahrbuch für Straßenbau 1930/31. — ⁸⁾ Ders., Die Zementschotterstraße, Untersuchung von Ausschnitten aus derselben. Straßenbau 1932, Heft 10. — ⁹⁾ Ders., Die Zementschotterstraße. Straßenbau 1933, Heft 22. — ¹⁰⁾ Knipping-Gözl-Zimmermann, Untersuchungen an Laboratoriumsproben aus Zementschotter, hergestellt nach dem Tränkverfahren. Betonstr. 1934, Heft 8.

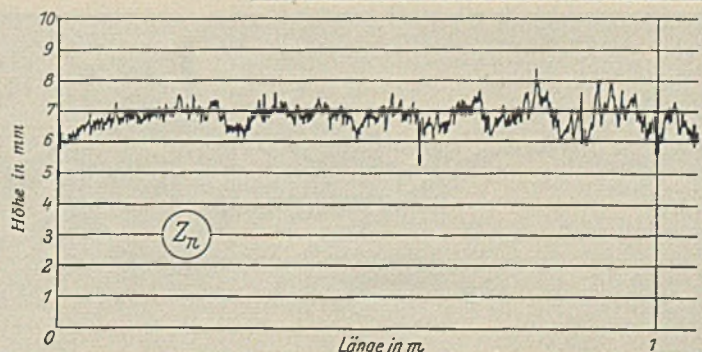
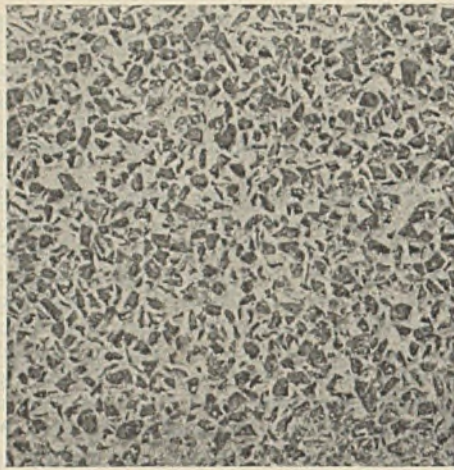


Abb. 2a. Aufsicht und Rauigkeitsdiagramm einer Zementdecke.



so erhaltenen Aufnahmen in Abb. 2a, b u. c wiedergegeben, jeweils mit der photographierten Fahrbahnoberfläche. Bei den Aufnahmen sind die Längen im Verhältnis von etwa 1:7 verkleinert, die Höhen im umgekehrten Verhältnis vergrößert.

Für die Auswertung der Aufzeichnungen des Rauigkeitsmessers wurde für die Länge von 1 m die Anzahl der Ausschläge (nach oben oder unten), Rauig-

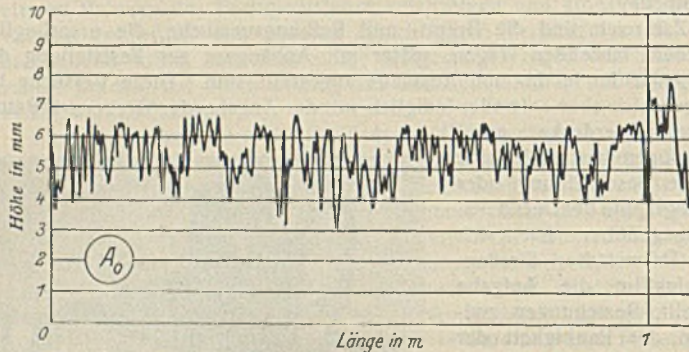
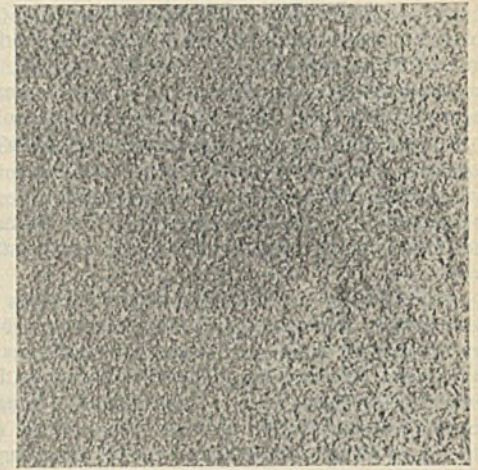


Abb. 2b. Aufsicht und Rauigkeitsdiagramm einer Asphaltdecke.



die des Höchstwertes der rollenden Reibung. Einen Anhalt über die Reibungskräfte auf den mehrfach genannten drei untersuchten Fahrbahnbefestigungen in trockenem Zustande und bei 80 km/h Geschwindigkeit gibt Zusammenstellung 2.

Ein Vergleich der Zusammenstellungen 1 und 2 läßt zwar Beziehungen zwischen den Rauigkeits- und den Reibungswerten vermuten, eine Klärung

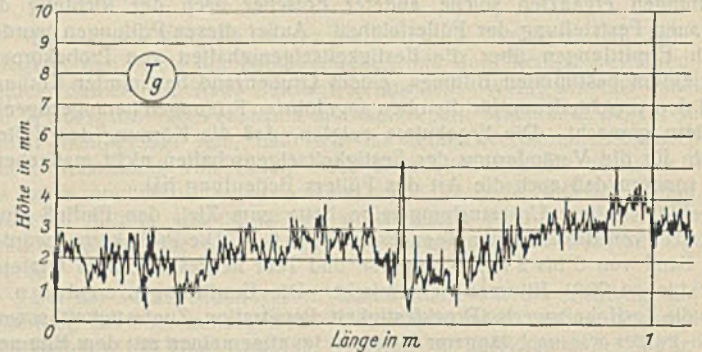


Abb. 2c. Aufsicht und Rauigkeitsdiagramm einer Teerdecke.

keitszahl genannt, und die gemittelte Höhe der Ausschläge, Rauigkeitshöhe genannt, bestimmt. Ein Beispiel ist für die genannten drei Decken in Zusammenstellung 1 wiedergegeben.

Zusammenstellung 1.

Rauhigkeitszahlen und Rauigkeitshöhen von verschiedenen Straßenbelägen.

Deckenart	Rauhigkeitszahl	Rauigkeitshöhe mm
Zementdecke I	140	0,37
Teerdecke I	137	0,66
Asphaltdecke I	93	1,16

Der so gewonnenen Rauigkeit eines bestimmten Deckenstückes muß nun die Reibung auf derselben Strecke gegenübergestellt werden. Für diese Aufnahmen ist ein besonderer Reibungsmesser — wiederum an Hand längerer Erfahrungen — hergestellt worden (Abb. 3). Dieses Gerät

Zusammenstellung 2.

Gleitende Reibung auf verschiedenen Fahrbahnbefestigungen in trockenem Zustande bei 80 km/h Fahrgeschwindigkeit.

Deckenart	Reibungskräfte in kg
Zementdecke I	129
Teerdecke I	121
Asphaltdecke I	103

besteht aus einem Einrad, das an einen starken Zugwagen angehängt wird. Die Konstruktion läßt hohe Geschwindigkeiten zu. Die Reibungswerte werden aus der Reibungskraft und der Auflast des Rades ermittelt. Die Diagramme (Abb. 4) lassen die bei der rollenden und gleitenden Reibung auftretenden Kräfte und ihre Veränderung deutlich erkennen. Insbesondere sind die Kräfte der gleitenden Reibung zwischen Reifen und Fahrbahn kleiner als

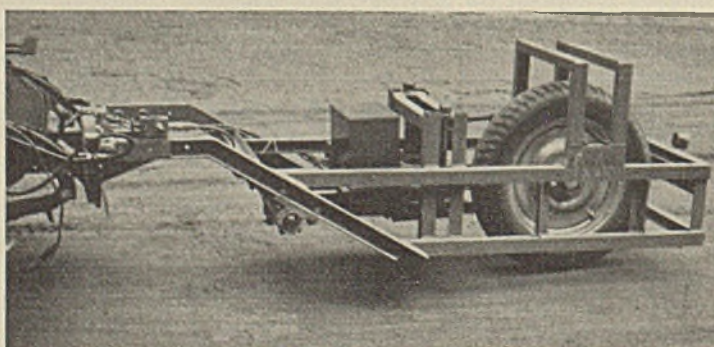


Abb. 3. Darmstädter Reibungsmesser.

dieser wichtigen Frage können aber erst eingehendere Untersuchungen erbringen, die teils durchgeführt, teils für die nächste Zeit beabsichtigt sind.

Neben der Beschaffenheit der Fahrbahnoberfläche ist für die Reibungskräfte noch eine Reihe anderer Einflüsse maßgebend, z. B. Baustoffe und Aufbau der Decke, Trockenheit oder Feuchtigkeit, Verschmutzung, Fahrgeschwindigkeit, Profilierung und Innendruck des Reifens u. a. Über den Einfluß der Feuchtigkeit gewährt Zusammenstellung 3 Einblick; sie läßt den starken Rückgang der Reibungskräfte infolge Nässe deutlich erkennen.

Zusammenstellung 3.

Gleitende Reibung auf einer Zement-, einer Teer- und einer Asphaltdecke bei trockener und nasser Fahrbahn.

Deckenart	Reibungskräfte in kg		Verhältnis bei nasser Fahrbahn gegenüber trockener in %
	trocken	naß	
Zementdecke II	94	55	60
Teerdecke II	108	39	36
Asphaltdecke II	135	39	28

Zusammenstellung 4.

Gleitende Reibung auf einer Zementdecke bei Geschwindigkeiten von 40 bis 100 km/h.

Geschwindigkeit in km/h	Reibungskräfte in kg	
	trocken	naß
40	120	72
60	125	56
80	118	46
100	123	33

Bemerkenswert ist die Einwirkung der Geschwindigkeit auf die Reibungskräfte. Diese nehmen, wie eine Reihe von Versuchen gezeigt hat, bis zu einer Geschwindigkeit von 100 km/h für die gleitende Reibung bei trockener Fahrbahn mit der Geschwindigkeit etwas zu, jedenfalls nicht wesentlich ab, während sie bei der gleitenden Reibung bei nasser Fahrbahn mit zunehmender Geschwindigkeit offensichtlich abfallen.

Ob sich die Reibungskräfte bei noch höheren Geschwindigkeiten in gleicher Weise verändern und welche Erklärung für das gefundene Ergeb-

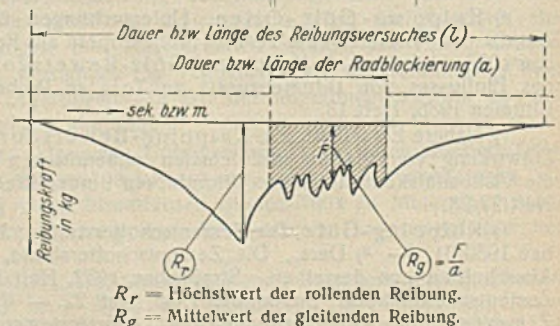


Abb. 4. Schema eines Reibungsdiagramms.

nis gegeben werden kann, läßt sich noch nicht mit genügender Bestimmtheit sagen.

Das zweite Gebiet der Beziehungen zwischen Fahrzeug und Fahrbahn betrifft die Ebenheit oder richtiger Unebenheit einer Straßendecke und deren Folgen. Die Schwierigkeit einer profflgerechten Aufzeichnung des Längenschnittes einer Straßendecke liegt in der Gewinnung einer

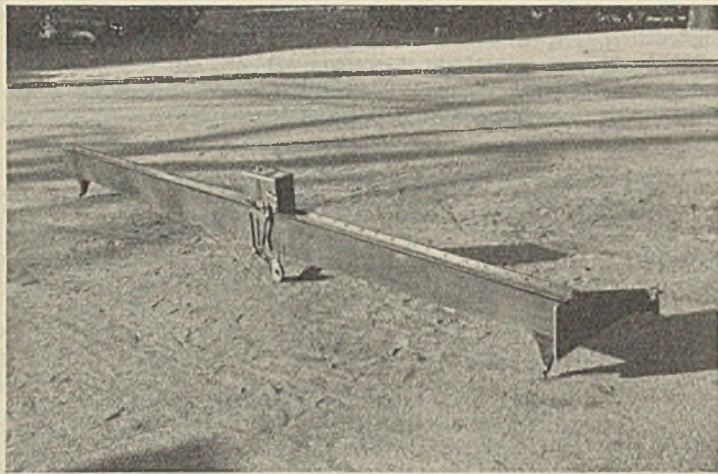


Abb. 5. Darmstädter Unebenheitsmesser.

Bezugsebene oder Bezugslinie. Um diese Schwierigkeit zu umgehen, hat sich das Darmstädter Institut bemüht, Geräte zu entwickeln, die die bei Ebenheiten auftretenden Neigungen oder Krümmungen aufzeichnen. An der Schaffung einer für die Praxis brauchbaren Einrichtung wird noch gearbeitet.

Zur Schaffung von Unterlagen für ein derartiges Gerät und seine Einführung in die Praxis wurde zunächst an bekannte und bewährte Verfahren angeknüpft und für die Aufzeichnung der Unebenheiten von Straßendecken der in Abb. 5 dargestellte Unebenheitsmesser mit Führungsschleife

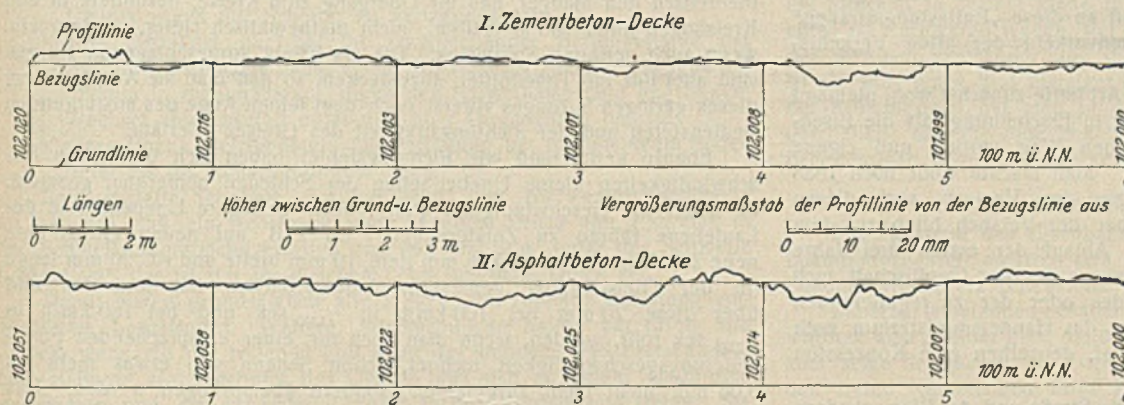


Abb. 6. Unebenheitsprofile zweier Straßen.

und Registriereinrichtung entwickelt. Mit seiner Hilfe ist es möglich, Straßenstrecken von mehreren hundert Metern Länge verhältnismäßig schnell und genau aufzunehmen. Abb. 6 zeigt derartige Unebenheitsprofile einer Zementdecke und einer Asphaltdecke. Für die Auswertung der Profile wurden die größten Unebenheiten in jedem Meßabschnitt (3,75 m Länge ermittelt und für eine größere Anzahl Meßabschnitte, z. B. 50, in einem Diagramm zusammengefaßt. Dies ist in Abb. 7 für zwei Landstraßen gleicher Bauweise (Decken A und B) geschehen. Es zeigte sich, daß Decke A in 29 von insgesamt 50 Meßabschnitten größte Unebenheiten über 5 mm hat, während bei Decke B nur 19 Meßabschnitte mit Unebenheiten dieser Größenordnung gezählt wurden. Die geringere Unebenheit der Decke B dürfte im vorliegenden Falle darin ihren Grund haben, daß sie erst im Jahre 1934 eingebaut wurde, nachdem das Einbauverfahren inzwischen gegenüber 1931, dem Einbaujahr der Decke A, manche Verbesserung erfahren hat.

Die Folge der Unebenheit der Straßendecke sind Stöße auf das Fahrzeug. In dem Bestreben, Beziehungen zwischen Deckenunebenheit und Stoßwirkung zu finden, wurden die gleichen Straßendecken, deren Unebenheit festgestellt war, mit dem Beschleunigungsmesser nach Langer-

Thomé befahren. Dieser wurde auf dem ungedeferten Teil des Reibungsmessers (Abb. 3) eingebaut. Die Beschleunigungsmessungen wurden bei Geschwindigkeiten von 40 bis 100 km/h gemacht und für jede Geschwindigkeit aufgetragen. Hiernach wurde für die Versuchsstraßen und für jede Geschwindigkeit der Stoßgrad festgestellt, der nach Professor Langer die Beschleunigung in m/sek^2 bedeutet, die auf einer Länge der Versuchsstrecke von 100 m zehnmal überschritten wird. So läßt sich eine vergleichende Übersicht der „Stoßhaftigkeit“ z. B. der beiden Decken A und B für verschiedene Geschwindigkeiten gewinnen, wie sie in Abb. 8 wiedergegeben ist.

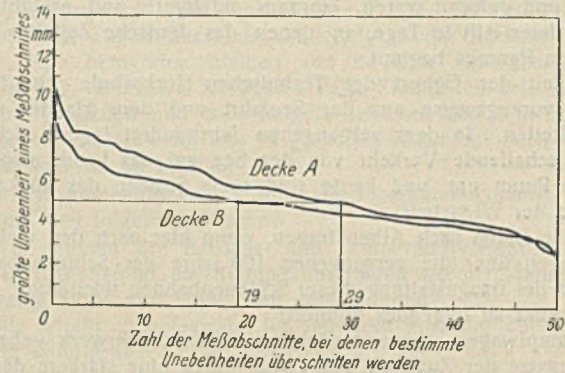


Abb. 7. Beurteilung zweier Decken im Hinblick auf ihre Unebenheit.

Hält man die Abb. 7 u. 8, die die Unebenheit und deren Wirkung, die Beschleunigungen, kennzeichnen, nebeneinander, so läßt sich nicht verkennen, daß zwischen beiden ein Abhängigkeitsverhältnis besteht. Dieses näher zu finden und zu bestimmen, hat für den Straßenbau erhebliche Bedeutung, insofern sich dann für verschiedene Geschwindigkeiten die unschädliche Unebenheit oder für gegebene Unebenheiten die mögliche Geschwindigkeit ermitteln läßt.

Ausdrücklich sei bemerkt, daß die genannten Beispiele nur das Ver-

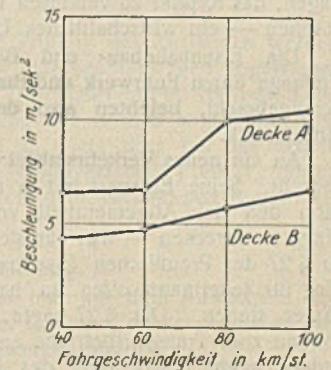


Abb. 8. Vergleich der Stoßhaftigkeit zweier Decken beim Befahren mit Geschwindigkeiten von 40 bis 100 km/h.

fahren kennzeichnen sollen, keinesfalls aber eine Bewertungsgrundlage der zufällig gewählten Deckenbeläge abgeben können.

Die vorstehende, naturgemäß ganz kurze Übersicht über die Arbeiten des Darmstädter Straßenbau-Institutes geben deutlich zu erkennen, daß endgültige Ergebnisse vielfach noch nicht erreicht sind. Ähnlich liegen die Dinge auf anderen Gebieten der Straßenbauforschung. Dies kann auch gar nicht anders sein, da sich erst die heutige Bedeutung der Straßen von dem Aufkommen des Kraftwagens herleitet, also kaum zwei Jahrzehnte alt ist. Für Deutschland kommen noch erschwerend hinzu der große Krieg und seine Folgen, die sowohl den Straßenbau wie auch die Forschungen beeinträchtigen mußten. Um so mehr müssen nunmehr beide gefördert werden. Wenn dies in großzügiger Weise heute im Straßenbau geschieht, darf die Forschung nicht zurückbleiben. Diese bedarf vergleichsweise nur bescheidener Mittel, die aber für längere Zeit und in möglichst gleicher Höhe bereitstehen müssen, damit planmäßig gearbeitet und ein ständiges, geschultes Personal unterhalten werden kann. Wird so verfahren, dann ist eine gegenseitige Befruchtung von Theorie und Praxis möglich, von der beide Vorteil haben.

Alle Rechte vorbehalten.

Bauingenieur und Schienenbahnen.

Von Reichsbahnoberrat W. Richard, zur Zeit Technische Hochschule Darmstadt.

Wir leben am Abschlusse eines Jahrhunderts Schienenbahnbaues. Es schuf im Bauingenieurwesen neue und eigene Aufgaben, von denen und von deren Pflge durch die Technische Hochschule Darmstadt hier die Rede sei.

Die Technische Hochschule Darmstadt hat dieses Jahrhundert voll miterlebt. Ihre Geburt fiel in Zeiten, als deutsches Wesen und Volk auf einem wirtschaftlichen Boden und in einer Luft, die durch andere Völker geschaffen und geformt waren, langsam aufatmete und erblühte. Die Jahrhundertfeier fällt in Tage, in denen das deutsche Zeitalter unseres europäischen Raumes beginnt.

Jene Zeit der Geburt der Technischen Hochschule schöpfte ihren Wohlstand vorzugsweise aus der Seefahrt und dem Handel mit den andern Erdteilen. In dem vergangenen Jahrhundert lagerte sich dieser Wohlstand schaffende Verkehr von der See auf das Land, also in den eurasischen Raum um, und heute sind seine Straßen das Rückgrat des Staates und der Wirtschaft.

Es hieße Eulen nach Athen tragen, wenn hier nach den vielen Veröffentlichungen über die vergangenen 100 Jahre der Schienenbahn alle Einzelheiten der Baugestaltung dieser Schienenbahnen wiederholt würden. Es sei nur kurz an folgendes erinnert:

Der Dampfwagen wurde zunächst als Straßenfuhrwerk gebaut, also nur zum Ersatze der Zugkraft des Tieres durch eine stärkere der Natur. Die Schiene verringerte dann noch die rollende Reibung und steigerte dadurch die Leistungen der angesetzten Zugkräfte so, daß auch das damals größte Verkehrsbedürfnis befriedigt wurde.

Die Fahrwege des Dampfwagens wurden teils nach den bewährten Grundsätzen des Straßenbaues, teils nach eigenem Verfahren gestaltet, wo sie selbständig neben der Straße gebaut wurden. Man baute diese neuen Wege in Amerika als Massengutförderwegemittel, in Europa dagegen als Umgehungs- oder Entlastungsstraße für Reiseverkehr zwischen zwei Punkten, deren Verkehrsbeziehung stark genug erschien, um den Bau zusätzlich neben der Landstraße zu sichern, die Betriebskosten zu tragen, das Kapital zu verzinsen und zu tilgen, also — privatwirtschaftlich gesehen — ein wirtschaftliches Unternehmen zu schaffen.

Die Eisenbahnbau- und Betriebsstoffe wurden in sehr großem Umfange durch Fuhrwerk und Binnenschiff an diese „Entlastungsstraßen“ herangebracht, belebten also den Binnenverkehr der alten Verkehrsmittel stark.

An ein neues Verkehrsmittel eigener Art hatte zunächst wohl niemand gedacht. Seine Eigenart trat ja auch erst in Erscheinung, als die Eisenbahn den der Allgemeinheit vorgehaltenen Weg verließ und eigene Wege — Strecken — nur für sich baute. Man machte wohl noch 1838 im § 27 des Preußischen Eisenbahngesetzes den Versuch, auch diesen Weg für jedermann offen zu halten, aber der Versuch blieb auf dem Papier stehen. Der § 27 sagte: „Nach Ablauf der ersten drei Jahre können zum Transportbetriebe auf der Bahn außer der Gesellschaft auch andere gegen Entrichtung des Bahngeldes oder der zu regulierenden Vergütung die Befugnis erlangen, wenn das Handelsministerium nach Prüfung der Verhältnisse angemessen findet, denselben eine Konzession zu erteilen“¹⁾.

Das Neue war vor 100 Jahren nicht die Straße und der Weg, sondern das Zugmittel, und so wurde durch die Einführung des Dampfes in das Verkehrswesen zunächst der Maschinenbau befruchtet und gewann überragende Bedeutung.

Der Architekt im früheren und der Bauingenieur im heutigen Sinne dagegen schuf zunächst nichts Neues und stand zurück. Er baute, wie von alters her gewohnt, Gebäude, Hallen, Brücken und Wegkörper, und man überließ ihm den Einsatz und die Ausnutzung der von dem Maschinenbauer geschaffenen und vorgehaltenen Zugkraft und Betriebsmittel und die Unterhaltung des Weges. Für ihn traten erst neue Aufgaben auf, als:

1. die Geschwindigkeit der Züge in den ersten Eisenbahnjahren über 16 km/h stieg,
2. man feststellte, daß man falsche Wege im Gleisbau gegangen war,
3. die Gefährdung von Putz und Mörtel durch Rauchgriff bekannt wurden,

¹⁾ Man vergleiche hierzu §§ 8 u. 9 der ersten Verordnung zur Durchführung des Gesetzes über die Errichtung eines Unternehmens „Reichsautobahnen“ vom 7. August 1933 (RGBl. S. 521 und Reichsbahn 1934, S. 735):

§ 8. Die Gesellschaft hat das ausschließliche Recht zum Bau und Betreiben von Kraftfahrbahnen.

Der Erlaß von Verordnungen, welche den Bau, den Betrieb und den Verkehr der Kraftfahrbahnen regeln (§ 10, 2 des Gesetzes) bleibt vorbehalten.

§ 9. Die Gesellschaft hat das ausschließliche Recht, Benutzungsgebühren zu erheben.

4. die Luftwiderstände schnell fahrender Züge in Tunneln untersucht wurden,

5. die Betriebsarbeiten in den Bahnhöfen besondere Gleisanlagen verlangten und die Bahnhöfe an Ausdehnung wuchsen.

Mit diesen Aufgaben, ihrer Entstehung und Lösung sollen sich die folgenden Zeilen beschäftigen und zeigen, wie alle Lösungen und Formen zeit- und raumbedingt waren, wie also auch die heutigen Formen als Erzeugnis unserer Zeit anzusehen sind und wir uns von ihnen frei zu machen haben, wo ihre Voraussetzungen gefallen sind.

1. Gleisführung.

Nachdem man im Zuge der ersten Eisenbahnen Gerade und Kreis-krümmung unmittelbar aneinander gestoßen hatte, aber bei 16 km/h und größerer Geschwindigkeit heftige Stöße in den Wagen und starke Zerstörungen der Gleise bei Einfahrt in Bogen verspürt hatte, ging 1829 die Liverpool-Manchester-Eisenbahn dazu über, die Gleise in den Krümmungen zu überhöhen. Der Anstieg der Überhöhungsrampe lag ganz in der Kreis-krümmung. Diese Lösung befriedigte nicht, daher schlug um 1850 Gravat einen Übergangsbogen, und zwar die Sinuskurve, Schmiedel 1852 die Parabel, der Württemberger Nördling 1868 bei der Orleansbahn und Pressel 1865 bei der Schweizer Zentralbahn die kubische Parabel vor. Diese Übergangsbogen fielen zunächst in die unmittelbar an die Geraden anschließenden Teile der Kreisbogen, dann schoben sie sich länger oder kürzer als die Überhöhungsrampe — je nach deren Berechnung — aus dem Kreisbogen in die Gerade, bis die Preußischen Oberbauvorschriften von 1905 diese als kubische Parabel ausgebildeten Übergangsbogen endgültig zur Hälfte in die Gerade und zur anderen Hälfte in die Krümmung und mit der Überhöhungsrampe zusammenlegten. Am Ende des Übergangsbogens ist also heute die volle Überhöhung vorhanden. Da die Überhöhung bei den deutschen Regelpurbahnen nicht über 1:10 getrieben werden darf, damit das Öl nicht aus den Lagern fließt oder langsam fahrende Züge nicht zu schräg stehen, muß vor jeder Geschwindigkeitssteigerung eingehend untersucht werden, ob die entstehende Seitenbeschleunigung zulässig ist und den Reisenden zugemutet werden kann. Die zur Zeit benutzte kubische Parabel hat theoretisch den Mangel, daß ihr Übergang zum Kreise, besonders in den Kreisbogen unter 600 m Halbm., nicht mathematisch stetig, sondern ein, wenn auch geringer, Sprung ist. Die als Ersatz vorgeschlagenen Kurven sind aber nur mit Theodoliten abzustecken, so daß man die Ausgleichung dieses geringen Sprunges vorerst noch dem feinen Auge des ausführenden Bediensteten und der Richtungsträgheit des Gleises überläßt.

Ebenso verheerend wie Richtungsfehler haben sich bei hohen Geschwindigkeiten kleine Unebenheiten der Schienen bemerkbar gemacht. Je höher die Geschwindigkeit steigt, desto geringere Unebenheiten der Lauffläche führen zu Zerstörungen. Da z. B. auf neuem Gleise eine neue 20-t-Achse zwei rd. 0,06 mm tiefe, 10 mm breite und rd. 20 mm lange (in der Gleisrichtung gemessen) Auflagerflächen hat und das Rad über diese 20 mm bei 100 km/h in $\frac{1}{1385}$ sek und bei 160 km/h in $\frac{1}{2225}$ sek rollt, würden, wenn man auch mit einer entsprechenden Formänderungsgeschwindigkeit rechnet, schon Senken von etwas mehr als 0,06 mm nicht mehr ausgefahren, sondern übersprungen werden. Das gleiche gilt für ein Schwellenfach von rd. 0,60 m Gleislänge (bei 100 km/h in $\frac{1}{48}$ sek und bei 160 km/h in $\frac{1}{76}$ sek überfahren), wenn die erste Schwelle die Schiene um rd. 0,2 mm oder etwas höher als die nächste Schwelle hebt; denn eine Achse würde schon im luftleeren Raume in den genannten Zeiträumen nur rd. 0,2 oder 0,1 mm frei fallen.

Diese Zahlen zeigen, daß fast verschwindende Unebenheiten bei Zunahme der Geschwindigkeiten einen früher nicht bekannten Einfluß ausüben, denn aus dem Wechsel der Stoß- und elastischen Wirkungen entstehen Schwingungen, die die reine Lastwirkung noch erheblich steigern. Aus diesen Erkenntnissen heraus wendet die Deutsche Reichsbahn zur Zeit jährlich zur Verbesserung der Linienführung 20 Mill. RM auf und läßt die schnell befahrenen Gleise alljährlich durcharbeiten.

Wie der Wagenlauf trotz dieser Durcharbeitung durch Elastizitätsänderungen des Unterbaues, also Überwege oder Brückenwiderlager beim Übergang von der Bettung auf die Brücke beeinflusst wird, ist noch eine offene Frage. Man kann auf schienenungleichen Überwegen in Schnellzügen oftmals eine Beschleunigung der Wagen nach oben, also eine Sprungbrettwirkung verspüren, und man hat begonnen, sich mit der Sprungbrettwirkung von Widerlagern zu beschäftigen.

2. Gleisdurchbildung.

Mit diesen Fragen gleitet man schon auf das zweite große Arbeitsgebiet des Bauingenieurs im Schienenbahnbau hinüber, die Gestaltung von Bettung und Gleis.

Während Stephenson die Bettung seiner Gleise nach dem Vorbilde, das ihm sein Zeitgenosse Telford im Straßenbau gab, auf abgeglichenem,

abgewalztem Planum aus Packlage und Kiesen oder Schotter aufbaute, wiewohl man im deutschen Raume von diesem guten, aber teuren Beispiele ab und folgte billigerem, amerikanischem Beispiele; man versenkte die Querschwellengleise in den Bahnkörper, weil man glaubte, die seitwärts stehengebliebenen Bermen des Bahnkörpers könnten und müßten das Gleis in seiner Richtung halten. Man suchte diese „Gräben“ gemäß den 1850 vereinbarten „Grundzügen für die Gestaltung der Eisenbahnen“ durch Rigolen bis zur Frosttiefe trocken zu legen. Der Erfolg war schlecht. 1869 findet Max Maria von Weber sehr bittere Worte über diese Leistung der Eisenbahningenieure im Bettungsbau. Sie hätten Millionen an unnützen Ausgaben zu verantworten, weil sie bei Höchstleistungen im Gleisbau im Bettungsbau schlechtestem Beispiele blindlings durch die Jahrzehnte gefolgt seien. Sie hätten viel zu viel am Oberbau herumkonstruiert und nicht beachtet, daß die Verkehrslasten zwar um 400% die Auflagerfläche auf dem gewachsenen Boden dagegen nur um 15% zugenommen hätten. Weber empfiehlt den Hartwigschen Langschwellenoberbau. Der kann aber wenige Jahre später auch schon nicht mehr mit dem Wachsen der Lasten Schritt halten. Webers Klage ist anscheinend zunächst ohne wesentlichen Erfolg verhallt, denn noch 1885 konnte Jungnickel im „Archiv“ dieselbe Klage aussprechen und feststellen, daß die Entlüftung der Bettung und der Ersatz zermürbbarer, kalkiger, zementierender Bettungstoffe durch druckfeste und stoßfeste nur langsam vorschreite.

Inzwischen hatten die Untersuchungen des Kraftverlaufes von den Schienenlaufebenen, also den Auflagepunkten der Betriebslast, bis zur Oberfläche des Erdkörpers begonnen. Winkler (1875), Hoffmann (1880), Schwedler (1882), Engeßer und Zimmermann (1888) suchten zunächst die Wirkungen ruhender Lasten auf Querschwellengleise zu ermitteln. Dann begannen Schubert (1890) und Bräuning (1904) sich mit dem Kraftverlauf im Bettungskörper eingehender zu beschäftigen und zu forschen, ob die durch Schwedler und Zimmermann berechneten Aufquellungen von Bettung zwischen den Schwellen und die von beiden ermittelten Gleitbahnen dieser Quellmassen sich in der Wirklichkeit feststellen ließen. Ihre Versuche bestätigten jene Berechnungen und schufen dabei den Nachweis, daß

1. der Langschwellenoberbau den damaligen Lasten nicht mehr genügen könne,
2. die Quellbewegungen im Bettungskörper nur bei rolligen Bettungstoffen (Kiesen) und schwerem Verkehr entstünden, daß also auf Hauptstrecken nur Schotter zu verwenden sei,
3. eine Einzellast nur bei ihr entsprechender Bettungsstärke das Planum gleichmäßig belaste, bei schwächerer Bettung dagegen das Planum in regelmäßigem, durch den Schwellenabstand gegebenem Wechsel abwechselnd unter und über Durchschnitt belaste,
4. diese Ebene gleichmäßiger Lastverteilung bei nachgiebigem Boden tiefer als bei unnachgiebigem liege.

So ermittelte Schubert, um nur eine Zahl zur Veranschaulichung zu nennen, daß ein Achsdruck von 7 t einen Druck von 2 kg/cm² in der Schwellenlagerfläche erzeuge und daß erst 2 m unter der Schwelle 0,74 kg/cm², das ist der für weichen Lehm tragbare, Druck sei.

Damit waren grundsätzlich alle Fragen, die ruhende Belastung vorzusetzen, beantwortet. Weitere Untersuchungen hatten nur Erfolg und Zweck, wenn sie das rollende und nicht das stehende Rad betrachteten. Die statische Untersuchung des Gleises war also zu einem Abschlusse gekommen und die dynamische mußte in den Vordergrund treten. Sie fand folgende Entwicklung vor:

Der Raddruck war bei	1835 (1890)	1935
Schienenbahnen allgemeinen Verkehrs	1,5 t	10 t; 2500 kg/cm ²
Straßenfahrwerke	2 t	2 t; 50 "
Kraftwagen	2 t	3,75 t; 50 "
Kraftwagen, geländegängig		0,35 "
Infanterist		0,5 "

Heute werden daher die Beanspruchungen untersucht, die Wirkungen der Geschwindigkeit, also des Auftretens und Bewegens der Lasten, oder Wirkungen der außerordentlich raschen Belastungswechsel, insbesondere der Schienenstöße, sind. Sie waren seit langem bekannt und gefürchtet und ließen lehmige und tonige Bodenmassen durch die besten Bettungen bis zu den Schienen aufsteigen. Sie zerstörten das beste Gleis, da sie seine Unterlage an den Stößen bei feuchtem Wetter weicher und bei trockenem Wetter härter als an den übrigen Stellen machten. Die Untersuchungen dieser Erscheinungen münden hier in die durch Terzaghi eingeleiteten bodenmechanischen und bodenphysikalischen Untersuchungen ein, die allen Zweigen des Bauingenieurwesens dienen, also nicht mehr schienenbahneigen sind, aber vom Eisenbahner aufmerksam verfolgt werden, um hieraus etwas für die Sicherung der Höhenlage zu lernen.

Gründlicher als die Bettungsfragen sind die Stoßfrage und die Ausbildung des Gleises in den vergangenen 100 Jahren behandelt worden. Zeitweise ist fast die ganze Kraft der Eisenbahningenieure auf deren Lösung verwendet worden. Eine Unzahl von Patenten — allein 400 deutsche — und Gebrauchsmustern ist geschaffen, und es ist noch nicht

abzusehen, ob und wann deren Reihe abreißen wird. Eine endgültige Lösung ist nicht vorhanden, und das Spiel zwischen finanzwirtschaftlichen, betriebswirtschaftlichen, erzeugungswirtschaftlichen Kräften, von dessen Stand die Entscheidung für oder gegen eine Bauart abhängt, dürfte eine abschließende Entscheidung unmöglich machen. Sie würde auch gleichzeitig in verschiedenen Ländern je nach deren volkswirtschaftlicher Lage verschieden ausfallen. Im Deutschen Reiche hat man in dem neuesten Oberbau grundsätzlich alle Doppelbeanspruchungen der Einzelteile, also Beanspruchungen verschiedener Art zu vermeiden gesucht. Die Zahl der Stöße sucht man durch Schweißung oder durch 30 oder 60 m lange Schienen, seit sich deren Beförderung auf Eisenbahnwagen als sehr leicht möglich herausgestellt hat, zu verringern. Da Schweißstellen heute immerhin noch wegen der Gefügeänderung in der Schiene für schnell fahrende Züge bemerkbar bleiben und da man außerdem noch nicht weiß, wie eng im Freien im besten Falle Stoßlücken sein dürfen, hat man sich beschließen und baut längere Schienen als 30 m nur auf Versuchsstrecken ein, schweißt also in größerem Maße nur noch in Tunneln, hier dann aber bis zu 1800 m.

Zur Zeit beschäftigen sich also die Oberbauingenieure der Eisenbahnen mit den folgenden Fragen:

1. Wie müssen die Betriebs- und Temperaturbeanspruchungen von den Schienen in die Bettung übertragen werden, damit möglichst wenig Stöße und Stoßlücken nötig werden?
2. Wie schafft man Gewähr für tadellose Richtung und ebene Lage der Lauffläche?
3. Wie kann man auf den zwangsläufig festliegenden Überhöhungen niedrige, mittlere und höchste Geschwindigkeiten für den Betrieb gleichmäßig erträglich machen?

Wunschziel wird es stets sein: im Eisenbahnbau wie im Straßenbahnbau das lückenlose oder durchgehend geschweißte Gleis zu bekommen, das knicksicher gegen Wärmeausdehnungen ist.

Zur Zeit hat man daher z. B. bei einem Gleise auf eisernen Schwellen²⁾ die gelenkartig wirkenden Schraubenverbindungen durch Keilklemmen ersetzt. Eine Versuchsstrecke ist im Betriebe. Der Erfolg läßt sich noch nicht übersehen. Eine Sicherung gegen Ausknicken in senkrechter Richtung ist im allgemeinen nicht nötig, weil die Gewichte schnellst befahrener Gleise zu hoch sind.

Zur Beobachtung der Gleislage und Prüfung des Zustandes werden die Strecken in festem Plane durch den Oberbaumeßwagen abgefahren, einen 60 t schweren Wagen, der bei der Durchfahrt mit 60 km/h die Lage der Schienen zueinander und die Richtung des Gleises aufzeichnet und so ein sehr gutes Bild etwaiger Schäden im Gleis gibt. Für das Richten der Krümmungen hat man in dem Winkelbildverfahren³⁾ ein Verfahren geschaffen, das die Möglichkeit gibt, von dem verfahrenen Bogen aus den richtigen Bogen abzustecken.

3. Mörtelausbesserung.

Mit Zunahme des Eisenbahnverkehrs und mit dem Anwachsen der Lokomotivzugkraft mehrten sich die Fälle, in denen starkes Anblasen mit Lokomotivrauch die Bindstoffe von Bauwerken angriff.

Zunächst entstanden Schäden an Bauwerken, die vor 50 Jahren gebaut wurden, also in einer Zeit, die die Vorteile des Zementes begeistert nutzte, aber seine Schwächen zu kritiklos übersah. Diese Bauwerke boten in den freien Kalkmengen ihres Zementes gute Angriffsmöglichkeiten für die Schwefelgase des Lokomotivqualmes. In feuchten Tunneln ließ sich feststellen, daß Wasser im Firste als reines Wasser zutage trat, beim Ablauf über die Tunnelleibung sich aber so mit schwefligen Säuren aus dem Lokomotivqualm anreicherte, daß man zunächst nach dem Befunde in den Probeflaschen glaubte, die Zerstörungen des Mörtels auf aggressive Wasser zurückführen zu sollen. Zu diesen Wirkungen traten die Wirkungen des Frostes und in Tunneln mit Schnellzügen die Erschütterungen der Luftsäule.

In allen diesen Fällen wurden die Bauwerke zerstört oder beschädigt, weil der im abgeordneten Zement vorhandene freie gelöschte Kalk zu Gips wurde und zerfiel. Vielfach kam hinzu, daß als Mörtelsand ungeeignete, viel zu feinkörnige Sande verwendet wurden, so daß Zuschlagoberfläche und Poreninhalt zu groß für die Regelmenge der Kittmasse war, die Kittmasse also den Beanspruchungen nicht gewachsen war. So konnte die chemische und die mechanische Zerstörung tief in die Mauerwerkmassen eindringen. Die Erneuerung solcher Gewölbe und Tunnel stellte ganz neue Aufgaben. Zunächst konnte man sich zwar mit Ausflicken der Schadstellen helfen. Bald aber versagte dieses Mittel. Man war gezwungen, Brücken vollkommen zu erneuern oder ihnen Betonschutzschichten mit kalkarmen Zementen aufzuspritzen und bei Tunneln durchgreifend Abhilfe zu schaffen. Diese Abhilfe war nur möglich, wenn man die Ausmauerung erneuerte oder dort, wo das Gefüge des Mauerwerks zerstört war oder das Gebirge

²⁾ Bäseler, Organ für Fortschritte des Eisenbahnwesens 1932, Heft 1. und Meier, Z. d. VDI 1934, Heft 40.

³⁾ Schramm, Org. Eisenbahn 1933.

nicht stand, das Mauerwerk wieder verfüllte, also alle Risse und Klüfte dichtete. Dann wurden die Fugen und die von den Rauchgasen vergifteten Tunnelleibungen von allen verrotteten Teilen gesäubert, dort, wo nötig, durch chemische Mittel entgiftet und mit einer Schutzschicht von mindestens 3 bis 5 cm Dicke (gemischt 1 Zement : 5 Sand, nach dem Aufspritzen mit mindestens 5 at infolge Rückpralls des Sandes von der Tunnelleibung 1 Zement : 3 Sand) versehen. Auf diese Betonschicht wurde dann in früherer Zeit Teer, später eine Teeremulsion gespritzt, die den Beton gegen die Rauchgase schützen soll. Jüngst ist es nun gelungen, aus den letzten beiden Arbeitsgängen einen Arbeitsgang zu machen und eine Mischung von Sand, Zement und einer Teeremulsion herzustellen und aufzuspritzen (5 at). Diese Mischung (Bitukret) ist nach den bisherigen Versuchen sehr zugfest und durchaus genügend stark, um dem Säureangriff und den mechanischen Beanspruchungen Trotz zu bieten. Das Verfahren ist ein Patent der Firma Adolf Wolfsholz, Düsseldorf. Erfahrungen sind dem Verfasser noch nicht bekanntgeworden. Diese rauchfeste Ausbesserung ist selbstverständlich nur notwendig an Strecken mit Dampflokomotivbetrieb. Wo dieser Betrieb durch elektrischen Betrieb ersetzt ist oder wird, also für die Zukunft Rauchangriff nicht zu befürchten ist, dort kann man, wie in der Schweiz, mit gutem Erfolg Sika zur Ausbesserung und Dichtung verwenden. Für aggressive Wässer wird man natürlich in allen Fällen einen möglichst glatten Abfluß aus nicht angreifbaren Stoffen hinter dem und durch das Mauerwerk schaffen.

Es ist bedauerlich, daß über diese, heute im Reich wohl wesentlichsten Tunnelarbeiten im Schrifttum so wenig veröffentlicht worden ist. Es ist zu hoffen, daß sich gelegentlich der Mann finden wird, der seine und seiner Zeitgenossen Erfahrungen der Fachwelt bekanntgibt.

4. Tunnelfragen.

Hand in Hand mit den Versuchen, die Rauchschäden in den Tunneln mit Dampftrieb zu beseitigen und für die Zukunft zu verhüten, gingen die Versuche, den Rauch aus den Tunneln abzuführen und das Kräftefeld zwischen dem fahrenden Zuge und der ruhenden oder bewegten Luftsäule im Tunnel zu klären. Diese Fragen entwickelten sich folgendermaßen:

Mit der Verkehrszunahme und dem Ansteigen der Zugzahlen trat bei vielen Tunneln der Zustand ein, daß der atmosphärische Druck auf den oder die Tunnelmunde und der Sog und Druck eines durchfahrenden Zuges den im Tunnel entstandenen Rauch noch nicht hatte austreten lassen, wenn der nächste Zug der Gegenrichtung kam. Im Hin und Her des Zugbetriebes wurde ein Rauchpfropfen oft stundenlang im Tunnel gehalten, konnte also den Tunnel nicht verlassen. Er wirkte chemisch zerstörend. Schnellfahrende Züge setzten dazu — beim Eintritte in den Tunnel — die Luftsäule unter starken plötzlichen Druck, ließen sie schwingen und wirkten so auch noch stark mechanisch. Die Luftdruckstolgerung durch schnellfahrende Züge hemmte durch Verdreifachung des Luftwiderstandes den Zuglauf selbst.

Die letzte Wirkung muß bei bestehenden Tunneln als unabänderlich hingenommen werden, jener — der mangelhaften Entlüftung — sucht man mit allen Mitteln beizukommen. Man ist je nach dem vorherrschenden Winde, Luftdruck- und Temperaturunterschiede an den Tunnelmunden, Triebstoffart, Fahrweise der Maschinen, Betriebsbelastung, Baustoff und Querschnitt des Tunnels und Gebirgsart zu den verschiedensten Abhilfen oder Abhilfversuchen (Luftschächte, Gebläse mit und ohne Abschlüßtor, Luftschrauben, Windleitwerken vor den Tunnelmunden, ja sogar Verkehrsbeschränkungen) gekommen. Bei welcher Betriebsdichte die Notwendigkeit besonderer Lüftung eintritt, konnte bisher nicht ermittelt werden, weil zu viele Umstände mitsprechen. Klar ist nur, daß für Tunnel dampfbetriebener Strecken Querschnitt und Entlüftung wegen chemischer Wirkungen, wegen Sichtbeschränkung und wegen des Luftwiderstandes gründlich bedacht werden muß, für Tunnel elektrisch betriebener Bahnen nur wegen des Luftwiderstandes und für Tunnel mit Vergaser- oder Dieselmotorbetrieb wegen des Luftwiderstandes und wegen der Giftigkeit der Abgase (mehr als 2% Kohlenoxyd wirkt ungünstig oder vergiftend auf den Menschen).

Bei neuen Tunneln wird es künftig nötig sein, bei der Querschnittgestaltung zwischen den Baukosten einer Querschnittvergrößerung und einer Betriebskostensparnis durch Luftwiderstandsenkung auszugleichen und die neueste Luftströmungsforschung und ihre Ergebnisse zu beachten. Besonders schwierig stellt man sich, was hier nur kurz gestreift sei, die Lüftung der großen Untermeertunnel (Kanal 50 km lang und 90 m unter NN, Gibraltar 30 km lang und bis 400 m unter NN) vor.

5. Bahnhofbau.

Als auffälligstes und für alle Kreise wesentlichstes Eisenbahnbauingenieurgebiet bleibt der Bahnhofbau — Bahnhof im Sinne des Eisenbahners als die Gesamtheit aller Anlagen zwischen den Einfahrtsignalen aufgefaßt — zu behandeln.

Es ist nicht leicht, sich in jene Zeiten vor 100 Jahren zurückzudenken und ihre Gedanken der Bahnhofgestaltung zu erkennen. Führer auf diesem Wege in die Vergangenheit gibt es nicht viele, und wohl jeder dieser Führer leitete uns schließlich auf das Gebiet des Maschinenbaues,

der in den ersten Jahrzehnten das Eisenbahnwesen beherrschte. Eine solche Führung ist hier nicht beabsichtigt, sondern es soll versucht werden, die Entwicklung des Wissens und Könnens, das heute dem Schienenbahnbauingenieur auf der Hochschule geboten wird, darzulegen.

Friedrich List behauptete 1833 in seiner Schrift „Über ein Sächsisches Eisenbahn-System“, daß er auf der eingleisigen, rd. 37 km langen amerikanischen Kohlenbahn von Tamaqua nach Port-Clinton (heute Abschnitt der Strecke Philadelphia—Reading—West Milton des Reading Railway System) mit zwei Lokomotiven bei 50 t Nutzlast des Zuges und 15 km/h Geschwindigkeit 50 000 t/Jahr befördert habe, und daß eine eingleisige Strecke 200 000 t/Jahr in einer Richtung leisten könne. Da man damals mit Tagesbetrieb rechnete, hatte List offensichtlich sieben gleichmäßig über die Strecke verteilte Kreuzungsstellen angenommen. Diese Leistung bedeutete daher die Beförderung von 12 bis 13 Zügen je Tag in einer Richtung oder die stündliche Anfuhr von rd. 50 t Kohle im Hafen Port-Clinton in 15 bis 16 Eisenbahnwagen. Diese Menge kann in einer Stunde von Hand durch rd. 50 Mann in ein oder mehrere Schiffe am Kai überladen werden.

List rechnet ferner in derselben Schrift für Leipzig bei seinen 40 000 Einwohnern mit rd. 0,25 t Gut je Jahr und Einwohner oder mit einem täglichen Umschlag von 1 bis 2 Wagenladungen.

Wir würden heute auf jener Strecke von Tamaqua nach Port-Clinton mit deutschen Betriebsmitteln bei Regelspur in einer Richtung 26 Mill. t/Jahr befördern können, also rd. das 130fache, und für Leipzig würden wir heute mit rd. 200 000 t/Jahr oder 600 t/Tag = 220 Eisenbahnwagen der Listschen Zeit rechnen.

Diese wenigen Zahlen zeigen, mit welch geringem Güterverkehr man vor 100 Jahren rechnete und welch geringe Ansprüche an die Güterumschlaganlagen jener Zeiten gestellt wurden. Noch 1868 errechnet der Franzose Michel für das allerdings stark von Kanälen durchzogene Frankreich einen Eisenbahngüterverkehr von rd. 2,1 t/Jahr und Einwohner. Erst Launhardt gibt 1874 für deutsche Verhältnisse den auch heute noch geltenden Durchschnitt von 5,75 t/Jahr und Einwohner an.

Als man daher vor 100 Jahren das neue Verkehrsmittel in Gang setzte, kam es vor allem dem Personenverkehr zugute, der ganz außerordentlich beschleunigt und bequemer gemacht wurde. Man ließ auf den Strecken täglich 2 bis 3 Zugpaare fahren; ein im Verkehrs- und Bau-

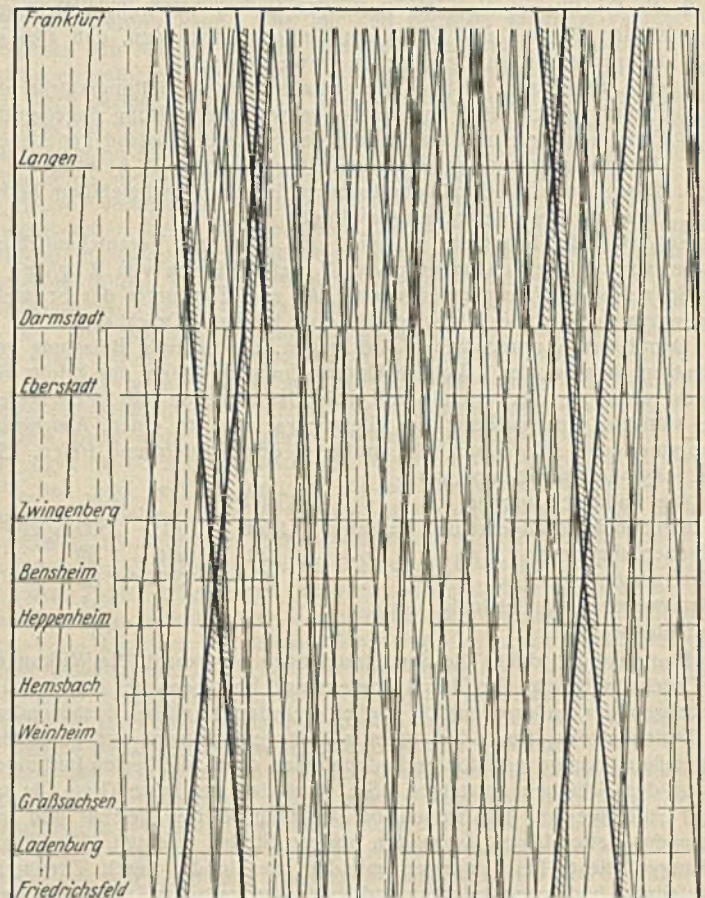


Abb. 1. Personenzugfahrplan August 1846 (—) und 1935 (—).

museum Berlin ausliegender Übersichtsplan von 1846 für Mitteldeutschland zeigt zum Beispiel, daß die Strecke Magdeburg—Köthen—Leipzig mit fünf Zugpaaren die bei weitem stärksten belegte Strecke war. Einen Vergleich aus dem Rhein-Maingebiete zwischen damals und heute stellt Abb. 1 dar, in der die Fahrpläne für Personenzüge 1846 und 1935 der Strecke Frankfurt—Friedrichsfeld eingezeichnet sind.

Das Bild zeigt für 1846 zwei Zugpaare und rd. 14 bis 17 km Bahnhofsentfernung, und da auf der ganzen Strecke nur zwei Kreuzungsstellen nötig sind, die geringst denkbaren Ansprüche an die Bahnhöfe.

Nun stieg der Verkehr dank den großen Vorzügen der Eisenbahn sehr schnell; jedenfalls schneller als die Leistungsfähigkeit der Lokomotiven.

Die Ansprüche an die einzelnen Bahnhöfe änderten sich, ihre Bedeutung für Stadt und Land wandelte sich langsam aber stetig. Während zuerst die Eisenbahneinnahmen aus dem Personenverkehr bei weitem höher als die aus dem Güterverkehr waren, war das Verhältnis bald umgekehrt:

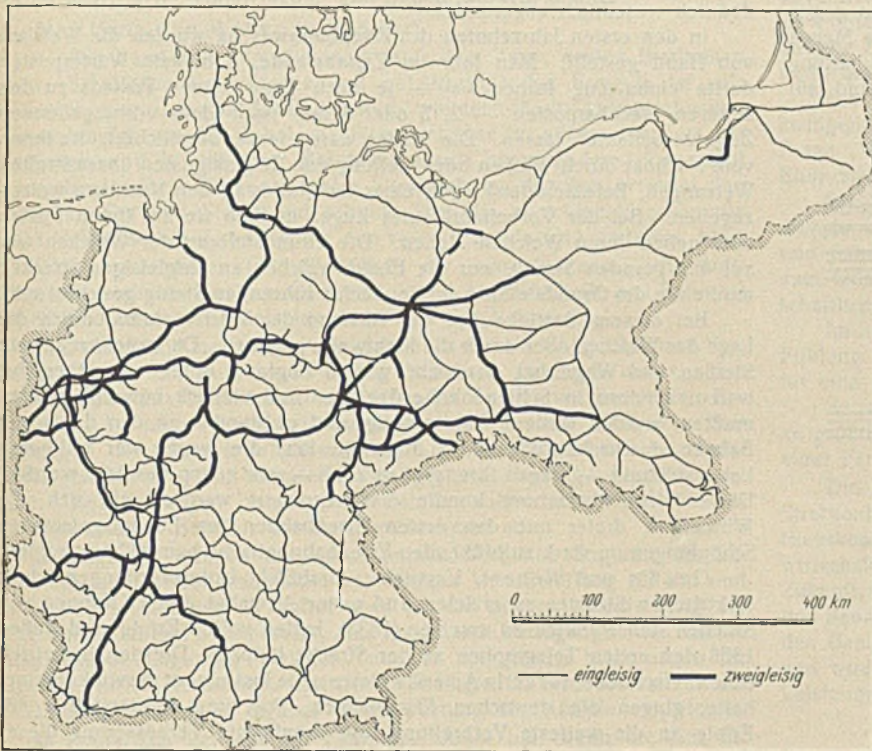


Abb. 2. Deutsche Eisenbahnen 1870.

Der Personenverkehr fing an, sich wie heute in bestimmte Stunden zusammenzudrängen. Für die mittlere Entfernung der Bahnhöfe von rd. 12 km brauchten die Züge bei 30 km/h Geschwindigkeit (1850) 24 min von Bahnhof zu Bahnhof. Eine eingleisige Strecke konnte also rund zwei Züge/h tragen. Da man ferner bis 1887⁴⁾ rechnete, daß der Nachtdienst fast ebensoviel wie die Verzinsung des zweiten Gleises verschlinge, beschäftigte man sich vor allem mit der Frage des zweigleisigen Ausbaues der Strecken oder der Zweigleisigkeit beim Neubau, aber nicht oder kaum mit der Ausgestaltung der Bahnhöfe, ähnlich wie man heute erst jetzt die Einführung der Kraftfahrbahnen und Radfahrwege in die Städte untersucht.

Man hat sogar an zweigleisigen Strecken dort, wo keine Kreuzung planmäßig vorkam, nur eine Bahnsteigkante gebaut, also den Bahnhof an zweigleisiger Strecke eingleisig betrieben.

Wie weit der zweigleisige Ausbau des deutschen Netzes zu Beginn des Jahres 1870 gediehen war, zeigt Abb. 2. Nach ihm sind von den großen Bahnen 37,5% und von allen Bahnen 35% zweigleisig. Zur Zeit sind rd. 42,5% aller deutschen Bahnen zweigleisig.

Die Bahnhöfe waren bis 1841 nur Endbahnhöfe oder Zwischenbahnhöfe. Die Eisenbahnen waren gewissermaßen nur „Städtebahnen“. An eine Ausgestaltung eines Schienennetzes dachten nur wenige geniale Männer. Die Stadt beherrschte ihre Landschaft und nahm die Eisenbahn als eine neue Verbindung in ein anderes, wirtschaftlich nahestehendes Stadtgebiet. Man lebte in Stadtwirtschaftsvorstellungen und hielt Stapelrechte für wesentlicher als gute Eisenbahnanschlüsse. Diese Gebilde und diese Vorstellungen durchbrach der Schienenverkehr bald. Er zwang dazu, Bahnhöfe zusammenzulegen oder durch Schienen zu verbinden, Häfen und Werke an die Bahnhöfe anzuschließen, in größeren Räumen zu denken, und er zeigte, daß der Güterverkehr zunächst sehr vernachlässigt oder unterschätzt worden war.

Die Bahnhöfe bestanden daher bis 1841 an den Enden der Strecken aus dem Verwaltungsgebäude, einem Wagenschuppen, einer Halle, in der Züge zur Abfahrt oder während des Stillagers abgestellt waren, und einer Rampe allenfalls mit kurzer Ladestraße. 1841 entstand dann als erster Abzweigungs- oder Vereinigungsbahnhof der Bahnhof Köthen. Ihm folgten 1844 Hildesheim und Magdeburg und später Düsseldorf, Stuttgart und Wiesbaden. Während die Bahnhöfe sich bis dahin ziemlich zwanglos in die Block- oder Straßeneinteilung der Städte einpassen ließen, begannen sie nunmehr unhandliche Gebilde zu werden, die Städtebauern und Eisenbahningenieuren viel Kopfzerbrechen machten.

Jahres	Einnahmen des	
	Personenverkehrs	Güterverkehrs
	In Hundertstein der Gesamteinnahme	
1844	70	30
1850	48	48
1860	33	61
1870	28	65
1875	28	68
1880	28	68
1933	29	62

Die Einnahme auf das Streckenkilometer war

im Personenverkehr	1844	6000 RM
	1880	8000 „
	1928	26 000 „
im Güterverkehr	1844	3000 RM
	1875	22 000 „
	und 1928	59 000 „

In jenem Jahre 1850, in dem die Einnahmen aus Personen- und Güterverkehr gleich waren, also der Güterverkehr überlegen wurde, wurden durch den Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen die ersten „Grundzüge für die Gestaltung der Eisenbahnen Deutschlands“ herausgegeben, aus denen später die Technischen Vereinbarungen entstanden sind. Deren Ausgaben von 1850 bis 1882 gaben Richtlinien für den Mindestausbau der Bahnhofsgleisanlagen, ein Zeichen dafür, daß die Neigung bestand, die Bahnhofsgleise zu knapp zu bauen, also die Bahnhöfe im Vergleich mit der Strecke zu kurz kommen zu lassen. Die Grundzüge seit 1887 kennen solche Richtlinien nicht mehr, sondern nur noch Einzel- oder Rahmenvorschriften für bautechnische Durchbildung der Anlagen.

Die Formen der Bahnhöfe waren außer durch diese Richtlinien noch durch Vorschriften über Länge der Züge und über die Verbindung der Gleise untereinander festgelegt.

Die Länge der Züge einschließlich der Lokomotive war

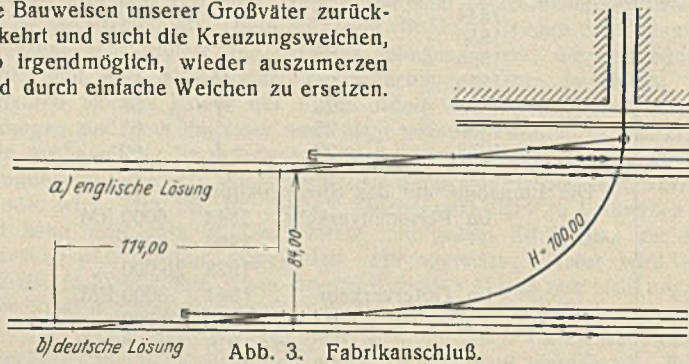
1832 (List)	16 Wagen = 32 Achsen = rd. 80 m; mit Lokomotive	90 m
1850	100 „ = 200 „ = „ 450 „ „	465 „
1886	60 „ = 120 „ = „ 480 „ „	500 „
1934	60 „ = 120 „ = „ 600 „ „	625 „

Die verschiedenen Gleise wurden im deutschen Raume größtenteils durch einfache Weichen verbunden. Die Kreuzungsweichen, die aus England bekannt waren, wurden zunächst durch die deutschen Bahnen abgelehnt. 1870 wurden sie noch in den sächsischen Vorschriften für das Entwerfen von Bahnhöfen in den Hauptgleisen verboten, und erst in den Technischen Vereinbarungen von 1887 sah man sie für sicher genug an, vorausgesetzt, daß ihr Winkel 1:10 oder steiler war. Die deutschen Bedenken entstanden, weil in der Kreuzungsweiche eine führungslose Stelle ist, d. h., weil in Kreuzungen, die flacher als 1:6,5 sind, beide Räder einer Achse in der Durchscheidung auf mehr oder weniger Länge jede Führung verlieren. Man hat zwar durch Erhöhung der inneren Radlenker diese Führungslücke zu verringern versucht, aber nur, bei z. B. 1:10, eine Verringerung von rd. 35 auf 25 cm erreicht. Diese Führungslücke hat den deutschen Eisenbahnern große Sorge gemacht. Sie konnten sich, obgleich in England bei erheblich kürzerem Achsstande keinerlei Anstände gemacht wurden, erst spät entschließen, die Kreuzungsweichen ohne Einschränkung zu verwenden.

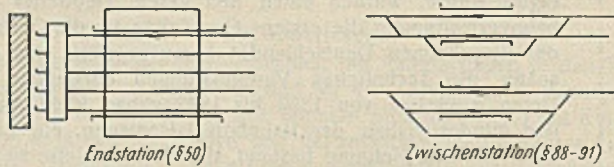
In England war man wegen der engeren Bebauung, also stärkeren Einengung der Bahnhöfe nicht nur frühzeitig zum Bau von Kreuzungsweichen gekommen, sondern man hatte auch in größtem Umfange zum Umsetzen von Wagen, zum Eindringen in enge Fabriken oder Anschlüsse und Hafenanlagen Wagendrehscheiben in die Gleise eingebaut. Da die englischen Wagen im Güterverkehr meistens nur 5 bis 7 m Länge hatten, konnte man mit Drehscheiben von 4,2 bis 4,8 m Durchm. auskommen. Von England aus fanden die Drehscheiben in Frankreich, Belgien, Holland und im Deutschen Reich westlich Weser und Rhein Eingang. Ostwärts von Weser und Rhein dagegen herrscht die einfache Weiche und drang nach der Vereinheitlichung des deutschen Eisenbahnwesens bis an die Westgrenze vor, zumal das Anwachsen der Wagengröße hier die Drehscheiben unmöglich machte. Einen Vergleich beider Lösungen, dargestellt am Anschlusse eines rechtwinklig auf einen Bahnhof stoßenden Fabrikgleises gibt Abb. 3. Abb. 4 zeigt die für das Gebiet der einfachen Weichen maßgebenden grundsätzlichen Gleisskizzen, die in den frühen Vorschriften oder Vereinbarungen als Mindestgleispläne veröffentlicht worden sind.

⁴⁾ Eisenbahntechnik der Gegenwart, Bd. 1, S. 54.

Beide Bilder lassen erkennen, daß große Bahnhöfe mit nur einfachen Weichen, besonders an zweigleisigen Strecken, eine erhebliche Ausdehnung erlitten. Die Wege zum Stellen der Weichen wurden sehr weit. Da man das Auffangen von Verkehrsteigerungen nur durch Ausbau der Gleisanlagen für möglich hielt, war dieser Ausbau bei der Verwendung einfacher Weichen und Ausschaltung der Drehscheiben sehr verteuert, und so wurde man allmählich gezwungen, die Bedenken gegen Kreuzungswweichen fallen zu lassen und diese Weichen in großer Menge zu verwenden. Heute ist man, da diese Weichen in der Unterhaltung und in ihren Ansprüchen an die Stellwerke sehr anspruchsvoll sind, auf die Bauweisen unserer Großväter zurückgekehrt und sucht die Kreuzungswweichen, wo irgendmöglich, wieder auszumerzen und durch einfache Weichen zu ersetzen.



Grundzüge für die Gestaltung von Eisenbahnen 1850.



Kaiser-Ferdinand-Nordbahn 1867
(nach Traunfels, Praktische Anleitung zum Trassieren).

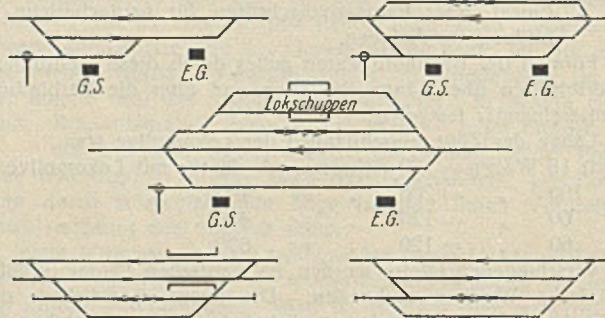


Abb. 4. Mindestgleispläne für Bahnhöfe.

Lange blieb jetzt das Entwerfen von Gleisplänen in der reinen Bau-technik gefangen. Sie sah die starke jährliche Verkehrszunahme und eine langsame Zugkraftzunahme. Die Anlagen wurden daher so ausgestaltet, daß für fast jede der vielseitigen Betriebsbehandlungen Vorsorge durch den Bau von Anlagen geschaffen wurde. Die Bahnhöfe wuchsen an Ausdehnung, Kosten und Verwickeltheit, und verantwortungsbewußte und wirtschaftlich denkende Männer begannen daher, sich mit den Notwendigkeiten großer Bahnhöfe auseinanderzusetzen. Die Wissenschaft vom Bahnhöfe entstand. Ihre Entwicklung ist ein lebendiges Bild der Schwankungen unseres politischen und wirtschaftlichen und technischen Lebens. Örtlichkeit, Landgrenzen, Höhe und Art des Verkehrs, Möglichkeiten und Vorschriften des Signal-, Stellwerks- und Fernsprechwesens, Möglichkeiten und Wirtschaftlichkeit der Triebmittel und -stoffe, Menschenführung und die Belange des Städtebaues, sie alle geben dem Bahnhöf-entwurf sein Gepräge und machen ihn im höchsten Maße zeit- und ortgebunden.

Wenn man früher glaubte, nach den Gesetzen des Architekten und später des Bauingenieurs in Eisen und Stein Adern schaffen zu müssen, die den Verkehr leiteten und glatt fließen ließen, verfolgt man heute Leben und im Verkehrsstrom wirkende oder in den Triebmitteln vorhandene oder nützliche Kräfte und formt und richtet nunmehr nach den Gesetzen dieser Kräfte die Verkehrsadern aus Eisen und Stein. Grundsatz ist, teure Anlagen oder solche, die städtische Entwicklungen oder Gestaltungen hindern oder einengen, so knapp wie möglich zu bemessen, aber den Verkehrsdurchfluß durch sie zu höchster Geschwindigkeit zu beschleunigen und den Betrieb entsprechend zu leiten. Die Ruhe der Betriebsmittel zwischen den Fahrten, Ausrüstungs-, Unterhaltungs-, Ausbesserungs-, Be- und Entladezeiten werden in billige, weiträumige Anlagen abseits gelegt. Fahr-, Fahrzeug-, Stellwerks- und Fernsprechtechnik sind auf dieses Ziel ein-

gestellt. Sache des Bauingenieurs ist es, Betrieb und Bahnhofsplanung und Stellwerks- und Fernsprechtechnik in Einklang zu bringen und stets zu halten.

Die beiden letztgenannten Techniken mögen, da sie auf Eisenbahnbetrieb und -bau stets wesentlichen Einfluß gehabt haben, in ihrer Entwicklung hier kurz dargestellt werden. Das bisher gezeichnete Bild wird dadurch wesentlich abgerundet.

In den ersten Jahrzehnten des Eisenbahnwesens wurden die Weichen von Hand gestellt. Man fuhr im Zeitabstande, d. h. kein Wärterposten durfte einen Zug früher als — je nach Lage seines Postens zu den anderen Nachbarposten — 2, 5 oder 8 min nach dem vorhergehenden Zuge vorbeifahren lassen. Die Wärter waren ferner verpflichtet, die ihnen vom Nachbar durch Winken oder Stellung von Zeigersignalen übermittelten Weisungen, Befehle oder Fragen eines Bahnhofes an den Nachbarn weiterzugeben. Bei der Vorbeifahrt eines Zuges mußten sie auf ihrem Posten oder neben ihren Weichen stehen. Die Grundstellung der Weichen war auf den geraden Strang, nur die Einfahrweichen an eingeleisigen Strecken mußten in der Grundstellung auf den rechts führenden Strang gerichtet sein.

Bei diesem Betriebe war der Abstand der Wärter einmal durch die Lage der Weichen oder durch die Sichtweite gegeben. Da ferner kreuzende Straßen und Wege bei uns nicht, wie in England, unter- oder überführt waren, sondern in Schienenhöhe kreuzten und vielfach bewacht werden mußten, wurden weitere Wärter nötig, und es standen an den deutschen Bahnen durchschnittlich rd. 2 Mann je km, die wegen der billigeren Lebenshaltung — wegen ihrer großen Zahl — sehr knapp besoldet wurden. Diese Personalbelastung konnte erst verringert werden, als sich die Wirkungen dreier mit den ersten Eisenbahnen ins Leben getretenen Schöpfungen im stark aufblühenden Eisenbahnbetriebe bemerkbar machten.

Gauß's und Webers Versuche, drahtlich Unterbrechungen eines elektrischen Stromes zu erzielen und unser Alphabet durch Gruppen von Strichen und Punkten zu ersetzen (1833), hatten vollen Erfolg und ließen 1838 den ersten Telegraphen an der Strecke Leipzig—Dresden in Betrieb treten. Nachdem Morse in Amerika dieses neue Instrument vervollkommen hatte, gingen die deutschen Eisenbahnen, Post und Militärstellen mit Erfolg an die weiteste Verbreitung und möglichste Verbesserung dieses Instruments.

1847 ersetzte dann Leonhardt die Zugklingelleitungen von Posten zu Posten durch elektrische Läutewerke, die gleichzeitig auf der ganzen Länge zwischen zwei Punkten in Gang und wieder stillgesetzt werden konnten.

Wheatstons Nadeltelograph endlich, der die Ablenkung der Magnetnadel durch den elektrischen Strom ausnutzte, wurde in England zu einem Apparat ausgebaut, der für die Personenzüge auf lange Strecken über mehrere Bahnhöfe durch bestimmte Zeigerstellung gewisse Nachrichten übermitteln konnte. Die Empfänger dieser Nachrichten grenzten auf den Eisenbahnstrecken sogenannte „Blockabschnitte“ ab.

Dank diesen Einrichtungen konnte man mit dem Anwachsen des Verkehrs Schritt halten und das Personal verringern, konnte aber nicht verhüten, daß die Unfälle auf den Eisenbahnen sich erschreckend vermehrten und immer größere Teile der Einnahmen verschlangen. So ist es kein Wunder, daß man schon in den 50er Jahren darauf sann, die Sicherheit zu erhöhen. Nach mehreren Vorversuchen in Frankreich und England gelang es 1856 Saxby, die erste „zentrale Weichenstellunganlage“ zu schaffen, die die Fahrwege für Züge und Verschiebefahrten festlegte. Seine Bauart hatte den Erfolg, daß der Unfallkostenanteil an den Roh-einnahmen, z. B. von drei englischen Gesellschaften von 1,8% im Jahre 1876 auf 0,83% (1883), gesunken war. In Deutschland wurde das Erzeugnis der Firma zuerst 1867 in einem Börburger Stellwerke verwendet, 1870 folgte schon der Ersatz für dieses und gleichzeitig ein neues Stellwerk in Jerxheim. Nunmehr schuf Rüppell sein System, das eine Verkettung zwischen Weichen, Signalen und Blockwerk möglich machte, aber auf die Festlegung von Verschiebewegen verzichtete, und es entstanden das Rüppell-Büßingsche, das Jüdel'sche, Schnabel und Henningsche Stellwerk. Sehr stark setzten sich die Siemens-Werke auf dem Gebiete des Blockwesens und der sonstigen Ausnutzung des elektrischen Stromes im Eisenbahnbetriebe ein.

Inzwischen war man mit dem Bahnpollzeireglement von 1875 im Betriebe vom Zeitabstands- zum Raumabstandssysteme übergegangen, d. h. es durfte zwischen zwei Blocksignalen stets nur ein Zug sein.

In Deutschland und England wurden die Signale nur dann auf Fahrt gezogen, wenn ein Zug durchfahren sollte, in Frankreich standen die Signale immer auf Fahrt, wenn ein Zug durchfahren konnte.

Auf deutschem Boden wurde klar zwischen Bahnhof und Strecke geschieden. Der Fahrdienstleiter auf jedem Bahnhöfe entschied selbständig über die Zugfolge, in jedem Bahnhöfe wurde die zwangläufige Kette zwischen Weichen, Signalen und Blockeinrichtungen der Strecke durch das Netz der selbständigen Bahnhöfssicherungen, die unter der Verfügung des Fahrdienstleiters stehen, unterbrochen. Für Verschiebefahrten schuf man keine solche Sicherung. Man hatte also kleine selbständige Einheiten geschaffen, deren jede ihre Verantwortung — gebunden durch den

Fahrplan — tragen mußte. In England dagegen zog man die Streckenblockung durch die kleineren Bahnhöfe durch, schuf für Zug- und Ranglerfahrten Abhängigkeiten, gab vor allem, dem Personenverkehr dienend, vielfach von Knoten zu Knoten, also streckenweise die Weisungen durch und stellte wohl auch Weichen auf sehr große Entfernung, wenn das Stellen solcher Weichen durch die verantwortungsbewußte Arbeit der Posten nicht mehr schnell genug eingefädelt werden konnte.

Max Maria von Weber sagte daher:

„Die deutsche Signalisierung läuft dem Zuge, dessen Erscheinen ein verhältnismäßig seltenes und gefahrbringendes Ereignis ist, als Warnungssignal sowohl für Bedienstete, wie auch für die Außenstehenden beschleunigt voraus, wobei die Strecke selber im allgemeinen als frei angesehen, d. h. mit ihrer Besetzung durch einen anderen Zug nicht gerechnet wird. Die englische Signalgebung dagegen erwartet den Zug an Ort und Stelle und schließt ihm die einzelnen Streckenteile der Reihe nach auf, soweit sie der vorausgehende Zug verlassen hat.“

Die verschiedenen Grundgedanken der verschiedenen Sicherungssysteme gestalteten Bau und Zusammenarbeit der Einzelteile und Betriebsvorschriften, also auch Gleisplan und Form des Bahnhofes.

In Deutschland hat jeder Fahrdienstleiter Entscheidung über und Verantwortung für die Betriebsabwicklung in seinem Bahnhofe und auf den angrenzenden Streckenabschnitten. Allen an Zugfahrten beteiligten Bediensteten ist nach Möglichkeit durch mechanische oder elektrische Einrichtungen die schnelle Arbeit erleichtert und die Möglichkeit von Fehlgriffen erswert. Für Ranglerfahrten gibt es derartige Einrichtungen nicht. Bei Störungen ordnet jeder Fahrdienstleiter für sämtliche Bediensteten seines Bezirkes die Ersatzmaßnahmen an.

In England verfügen die Knotenpunkte über den Zuglauf; der Bedienstete auf Zwischenbahnhöfen hat weniger Verantwortung für ihn und für die Betriebsleitung; er haftet aber für die sichere Durchführung der Züge durch seinen Postenbereich, also für die den Verfügungen der Knoten entsprechende Lage der Weichen, und er hat gleiche Sicherungen für Zug- wie für Ranglerfahrten. Bei Unregelmäßigkeiten ist jeder Bedienstete gleichmäßig und unter eigener Verantwortung zur Abhilfe verpflichtet.

In Frankreich herrscht der Fahrplan. Jeder hat, wenn die Zeit für eine Zugfahrt herangekommen ist, diese Fahrt zu ermöglichen und ihren Ablauf zu überwachen. Es sind nur die Zugfahrten gesichert. Zu selbständigem Handeln braucht erst bei Unregelmäßigkeiten geschritten werden.

Zwischen diesen drei Grundarten pendeln alle übrigen Sicherungsverfahren und damit auch die Formen, in denen die Sicherungsanlagen gestaltet wurden. Wie groß die Auffassungsgegensätze heute noch sind, konnte man noch am 23. Januar 1933 auf dem internationalen Eisenbahnkongresse zu Kairo⁵⁾ feststellen, als die deutsche Seite verlangte, daß die Zugbeeinflussung den Bremsapparat der Lokomotive beeinflussen müsse, die französische Seite, daß sie dem Lokomotivführer nur eine Warnung erteilen brauche.

Sehr wesentlich für die Gestaltung großer Bahnhöfe und ihre Leistungsfähigkeit ist die Möglichkeit der neueren elektrischen Stellwerke, eine Fülle von Fernsprüchen oder Zustimmungen eines Wärters an einen anderen Wärters durch Leitung des Stromes über beliebig viele Stellwerke zu ersetzen. Heute braucht man also nicht mehr den Fernspruch oder die Bedienung eines Blockfeldes der benachbarten Bahnhofsbetriebsstellen als Bestätigung, daß Weichen richtig für die Fahrt liegen, sondern der Stellstrom des Signals ist über diese fremden Weichen oder ihre Fahrstraßenhebel geleitet und kann erst wirken, wenn die Straßen auch im fremden Bezirke für das Signal richtig liegen. Dadurch werden Leistung und Reichweite jedes elektrischen Stellwerks sehr vergrößert. Die Betriebsdichte kann jetzt so weit gesteigert werden, als die Zeitverluste, die durch Langsamkeit menschlichen Denkens und Handelns den Betrieb verzögern, ausgeschaltet werden können. Auch die Rangler- einrichtungen konnten durch elektrische Einrichtungen zu höchster Leistungsfähigkeit entwickelt werden.

⁵⁾ Monatsschrift des Internationalen Eisenbahn-Kongreß-Verbandes 1934, Heft 1, S. 45/48.

100 Jahre Eisenbahn schufen also vielerlei Aufgaben für den Bauingenieur, und er löste sie.

Diese Zeit sah, begünstigt durch die starke Entwicklung der Eisenbahnen, auch die Drahtseilbahnen, Zahnradbahnen, Straßenbahnen und Schnellbahnen entstehen. Eisenbahnen verschiedenster Spur wurden entwickelt. Und wenn auch die Schmalspurbahnen im Deutschen Reiche eine unverdient geringe Rolle im Verkehrswesen spielten, wurden sie doch als Fördermittel für Erdarbeiten und Großbauten, in Kolonien und für militärische Zwecke sorglich gepflegt und gaben einer ganzen Industrie Arbeit und Absatz. An dieser Entwicklung nahm der Bauingenieur regsten Anteil.

Die Wirtschaftlichkeits- und Fahrplanberechnungen der Eisenbahnen zwingen zu Fahrzeit- und Fahrkraftberechnungen und die nie ruhende Frage „Voll- oder Schmalspur“ zu Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen der Einflußgebiete aller Verkehrsmittel.

Die Vielseitigkeit der Ansprüche an den Bauingenieur im Eisenbahndienste und das schwere Gewicht seiner Entscheidungen, die einmalig und dauernd unverhältnismäßig hohe Geldsummen binden, erzogen ihn zum federführenden und wegbahnenden Sachwalter in allen diesen Wirtschaftlichkeitsrechnungen.

Im Bestreben, diesen Anforderungen nachzukommen, mußte er engste Fühlung mit Maschinenbau und Hochbau nehmen, wurde also Vorkämpfer für eine tadellose technische Allgemeinbildung.

So steht heute der Bauingenieur, der in 100 Jahren der Eisenbahn zu größter Ausdehnung verhalf, nicht vor einem Abschlusse seines Werkes, einer Fertigkeit, sondern erst am Schlusse der Einleitung.

Die Zukunft verlangt Beseitigung von Fehlern der Vergangenheit in Streckenführung und Bahnhofslage, höchste Leistung bei niedrigsten Betriebskosten, Abgrenzen der Arbeitsgebiete der Verkehrsmittel nach volkswirtschaftlichen Bedürfnissen und größte Sicherheit im Betriebe; die Zukunft stellt also Aufgaben, die wesentlich schwerer sind als das Planen und Bauen von Eisenbahnlinien in schwach besiedeltem Gebiete, sie stellt den Bauingenieur der Eisenbahn mitten ins starkpulsende Leben hinein und wird noch weiter Aufgaben vor ihm aufrollen, zu deren Lösung höchste Leistungsfähigkeit nötig ist.

Schluß.

Wenn man jetzt auf die vergangenen 100 Jahre der Technischen Hochschule Darmstadt zurückblickt, dann spiegelt sich in ihrer Lehrplangestaltung und in ihrer Lehrkörperzusammenstellung ein gleicher Wandel, wie in den vorstehenden Zeilen geschildert, ab.

Zunächst wurde 1836 überhaupt nur Maschinenbau gelehrt, dann kamen 1869 Architektur, Brückenbau und Straßen- mit Eisenbahnbau hinzu. Erst 1900 wird die letzte Bindung gelöst und ein Eisenbahner tritt in die Bauingenieurabteilung ein, der nunmehr dank seiner Vorbildung dem übermächtigen Aufblühen der Schienenbahnen entsprechend wirken kann. Sein Lehrstuhl wird 1925 ein Lehrstuhl für Eisenbahn- und Verkehrswesen und hat damit alle Lehre, die nicht schienenbahneigen ist und kein verkehrswirtschaftliches Gepräge hat, abgestoßen. Der Lehrstuhl beschäftigt also nunmehr Studierende und sich in bewußter Beschränkung mit den oben nur in großen Zügen umrissenen Gebieten und der Verkehrswirtschaft.

Neben den Entwürfen der Studierenden und neben Werken des Lehrstuhlinhabers entstanden seit 1900 eine Anzahl Doktorarbeiten über wichtige Fragen des Verkehrswesens. Diese Doktorarbeiten wurden zum Teil Ausgang für lebensfüllendes und aus unserem heutigen Verkehrswesen nicht mehr fortzudenkendes Wirken und Schaffen der Verfasser, zum Teil darf man dieses noch hoffen und erwarten, weil vor diesen Verfassern noch der wertvollste Teil ihres Lebenswerkes liegen dürfte.

Weitere Arbeiten zur wissenschaftlichen Behandlung wichtiger Fragen sind im Entstehen, und der Lehrstuhl wird durch ihre Förderung auch weiterhin zur Lösung von Lebensfragen beitragen. Auch in Zukunft wird er alles Wissen, das er vermittelt, als ort- und zeitgebunden bieten. Alles Einzelwissen soll der Studierende nach dem Goetheschen „Alles Geschehene ist nur ein Gleichnis“ auffassen, damit er lernt, nach den Urkräften des Volkes und Raumes zunächst zu fragen und sie dann auch zu erkennen.

Fortschritte und Wünsche auf dem Gebiete der Baukontrolle im Beton- und Eisenbetonbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt.

Nach vorangegangenen anderweitigen Hinweisen war der damalige energische Weckruf des Verfassers Veranlassung zur Sammlung und Bereitstellung aller berufenen Kräfte, um dem Begriff „Baukontrolle“ Leben zu geben und Anerkennung zu verschaffen¹⁾. Seither sind nun gerade zehn Jahre vergangen. Ein kurzer Überblick über diese Zeitspanne zeigt an sich eine sehr erfreuliche Zunahme des Verständnisses in allen be-

¹⁾ Kleinlogel, Die Gewährleistung der Güte der Ausführung. B. u. E. 1926, Heft 3. Die nachfolgenden eingehenden Aussprachen sind in den Heften 5 bis 20 desselben Jahrgangs enthalten.

teiligten Kreisen, sowohl in denen der Unternehmerschaft als auch namentlich in denen, die die Verantwortung für das Gelingen und die Dauerhaftigkeit eines Bauwerks tragen, oder die als beratende bzw. fördernde Organe maßgebenden Einfluß ausüben. Viel trug dabei auch die allseitige Erkenntnis bei, daß die Eisenbetonbauweise eines neuen Auftriebes bedürfe, um mit Erfolg gewisse Nachteile auszugleichen, welche Erkenntnis dazu führte, daß sofort praktisch brauchbare Maßnahmen getroffen wurden, um den einzelnen Vorschlägen und Hinweisen Gestalt zu geben und Wirkung zu verschaffen.

Den vom Deutschen Beton-Verein alsbald herausgegebenen „Vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau“²⁾ folgte seitens der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft die Herausgabe der „Anweisung für Mörtel und Beton (AMB)“³⁾, eine Veröffentlichung, die sich schon sehr eingehend mit der Wahl des Bindemittels, mit der Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, mit dem Wasserzusatz, mit der Herstellung des Gemenges, mit der Verarbeitungsweise des Frischbetons sowie mit der Nachbehandlung des fertigen Betons befaßt und in Übereinstimmung mit der Forderung aller namhaften Fachleute eine gründliche Kenntnis auf diesen Gebieten und eine sachgemäße Bauüberwachung forderte. Diese „AMB“ war bereits eine Art Nachschlagewerk, das auch außerhalb des Arbeitsgebietes der Reichsbahn weitgehende Beachtung und Verbreitung fand. Es wurden außerhalb überall zahlreich besuchte Lehrkurse abgehalten, in denen die vorerwähnten Bedingungen für das Zustandekommen einer ausreichenden Betongüte vorgetragen und an Hand von praktischen Versuchen und Erfahrungen nachgewiesen wurden. Es entstanden zahlreiche Veröffentlichungen, sowohl allgemeinverständlicher, wie auch theoretischer Art — alles mit demselben Ziel der Erfüllung und Anwendung der als richtig und als wirtschaftlich vorteilhaft erkannten Regeln für eine zielsichere Betonbearbeitung. Demzufolge stieg dann auch bald das Interesse für eine nähere Beurteilung und Kennzeichnung der Zuschlagstoffe, wobei in diesem Zusammenhang an die mannigfachen Besichtigungsreisen erinnert werden darf, die auf Veranlassung des Deutschen Beton-Vereins und mit diesem zusammen von namhaften Fachleuten in den verschiedensten Gegenden Deutschlands durchgeführt wurden, um die Einrichtungen der dortigen Kies- und Sandwerke näher kennenzulernen und um festzustellen, ob diese Werke Verständnis dafür haben und in der Lage sind, die jeweils verlangten Körnungen auch getrennt oder in ganz bestimmt vorgeschriebener Zusammensetzung zu liefern. Viele Firmen, die im bereitwilligen Eingehen auf die Vorschläge für die allgemeine Hebung der Betongüte das Ihrige taten und alsbald auch die wirtschaftlichen Vorteile derartiger Maßnahmen erkannt hatten, begannen damit, auf den Baustellen gut ausgerüstete Laboratorien zur laufenden Prüfung der Zemente, des Wassers, der Zuschlagstoffe und des erzeugten Betons einzurichten, und so gehören heutzutage alle diese Dinge zum selbstverständlichen Rüstzeug jeder Firma, die Anspruch darauf erheben will, im Sinne der „Vorbemerkung“ unserer „Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ als zuverlässig zu gelten.

Es ist bemerkenswert, daß schon in den mit Wirkung vom 13. Januar 1916 erlassenen „Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ die eben erwähnte „Vorbemerkung“ enthalten war, daß diese „Vorbemerkung“ auch in die „Bestimmungen vom September 1925“ aufgenommen wurde, zugleich auch unter Hinweis auf das Reichsstrafgesetzbuch und auf das Bürgerliche Gesetzbuch, und so steht nun diese „Vorbemerkung“ auch in den neuen „Bestimmungen vom April 1932“⁴⁾ in derselben wörtlichen Fassung.

In dem damaligen Erlaß des Herrn Ministers der öffentlichen Arbeiten vom 13. Januar 1916 ist nun folgendes zu lesen:

„Die Befolgung der Vorschriften ist, besonders auch während der eigentlichen Bauausführung, seitens der Polizeibehörden gewissenhaft zu überwachen. Soweit es den letzteren zur Ausübung der örtlichen Kontrolle, namentlich aber zur Ausführung der auf der Baustelle vorzunehmenden Versuche und Proben an entsprechend vorgebildeten Organen fehlt, haben sich die Polizeibehörden die Mitwirkung geeigneter technischer Kräfte zu sichern.“

Es ist klar, daß es nicht darauf ankommt, daß möglichst viele und eingehende Vorschriften von seiten der maßgeblichen behördlichen Stellen, oder auch nicht amtlicher bzw. privater Seite erlassen werden. Es kommt vielmehr namentlich darauf an, daß die Bestimmungen auch befolgt werden.

Hieran fehlt es aber, mit wenigen rühmlichen Ausnahmen, bei der breiten Masse der Unternehmerschaft noch in ganz erheblichem Umfang.

Dieser Übelstand hängt aber nicht nur mit dem Umstande zusammen, daß so manche derjenigen Firmen, die sich „Unternehmung für Beton-, Eisenbeton- und Tiefbau“ nennen, nach wie vor der Baukontrolle gleichgültig oder ablehnend gegenüberstehen, sondern wir müssen zugeben, daß es zunächst und vor allem gerade an dem mangelt, was in dem eben wiedergegebenen Erlaß verlangt wird, nämlich an der Überwachung durch die zunächst hierfür berufene Baupolizei.

Es ergibt sich hieraus ohne weiteres die Notwendigkeit einer zweckentsprechenderen Ausgestaltung der Baupolizeiamter im Sinne der Ergänzung oder Vermehrung.

Es ist bekannt genug, daß sich schon viele verantwortungsbewußte Leiter von Baupolizeiamtern dahin geäußert haben, daß es ihnen eben an den notwendigen Mitarbeitern fehlt, um die ihnen am Herzen liegende Aufsicht über die oft außerordentlich zahlreichen und räumlich weit auseinander liegenden Baustellen so ausüben zu können, wie dies dem Sinne und Geiste der amtlichen Bestimmungen entsprechen würde. Die rein buchstabenmäßige und formale Prüfung der Eingaben, der statischen Berechnungen und Ausführungszeichnungen kann vom grünen Tisch aus erledigt werden, aber wir wissen doch alle zur Genüge, daß die Verwirklichung der Berechnungen und Pläne auf den Baustellen eine Angelegenheit ist, die ganz besondere Aufmerksamkeit verlangt und einen „ganzen Mann“ fordert.

Es müßten also allen Baupolizeiamtern, je nach Größe und Umfang des Geschäftsbetriebes, mindestens ein bis zwei Beamte zur Seite gestellt werden, die mit nichts anderem befaßt werden als mit der laufenden Beaufsichtigung der jeweiligen Bauausführungen. Diese Beamten dürften aber selbstverständlich keine sogenannten jungen Leute sein, die den an sie herantretenden Aufgaben und Versuchen nicht gewachsen sind. Es kommen vielmehr nur im Fach erfahrene Ingenieure in Betracht, die die Bestimmungen und Vorschriften genau kennen, die aus eigener Erfahrung wissen, wie es auf einer Baustelle zugeht, die den Grobheiten und Überheblichkeiten der Poliere gewachsen sind und die es verstehen, im Ernstfalle durchzugreifen und sich durchzusetzen. Wie mancher Fall ist aus Gerichtsverhandlungen bekanntgeworden, wo den berechtigten Einwänden und Anmahnungen des verantwortlichen bestellten Bauleiters nur widerwillig oder gar nicht Folge gegeben wurde, mit dem Endergebnis eines Einsturzes oder sonstiger Schäden an Sachwerten oder gar Verlusten an Menschenleben.

Schon nach wenigen Wochen werden diese Ingenieure sicher unterscheiden können zwischen zuverlässigen und unzuverlässigen Firmen, zwischen solchen, die ehrlich und redlich ihre eingegangenen Verpflichtungen erfüllen, und zwischen solchen, die versuchen, überall etwas zu ihrem Vorteil herauszuholen. Die betreffenden Aufsichtsingenieure werden bald wissen, wo sie öfter und überraschend nachsehen müssen, bzw. wo die Vorschriften gutwillig und verständnisvoll befolgt werden. Schon das Bewußtsein, daß eine stets wachsame und unerwartet auftauchende Kontrolle da ist, veranlaßt zumindest die, die gern „fünf gerad sein“ lassen möchten, zu größerer Vorsicht und ordentlicher Arbeit.

Auch kann durch solche geeignete Persönlichkeiten das Verständnis für die Gesamtheit der Baukontrolle, für die Beschaffung der Geräte, für die Anfertigung der Probekörper sowie namentlich für die Wirtschaftlichkeit der Durchführung laufender Proben gefestigt werden. Es wird sich dann bald auch bei den jetzt noch abseits Stehenden die Erkenntnis Bahn brechen, daß Wasserzementfaktor, Kornzusammensetzung u. dgl. keine „Professorenweisheiten“ oder „Apothekergeschichten“ sind, sondern für jeden Unternehmer, auch wenn er schon „seit Jahrzehnten Beton macht“, große wirtschaftliche Bedeutung haben.

In diesem Zusammenhang möge auch darauf hingewiesen werden daß es in Deutschland noch viel zu wenig Gelegenheit gibt zur Vornahme derartiger Betonprüfungen. Außer den staatlichen Materialprüfungsämtern an den Technischen Hochschulen sind es nur vereinzelt Städte, die entsprechende Einrichtungen besitzen, so daß manche Firmen gezwungen sind, ihre Würfel und Balken auf weite Entfernungen hin befördern zu müssen, was bekanntlich nicht vorteilhaft für das Ergebnis ist. Es muß verlangt werden, daß jede Stelle mit baupolizeilicher Befugnis auch über ausreichende Prüfungseinrichtungen verfügt, sofern nicht an demselben Ort schon anderweitig solche vorhanden sind.

Entsprechend dem obenerwähnten Erlaß könnte in bestimmten Fällen auch daran gedacht werden, „geeignete technische Kräfte“, also Zivilingenieure od. dgl., zur Mitarbeit heranzuziehen, mindestens insoweit, bis die betreffenden Baupolizeiamter selbst über den notwendigen Beamtenstab verfügen.

Es kann dann nicht mehr vorkommen, daß jahrelang unter den Augen der Baupolizei Ausführungen getätigt werden, die in ausgesprochenem Widerspruch mit den „Bestimmungen“ stehen, und es wird dann auch ganz sicher die Zahl der Bauunfälle noch weiterhin so wesentlich verringert, daß diese sowohl nach Art als nach Umfang nicht mehr der Rede wert sind. Mit einer solchen Vervollständigung des Beamtenstabes unserer Baupolizeiamter würde eine ganz wesentliche Fortentwicklung der Eisenbetonbauweise im Sinne „der Gewährleistung der Güte der Ausführung“ erzielt, und es würde dabei auch erreicht werden, daß diejenigen Unternehmer aus dem Kreis der Bewerber ausscheiden, die wiederholt zu erkennen gegeben haben, daß sie im Sinne der „Vorbemerkung“ zu unseren „Bestimmungen“ nicht als zuverlässig angesprochen werden können.

²⁾ Deutscher Beton-Verein e. V., Obercassel/Siegkreis. 1. Ausgabe 1927.

³⁾ Berlin 1928, Wilh. Ernst & Sohn.

⁴⁾ 5. Aufl. Berlin 1936, Wilh. Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Der (einfache) Versatzungsanschluß von Holzstreben.

Von Prof. Dr.-Ing. A. Troche, Technische Hochschule Darmstadt.

A. Allgemeines.

1. Die Versatzung als Druckverbindung zur Einleitung schräger Kräfte (Strebendrucke) in einen Gurt oder eine Schwelle stellt eine der ältesten und meistbenutzten Anschlußausbildungen des Holzbaues dar. Es spricht für ihre Zweckmäßigkeit, daß sie von den neuzeitlichen (vornehmlich mit Dübeln arbeitenden) Holzbauweisen nicht verdrängt werden konnte, sondern dort ebenso wie im alten Zimmermannsholzbau zu einer ständigen Knotenpunkt-Konstruktionsform geworden ist. Aufgabe dieser Abhandlung ist es, die Grundlagen dieser Anschlußform näher zu untersuchen und zusammenzustellen.

Kennzeichnend für den Versatzungsanschluß, kurz „Versatz“ genannt, ist die unmittelbare Kraftabgabe unter Längsdruck stehender Holzstreben durch Stirndruck auf passend zugerichtete Einschnittflächen (Kerbe) einer Schwelle, Fachwerkgurtung oder (bei Hängewerken) einer Holzsäule. Je nach der Anzahl der Kerben entsteht der einfache, der doppelte und (in seltenen Ausnahmefällen) der mehrteilige Versatz. Wir beschränken uns hier auf den einfachen Versatz; über den doppelten Versatz wird eine besondere Abhandlung berichten.

2. Wir unterscheiden (Abb. 1) den Stirnversatz, den Brustversatz und den Rückversatz, je nachdem die Kerbe im wesentlichen vor, in oder hinter der Strebenachse angeordnet wird. Wir nennen in allen Fällen a die Versatzungsstirn, c den Versatzrücken und sprechen von geraden Versätzen, wenn der Rücken c parallel zur Strebenachse liegt (Abb. 2). Als Versatzbreite b gilt jeweils das Kleinmaß der eingeschnittenen Kerbenbreite, als Versatzlänge das Maß d (Abb. 1 u. 2).

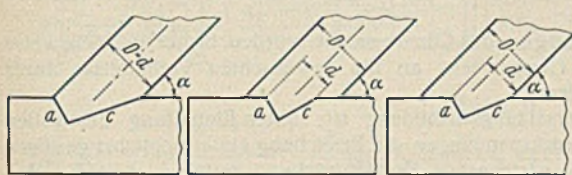
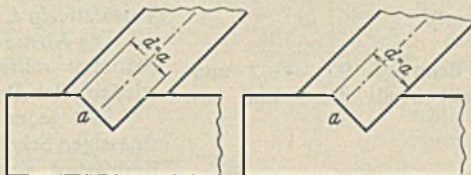


Abb. 1.



„Gerade“ Versätze

Abb. 2.

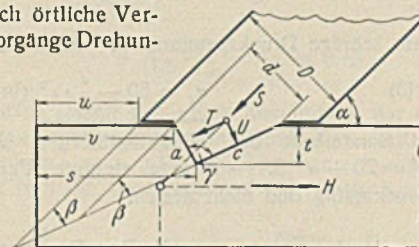


Abb. 3.

Im übrigen benutzen wir noch folgende Bezeichnungen (Abb. 3):

- s Scherlänge des Versatzes,
- t Versatzungstiefe (Kerbtiefe),
- u Überlänge der Schwelle (des Gurtes),
- v Vorlänge der Brust- oder Rückversatzung,
- D Strebendicke,
- S Streben-Achskraft,
- T } Seltenträfte von S auf $\left\{ \begin{array}{l} a, \\ c, \end{array} \right.$
- U }
- V } Gegenkräfte von S $\left\{ \begin{array}{l} \text{senkrecht} \\ \text{parallel} \end{array} \right.$ zum Gurt (zur Schwelle),
- H }
- α Strebenneigung gegen den Gurt,
- β Versatzungswinkel,
- γ Grundwinkel (Kerbwinkel der Schwelle),
- ϵ Winkel zwischen Kraft- und Holzfaserrichtung,
- σ_s zulässige Druckspannung schräg zur Holzfaser,
- τ Scherspannung im Vorholz,
- ω Knickbeiwert der versetzten Strebe.

3. Die Scherlänge s ist reichlich zu bemessen. Von den Unstetigkeiten zufolge des Holzaufbaues (Jahresringe, Faserverlauf, Ästigkeit¹⁾) noch ganz abgesehen, wird das Spannungsgesetz für τ bei verschiedenen Längen s unterschiedlich gestaltet sein (Abb. 4). Trockenrisse an der Schwellenstirn

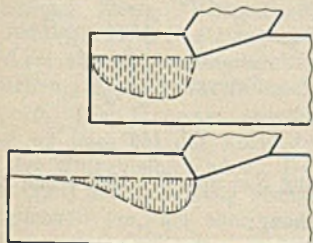


Abb. 4.

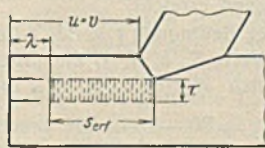


Abb. 5.

können dadurch sehr verschiedenen Einfluß auf die Tragfähigkeit gegen Abscheren ausüben. Sie sind am einfachsten durch eine Schutzstrecke λ zu berücksichtigen (Abb. 5), hinter der erst die Scherspannungen τ rechnerisch anzusetzen wären (nach den amtlichen Bestimmungen ist höchstens

¹⁾ Diese erhöht meist die Scherfestigkeit beträchtlich.

$\tau = 12 \text{ kg/cm}^2$ bzw. bei Hartholz $= 20 \text{ kg/cm}^2$ zulässig und τ gleichförmig verteilt anzunehmen, also mit

$$s_{\text{erf}} = \frac{H}{b \tau} = \frac{S \cdot \cos \alpha}{b \tau} \text{ zu rechnen.}$$

Im Hinblick auf Abb. 4 könnte λ aber bei wachsender Größe von s bis auf 0 abnehmen, etwa nach der Beziehung $\lambda = k - s_{\text{erf}} \geq 0$, wobei k mindestens zu 15 bis 20 cm festzulegen wäre.

Bei rechnerisch ermittelten Werten $s_{\text{erf}} < k$ wird man diese jedenfalls mindestens um die Hälfte des bis zu k noch fehlenden Betrages vergrößern und die so erhaltene Länge sicherheitshalber und zugleich der Einfachheit wegen nicht als Scherlänge s , sondern als Vorlänge v ansetzen:

$$(1) \quad v_{\text{min}} = \frac{k + s_{\text{erf}}}{2} \text{ (für } s_{\text{erf}} < k \text{).}$$

Bei Stirnversätzen ist $u = v$, dort gilt diese Beziehung also für die Überlänge u .

4. Die übliche Berechnung von Versätzen setzt gleichförmige Verteilung der Spannungen σ über ihre Flächen voraus:

$$\sigma = \frac{S}{b D} \quad \sigma' = \frac{T}{b a} \quad \sigma'' = \frac{U}{b c},$$

wovon wir unten gleichfalls Gebrauch machen. Doch ist stets zu beachten, daß die unvermeidlichen Verformungen des Fachwerks bei Herstellung des Kraftflusses (Fugenschluß bei den Versätzen, Dübeln und Bolzen) sowie durch örtliche Verdrückungen und durch Schwindvorgänge Drehun-

gen und Längenänderungen der Stäbe hervorrufen, die so weit gehen können, daß die ganze Strebenkraft S beispielsweise allein durch die Versatzungsstirn a hindurch muß und beim Rücken c sich eine Fuge öffnet. Von gleichförmiger Spannungsverteilung in beiden Flächen kann daher vielfach nicht die Rede sein und noch weniger von einer entlastenden Mitwirkung von Reibungskräften, wie man früher meinte.

Bei den Fachwerkverformungen können zwei Knotenpunkte, z. B. die Endpunkte einer versetzten Strebe, sich in waagerechter und in senkrechter Richtung nähern oder entfernen mit oder ohne gleichzeitiges Auftreten von Gurtverdrehungen. Für die Strebe folgen daraus positive oder negative Längen- und Winkeländerungen, so daß die vier Fälle der Abb. 6 auftreten können. Die letzten beiden Fälle können wir außer acht lassen, da die Verminderung der Stabkraft eine Entlastung des Versatzungsdruckes bewirkt, die gelegentlich bis zum Lockerwerden einer Strebe anstehen kann. Fall a) ist ungünstig für den Stirnversatz, Fall b) für den Rückversatz. Der ungünstigste Beanspruchungsfall tritt also ein, wenn eine Strebe am einen Ende einen Stirnversatz, am anderen einen Rückversatz aufweist und sich die Gurte auf der Versatzseite zueinander drehen (Abb. 7). Die Stabkraft muß dann in voller Größe außermittig durch die Versatzstirnen hindurch und bewirkt dadurch in der Strebe ein zusätzliches Biegemoment von der Größe $M' = S \cdot (0,5 D - \lambda)$. Der Wert λ kann bis zu dem Betrage $0,1 D$ absinken, in Ausnahmefällen noch etwas weiter. Es kann daher ein größtes Biegemoment bis zu $M' = \text{rd. } 0,4 S D$ zur Auswirkung kommen. Bei Verwendung gleicher Versatzformen an beiden Strebenenden sind derartige Außermittigkeiten im Strebenfelde nicht möglich, da die Kraft die Strebenachse kreuzt und sich im wesentlichen nur in den Versatzflächen nachteilig auswirken kann. Es ist daher grundsätzlich zu fordern, bei Streben ent-

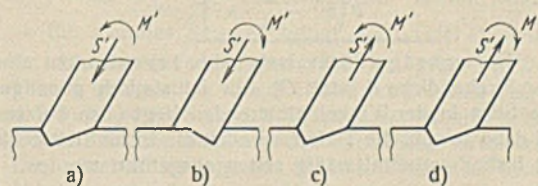


Abb. 6.

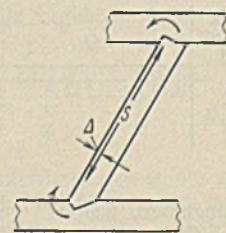


Abb. 7.

Es ist daher grundsätzlich zu fordern, bei Streben ent-

weder gleiche Versatzformen an beiden Strebenenden vorzusehen oder ein Zusatzmoment von mindestens

$$(2) \quad M' = S D/3$$

in Rechnung zu stellen²⁾.

Die Größe der Zusatzkräfte S' hängt nicht nur von den Schwindwerten der Gurte an der Strebenmündung ab, sondern auch von den übrigen Verformungen des Fachwerkes. Befriedigende Aufschlüsse hierüber werden erst durch Messungen an ausgeführten Bauwerken zu erwarten sein; einstweilen kann angenommen werden, daß die bei Auftreten größerer Zwangungen sich ausbildenden Verdrückungen an den Versatzstirnen eine Strebenlastung bewirken, ohne höhere Knicksicherheiten bzw. stärkere Strebenabmessungen zu erfordern.

5. Der Grundwinkel γ darf nicht kleiner als 90° werden, um Spaltgefahr auszuschließen. Meist ist $\gamma = 90^\circ$. In vielen Fällen legt man aber statt dessen die Stirn a in die Winkelhalbierende, wodurch der Kraft-Faser-Winkel ε beiderseits der Stirn a gleich groß wird (Abb. 8). Man erzielt dadurch (mit $\gamma \geq 90^\circ$) die höchst erreich-

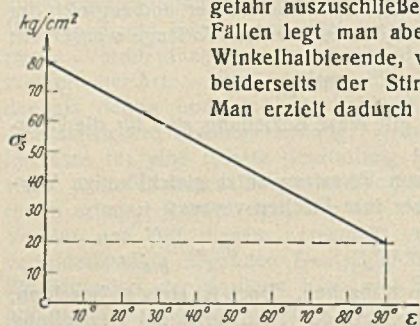


Abb. 9.

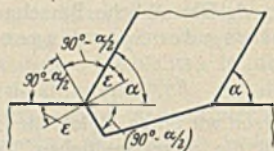


Abb. 8.

bare schräge Druckspannung σ_s . Nach DIN 1052 ist allgemein (Abb. 9):

$$(3) \quad \sigma_s = 80 - \frac{2}{3} \cdot \varepsilon^\circ \quad (\text{in kg/cm}^2).$$

Im Sonderfalle der Winkelhalbierung wird dann $\varepsilon = 90^\circ - \alpha/2$ und $\sigma_s' = 20 + \alpha^\circ/3$. — Andere stumpfe Versatzungen als diese sind unzuverlässig und nicht üblich.

B. Der Rückversatz.

6. Der Vorzug der Rückversatzung liegt in der großen Scherlänge s ; daher findet sie vornehmlich bei flachen Strebenmündungen Verwendung, wo die Seitenkraft $H = S \cdot \cos \alpha$ größere Werte annimmt. Der Nachteil liegt in der Außermittigkeit der Kraftabgabe sowie in der Möglichkeit bei ungünstigem Faserverlauf oder bei Schwindrissen aufzusplittern und dann ein „Ausrutschen“ der Strebe zu bewirken.

Vorzug und Nachteil sind besonders ausgeprägt beim geraden Rückversatz (Abb. 2b), der trotz seiner großen Kerbtiefe t — den größten aller Versatzungen — häufig angetroffen wird. Der Kraft-Faser-Winkel ist hier (im Gurt) $\varepsilon = \alpha$, so daß die Spannung $\sigma_s = 80 - \frac{2}{3} \cdot \alpha^\circ$ zulässig ist. Damit wird hier

$$(4) \quad a_{\text{erf}} = \frac{S}{b \left(80 - \frac{2}{3} \cdot \alpha^\circ\right)} \quad (\text{und } t = a \cdot \cos \alpha).$$

Der schräge Rückversatz (Abb. 1c) entspricht einem Stirnversatz von der Strebenstärke d (statt D). Er ist statisch günstiger, besonders wenn die Stirn in der Winkelhalbierenden liegt (also bei stumpfer Ausführung), da dann sowohl die Tiefe t als auch die Exzentrizität kleiner ausfallen. Er ist bisher verhältnismäßig selten ausgeführt worden.

²⁾ In diesem Falle erhält man aus der Spannungsgleichung $\sigma_d = \omega \cdot \frac{N}{F} + 0,8 \cdot \frac{M}{W}$ die Beziehung $\frac{S}{D l \sigma} = \frac{b/l}{1,6 + \omega} = \frac{3,4641}{\lambda(1,6 + \omega)}$, worin l die Strebenknicklänge und $\lambda = l/i$ bedeutet. Man kann dann die erforderliche Streben-Querschnittsbreite b unmittelbar aus der Skala Abb. 7a

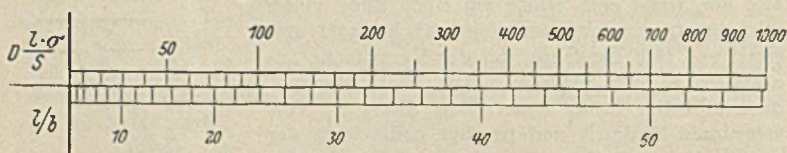


Abb. 7a.

entnehmen, wenn D gewählt wird (oder umgekehrt; ist z. B. gegeben: $S = 7500$ kg, $\sigma = 80$ kg/cm² und $l = 364$ cm, und wird $b = 18$ cm gewählt, so findet man mit $l/b = 364/18 = 20,21$ in der Skala den Wert $D l \sigma / S = 75,6$ und somit $D = 75,6 \cdot 7500 / (364 \cdot 80) = 19,5 = \text{rd. } 20$ cm).

Die Skala setzt $b < D$ voraus, also Ausknicken senkrecht zur Fachwerkebene! Ist das ausnahmsweise nicht der Fall (ist also $b > D$ oder besitzt der Stab senkrecht zur Fachwerkebene noch Zwischenstützung), so sind in der Skala b und D miteinander zu vertauschen!

7. Der Rückversatz ist zwar in den meisten, nicht aber in allen Fällen ausführbar, z. B. nicht immer bei gedungenen Streben. Die Grenze wird erreicht, wenn $d = D$ wird (Übergang in den Stirnversatz oder — bei gerader Ausführung mit $a = D$ — der „Einsatz“ entsteht, Abb. 10, der wegen seiner großen Kerbtiefen nur bei untergeordneten Konstruktionen üblich ist, z. B. im Gerüstbau). Der Grenze entspricht bei voll ausgenutzten Streben die Bedingung $\sigma_s = \sigma_d / \omega$ bzw. $\varepsilon = \frac{3}{2} \cdot \frac{\omega - 1}{\omega} \cdot \sigma_d$, also (mit $\sigma_d = 80$ kg/cm² und $\varepsilon = \alpha$):

$$(5) \quad \alpha (\leq 120^\circ) = \frac{\omega - 1}{\omega} \quad (\text{Abb. 11}).$$

Hiernach ist ein Rückversatz nur möglich, solange der tatsächliche Knickwert ω der Strebe größer ist als der Strebenwert ω bei dem betreffenden Strebenwinkel α nach Abb. 11.

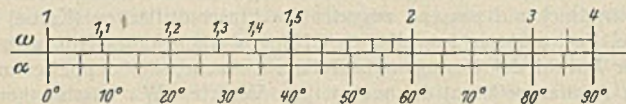


Abb. 11.

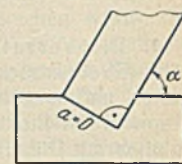


Abb. 10.

C. Der Stirnversatz.

8. Der Stirnversatz ist die meist benutzte Versatzform. Seine Vorzüge liegen in der Erzielung geringer Kerbtiefen t und namentlich in der Möglichkeit mittlerer Kraftübertragung (wenn von Fachwerkverformungen abgesehen wird). Nachteilig ist die bei kleinen Strebenwinkeln α erforderliche große Überlänge u .

Der rechtwinklige Stirnversatz ergibt rechnerisch mittige Kraftabgabe, der stumpfe hingegen bei außermittigem Strebendruck die kleinsten Versatztiefen t .

Die Abmessungen des Stirnversatzes wurden bisher versuchsweise bestimmt mittels Herantastens an die gewünschten Verhältnisse durch wiederholtes Probieren.

Ziel jeder Versatzungsbildung ist: unter Einhaltung der vollen zulässigen Schrägdruckspannungen die Erreichung einer möglichst geringen Kerbtiefe t , um die verteuerte Gurtschwächung gering zu halten. Man ging hierbei so vor, daß man die gesuchten Abmessungen zunächst schätzungsweise annahm, dem zugehörigen Winkel β entsprechend nun die Stabkraft S in die Seitenkräfte T und U zerlegte und die dadurch bedingten Spannungen σ' und σ'' auf Stirn a und Rücken c bestimmte. Diese stellte man der vom vorliegenden Winkel β ebenfalls abhängigen zulässigen Beanspruchung σ_s gegenüber und änderte dann unter jeweiliger Wiederholung des Rechnungsganges die Wahlannahmen so lange, bis die kleinste erreichbare Versatztiefe ermittelt war.

Dieses umständliche Vorgehen läßt sich durch eine unmittelbare Angabe der erforderlichen Kerbtiefe t vermeiden. Wir schließen uns hierbei der üblichen Voraussetzung gleichförmiger Spannungsverteilung in beiden Versatzflächen an.

9. Beim rechtwinkligen Stirnversatz bestehen die in Abb. 12 eingeschriebenen Winkelbeziehungen, aus denen sich die Gleichungen

$$(6) \quad t = a \cdot \cos(\alpha - \beta) = D \cdot \sin(\alpha - \beta) \cos(\alpha - \beta) / \sin \alpha \quad \text{und}$$

$$S = b D \sigma' \cdot \frac{\sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha \cdot \cos \beta} \\ = b D \sigma'' \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\sin \alpha \cdot \sin \beta}$$

ableiten lassen. Aus ihnen folgt, daß bei $\alpha \leq 90^\circ$ hier stets $\sigma''/\sigma' = \tan \beta \cdot \tan(\alpha - \beta) \leq 1$ verbleibt, so daß hier immer allein die Stirn a maßgebend ist. Nur bei $\alpha = 90^\circ$ (z. B. bei versetzten Hängwerk-Spannriegeln) wird die volle Ausnutzung der beiden Versatzflächen erreicht.

Der Bedingung $t = \min t$ (für feste Werte S, b, d, α) entspricht bei festen Werten b, d, t, α die Forderung $S = \max S$. Man erhält mit $\sigma' = \sigma_s = 80 - \frac{2}{3} \cdot \varepsilon$ die gesuchte Beziehung:

$$(7) \quad (\max) \frac{S}{b D} = \frac{\left(80 - \frac{2}{3} \cdot \varepsilon\right) \sin(\alpha - \beta)}{\sin \alpha \cdot \cos \beta},$$

wobei für ε jeweils der größere der beiden Kraft-Faser-Winkel einzusetzen ist, d. h.

im Gebiete $\beta \leq \alpha/2$ der Wert $\varepsilon = \alpha - \beta$
im Gebiete $\beta \geq \alpha/2$ der Wert $\varepsilon = \beta$.

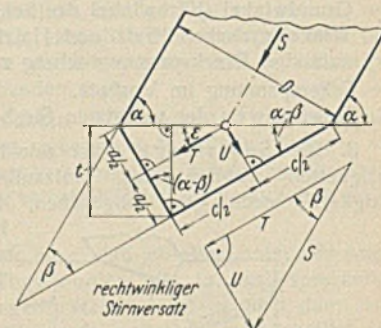


Abb. 12.

Die Werte $K = S/bD$ und $\delta = D/t$ sind nur von den beiden Winkelgrößen α und β abhängig, können also in ihren Beziehungen zueinander bildlich in einer ebenen Tafel dargestellt werden (Tafel I). Auf der Abszisse ist der stets bekannte Wert $K = S/bD$ (in kg/cm^2) und auf der Ordinate die Strebenneigung α aufgetragen. Die Größen δ und β er-

gemäß $\beta = \alpha - 45^\circ$ (Übergang in einen gegenseitigen Versatz) ist, die oben der Kurve $\delta = 2$ identisch ist.

11. Beim stumpfwinkligen Versatz mit Stirnlage in der Winkelhalbierenden tritt, wie erwähnt, eine entsprechend außermittige Kraftabgabe ein. Die Außermittigkeit e der Strebenkraft S hängt von der Versatztiefe t ab. Aus den Längen- und Winkelbeziehungen der Abb. 13 entwickeln sich die drei Gleichungen

$$D \cdot \text{tg } \eta / (t \cdot \sin \alpha) = 1 + \text{tg } \eta \cdot \text{tg } \alpha / 2,$$

$$e = D/2 - t - [(D - 2t) \cdot \text{tg } \alpha / 2 : (2 \cdot \sin \alpha)] \text{ und}$$

$$S = T \cdot \cos \alpha / 2 + U \cdot \sin (\alpha - \eta)$$

$$= b t \sigma' + b t \sigma'' \cdot \frac{\sin (\alpha - \eta)}{\sin \eta}$$

$$= b t \sigma' [1 + \alpha / 2 \cdot \text{tg } (\alpha - \eta)].$$

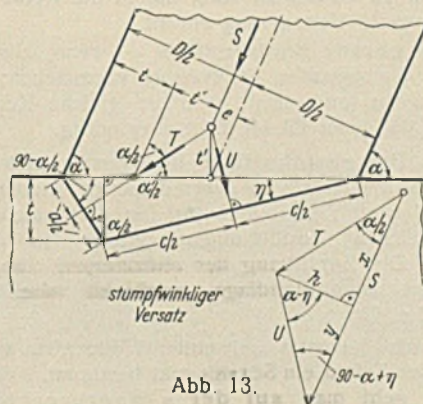


Abb. 13.

Aus diesen lassen sich unter Anwendung der allgemeinen Additionstheoreme und Ausschaltung des Winkels η nach mehreren Zwischenrechnungen schließlich (mit der Bezeichnung $\delta = D/t$) die beiden Formeln

$$(8) \text{ u. } (9) \quad \left\{ \begin{aligned} e &= e/D = \frac{(\delta - 2) \cos \alpha}{2 \delta (1 + \cos \alpha)} \text{ und} \\ K &= \frac{S}{bD} = \frac{80 - \alpha/3}{1 + \cos \alpha (\delta - 1)} \end{aligned} \right.$$

herleiten, die beide nur noch von α und δ abhängen; sie sind dadurch wiederum in einem ebenen Diagramm darstellbar (Tafel II). Abszisse und Ordinate sind entsprechend Tafel I gewählt. Das dort gebrachte Beispiel ($\alpha = 42^\circ$; $K = 16$) ergibt hier $\delta = 5,2$ und $e = 0,132$, also $t = 22/5,2 = 4,2$ cm (statt 5,0) und $e = 0,132 \cdot 22 = 2,9$ cm. Der Gewinn von 0,8 cm ersparter Kerbtiefe wird somit durch ein Zusatzmoment $M' = 7040 \cdot 2,9 = 20450$ kgcm erkauft, also durch eine Spannungserhöhung von

$$\sigma_{\text{zus.}} = 0,8 \cdot \frac{20450 \cdot 6}{20 \cdot 22^2} = 10,15 \text{ kg/cm}^2 \text{ in der Strebe.}$$

— Ein weiteres Beispiel bringt noch Tafel II selbst.

12. Es war aufgefallen, daß bei größeren Winkeln α gelegentlich die Besonderheit sich zeigte, daß nicht in der Stirn a , sondern in der Rückenfläche c sich die Höchstspannung der Versatzung ausbildete. Die näheren Bedingungen für das Auftreten dieses Umstandes blieben aber unbekannt. Es war deshalb üblich und nötig, bei größeren Winkeln α (ungefähr von 60° an aufwärts) stets nachzuprüfen, ob nicht die Spannung in c überschritten war, was dann gegebenenfalls eine abermalige Umbemessung bedingte.

Wir führen daher die gleiche Untersuchung wie unter Punkt 11 durch, nun aber für $\sigma'' = \sigma_c$ in der Rückenfläche c . Als Ergebnis findet sich die gegen oben abgeänderte Formel

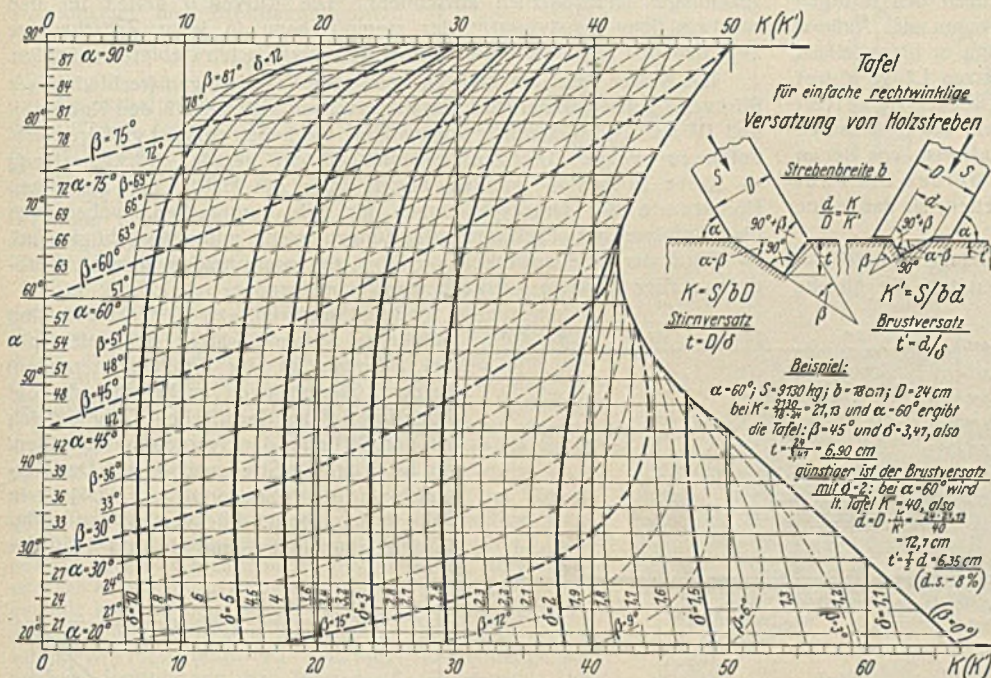
$$(10) \quad K = \frac{S}{bD} = \frac{20 + \frac{2}{3} \cdot \text{arc } \alpha \cdot \text{ctg} \left(\frac{\delta}{\sin \alpha} - \text{tg } \alpha / 2 \right)}{1 - \cos \alpha}$$

deren Auswertung in Tafel II oben erkennbar ist.

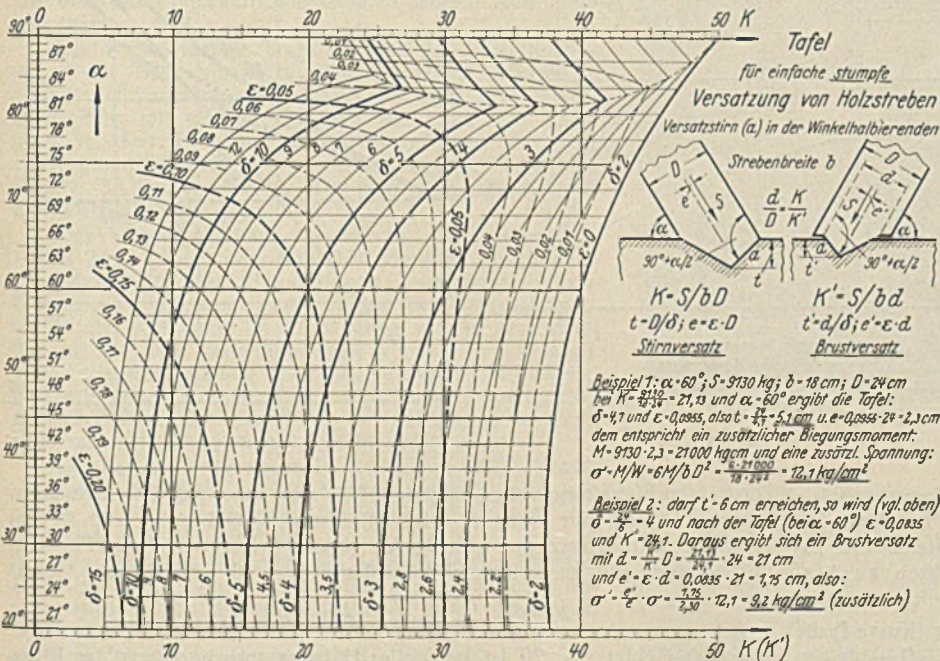
Die Grenze zwischen beiden Gebieten kennzeichnet sich durch die scharfen Knickpunkte der δ - und e -Kurven und ist in der Tafel gestrichelt dargestellt. Man erkennt, daß der erwähnte Fall nur im Bereich $\alpha \geq 82^\circ$ auftreten kann bzw. muß. Die Tafel ergibt in jedem Falle sofort die allein zutreffenden Werte, ohne Nachkontrolle zu benötigen.

Schließlich sei noch bemerkt, daß in Tafel II rechts der Kurve $\delta = 2$, die dem rechtwinkligen Versatz entspricht, kein Bemessungsfall auftritt, weil dieses Gebiet dem hier ausgeschlossenen spitzwinkligen Versatz zugehört.

Tafel I).



Tafel II.



scheinen als Kurven und erlauben das unmittelbare Ablesen ihrer zugehörigen Werte. Beispielsweise tritt bei $\alpha = 42^\circ$ und $K = S/bD = 7040/(20 \cdot 22) = 16$ die zugehörige geringste Versatztiefe $t = D/\delta = 22/4,4 = 5$ cm auf mit dem Versatzwinkel $\beta = 33^\circ$. Alles Proben ist damit behoben. Ein weiteres Beispiel ist auf der Tafel selbst vermerkt.

10. Die Grenze zwischen den beiden Bezirken $\beta \leq \alpha/2$ und $\beta \geq \alpha/2$ liegt auf der Kurve $\delta = D/t = 2$. Die Versatzstirn liegt dann in der Winkelhalbierenden. Da hier beide anliegenden Hölzer (Strebe und Gurt) höchst zulässig beansprucht sind, liegt eine optimale Lösungsmöglichkeit vor, die aber, wie man erkennt, bei rechtwinkligen Stirnversätzen nur ausführbar ist, wenn zufällig entsprechende Festwerte S , D , b und α vorliegen. Beim Brustversatz hingegen — und nur bei diesem — ist ohne zusätzliche Biegemomente diese wirtschaftlichste Lösung in fast allen Fällen möglich, worauf weiter unten näher eingegangen wird.

Erwähnt sei noch, daß die rechts liegende Diagrammbegrenzung im unteren Teil eine Gerade ($\beta = 0$, der „Einsatz“), mitten eine Kurve

1) Die Tafeln sind in DIN-Größe A 4 vom Verfasser beziehbar (einschließlich Abhandlungsonderdruck 1 RM, Postscheck Ffm 592 88).

D. Der Brustversatz.

13. Der Brustversatz scheint unbekannt zu sein. Aber gerade er ermöglicht statisch und wirtschaftlich sehr günstige Lösungen. Er vereinigt die Vorzüge der Stirn- und der Rückversatzungen und mildert ihre Mängel, indem er kleinere Kerbtiefen als der rechtwinklige Stirnversatz und geringere Außermittigkeiten als der stumpfe Stirnversatz und besonders als der Rückversatz bewirkt; er ermöglicht vielfach noch den mittigen Anschluß und weist in allen Fällen beträchtliche Scherlängen auf. Äußerst günstig erweist er sich bei Systemverformungen, indem er hier vielfach nahezu wie ein Gelenk wirkt und zufolge seiner kurzen Länge d bei Stabverdrehungen die Ausbildung großer Außermittigkeiten von vornherein ausschließt! Als Nachteil ist allein der Umstand zu nennen, daß der Strebenfuß 4 (statt 2) Schnittflächen aufweist, von denen aber (ebenso wie bei den anderen Versätzen) nur die beiden als Paßflächen zu behandeln sind, die in die Kerbe eingreifen, so daß keine nennenswerte Verteuerung eintritt.

Der gerade Brustversatz ist — wenn seine Scherlänge ausreicht — immer dem geraden Rückversatz vorzuziehen; er benötigt die gleiche Stirnlänge a (und damit auch die gleiche Kerbtiefe t) wie jener Gl. (4), liegt aber mittig.

14. Der gewöhnliche Brustversatz gleicht einem Stirnversatz von der reduzierten Strebenstärke d (statt D), so daß für ihn grundsätzlich die gleichen Ausführungen gelten wie für jenen. Die Ermittlung der reduzierten Länge d als Bemessungsgrundlage geschieht wie folgt (Tafel I u. II):

Durch die stets bekannten Werte K und α ist in den Tafeln ein Schnittpunkt bestimmt. Von diesem geht man auf der α -Waagerechten nach rechts bis zur Kurve $\delta = 2$ und dann senkrecht nach unten. Man findet einen neuen Wert K' und damit

$$(11) \quad d = D \cdot \frac{K}{K'} \quad \text{und} \quad t = d/2.$$

Im oben gebrachten Beispiel ($\alpha = 42^\circ$; $K = 16$) würde man hier erhalten (Tafel I): $K' = 37,9$, also $d = 22 \cdot 16/37,9 = 9,28$ cm und $t = 9,28/2 = 4,64$ cm (statt 5,0).

Tafel I u. II bringen weitere Beispiele. Bei Tafel II handelt es sich darum, durch Brustversatzung die Außermittigkeiten zu ermäßigen, was dann nur auf Kosten des Gurtes (größere Kerbtiefe t) möglich ist. Hier ist jede Zwischenlage zwischen t und $\min t$ bzw. zwischen e und $e' = 0$ möglich und wählbar, wie es das dort vermerkte Beispiel erkennen läßt.

E. Vergleich der Ergebnisse.

15. Die Versatzungsergebnisse für drei verschieden schlanke Streben sind mit Hilfe der Tafeln I u. II zur Gewinnung eines klärenden Überblickes in Abb. 14 für den gesamten auftretenden Neigungsbereich α zeichnerisch aufgetragen, indem die Abszisse nach rechts die zunehmenden Kerbtiefen t (ausgedrückt als Bruchteile von D) und zugleich die zunehmenden durch Außermittigkeit der Strebenkraft bedingten zusätzlichen Druckspannungen $\sigma_d' (= 0,8 M'/W)$ in kg/cm^2 angibt.

In nahezu allen Fällen ergibt der stumpfe Stirnversatz (Kurve I) die kleinsten Versatztiefen t ; seine Zusatzspannungen — Kurve I (σ') — bleiben durchweg in engen Grenzen ($< 12 \text{ kg/cm}^2$). Sofern man auf den Einfluß

von Fachwerkverformungen verzichten kann oder will, erscheint dieser Versatz als der günstigste.

Bei Bindern und Wandportalen wird man aber die unvermeidlichen und namentlich im Holzbau stets sehr zu beachtenden Verformungseinflüsse nicht außer Betracht lassen dürfen. Die günstigste Versatzform ist dann der Brustversatz, der größere Außermittigkeiten und Zusatzspannungen grundsätzlich ausschließt. Die Kurven II gelten für den rechtwinkligen Brustversatz; der stumpfe kann in jeder Zwischenlage zwischen den Kurven I und II, also in den schraffierten Gebieten auftreten.

Die bisher wohl am meisten benutzten Versatzungen (rechtwinkliger Stirnversatz und gerader Rückversatz) erweisen sich gemäß den Kurven III und IV als z. T. wesentlich ungünstiger; sie haben zumeist größere Kerbtiefen zur Folge. Die Zusatzspannungen der geraden Rückversatzung — Kurve IV (σ') — können bereits über die Hälfte der zulässigen Höchstwerte der Druckspannungen für sich verbrauchen, wobei noch die Einflüsse aus Fachwerkverformungen nicht mitberücksichtigt sind. — Wird der Strebenwinkel $\alpha < 30^\circ$, so unterscheiden sich die Kerbtiefen t aller Versätze nur noch wenig voneinander.

Beim Sonderfall $\alpha = 90^\circ$ tritt bei allen möglichen Stumpfvorsätzen (also nicht nur bei Stirnlage in der Winkelhalbierenden) keine Außermittigkeit mehr auf, da die Mittellote auf den Kerbflächen (Katheten) sich auf dem Mittellot der Hypotenuse schneiden, die hier zugleich Strebenachse ist. Der Vergleich für diesen Sonderfall ($\alpha = 90^\circ$) ist in Abb. 15 dargestellt. Rückversatz und voller Einsatz sind hier identisch und (bei der

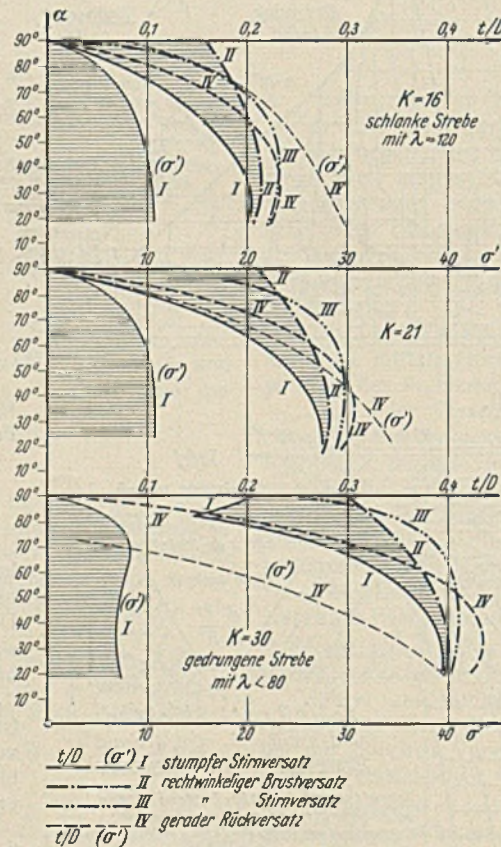


Abb. 14.

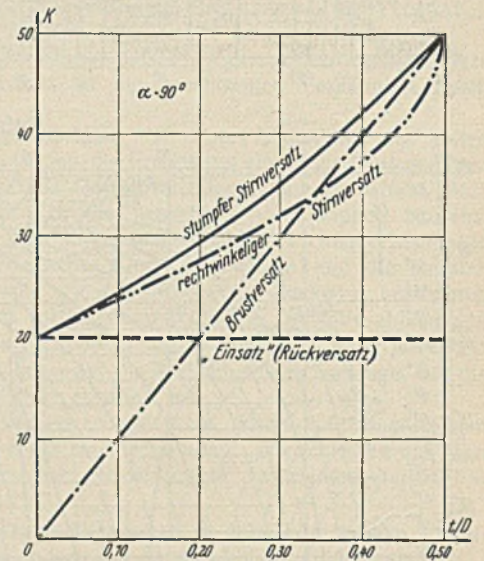


Abb. 15.

erstrebten Einhaltung voller zulässiger Flächenspannungen) nur ausnahmsweise möglich (nur wenn $K = 20$ ist). In dem Gebiet $K > 20$ ist der stumpfe Stirnversatz am günstigsten (kleinste Kerbtiefen t). Für den Brustversatz gilt im vorliegenden Sonderfall ($\alpha = 90^\circ$) das einfache Gesetz

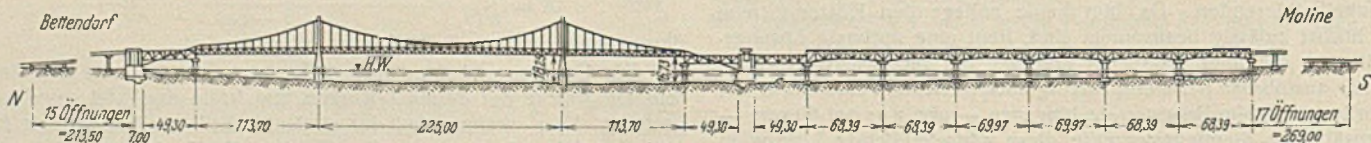
$$t/D = \frac{K^{(kg/cm^2)}}{100} \quad \text{mit} \quad d = 2t.$$

In dem Gebiet $K < 20$ ist bei voller Holzbeanspruchung nur der Brustversatz möglich.

Vermischtes.

Davenport-Brücke über den Mississippi. Eng. News-Rec. 1935, Bd. 115, Nr. 25 vom 19. Dezember, berichtet auf S. 837 über den Bau der Mississippi-Brücke, die am 18. November 1935 in Betrieb genommen wurde.

Das System des Tragwerks und der Querschnitt der Hängebrücke über den schiffbaren Teil des Flusses sind ebenfalls aus Abb. 1 zu ersehen. Die Brücke liegt oberhalb der Arsenal-Insel und überquert einen



Zu Abb. 1.

Diese Brücke überquert den Mississippi etwa 5 km stromaufwärts von Davenport und dient zur Überführung einer Landstraße zwischen den Städten Moline (Ill.) am Südufer und Bettendorf (Ia.) am Nordufer, wie aus dem Lageplan in Abb. 1 ersichtlich ist.

von deren Ausläufern. Am Südufer des Hängewerks hat man den Fahrdamm seitlich über die Flucht des Versteifungsträgers hinaus nach beiden Seiten verbreitert, um die Einrichtung für die Erhebung des Zolles unterzubringen. Die Finanzierung des Bauwerks geschah durch

die Public Works Administration bei einem Gesamtaufwande von 1 500 000 \$.

Wegen der geringen Tiefe des unterliegenden Felsens wurden für die seitlichen Tragwerke am Südufer über drei Öffnungen gespannte Durchlaufträger und an beiden Brückenden durchlaufende Walzträger verwendet.

Ein sparsamer Stoffverbrauch wurde durch die Verwendung von Siliziumstahl und Breitflanschprofilen erreicht. Die stählernen Türme für die Aufnahme der Tragkabel sind aus Walzträgern und Platten, und zwar im Querschnitt dreizehlig gebildet; die äußeren Zellen sind nach unten zu verbreitert. Die Kabel bestehen je aus 31 Litzen von 1 1/2" Durchm. und sechs Litzen von 1" Durchm. Zur Erzielung einer äußeren kreisförmigen Umgrenzung ist der Querschnitt durch Zulagen von Aluminium- und Zinkstäben ergänzt worden.

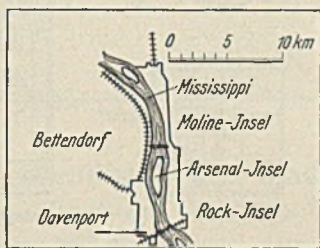


Abb. 1.

Die Flußpfeiler sind trotz der geringen Wassertiefe von etwa 6 m unter Luftdruck auf den unterliegenden Fels gegründet worden. Die südliche Verankerung greift in einem kräftig ausgebildeten Flußpfeiler an. Der Fels liegt an den Ufern fast zutage, so daß die Rampenstützen in einfachen Baugruben bis zu höchstens 6 m Tiefe unter dem Wasserspiegel gegründet werden konnten. Über dem Felsboden lagert eine dünne Sandschicht. Da die Felsoberkante in der Höhenlage stark wechselt, ergab sich aus der Anwendung der Druckluftgründung eine kurzfristige und gleichartige Bauausführung für die einzelnen Pfeiler im Fluß. Die unteren Teile einschließlich der Schneide der Stahlsenkboxen waren im Schweißverfahren in St. Louis hergestellt und auf dem Wasserwege zur Baustelle geschafft worden. Hierbei waren mehrere der kleineren zellenförmigen Pfeilerteile zu Pontons zusammengebaut zwecks Beförderung der unteren Senkkastenteile für die größeren Ankerpfeiler. Der Absenkungsvorgang mit den dazu erforderlichen Geräten ist aus Abb. 2 zu erkennen.

Die Türme für die Tragkabel und der Verstiefungsträger der Hängebrücke wurden mit Hilfe eines 60 m hohen Schwimmkranes aufgerichtet, der dreieckigen Querschnitt mit einer Seitenlänge von etwa 10 m hatte (Abb. 3). Der Kran hat eine Tragkraft von 35 t, auf zwei seiner Schwimmkörper waren Gegengewichte von 50 bzw. 85 t untergebracht. Die Betriebsenergie lieferte eine Dampfwinde.

Der Verstiefungsträger wurde in Abschnitten von 15 bis 24 m Länge und 8 bis 13 t Gewicht, beginnend von der Mitte der Hauptöffnung, eingebaut. Nach Einbau der mittleren zwölf Felder der Hauptöffnung wurde der Kran für die Einhängung von je drei Endfeldern in den Seitenöffnungen verwendet. Danach wurde die Mittelöffnung bis zu den Türmen geschlossen, und schließlich wurden die Seitenöffnungen überbrückt, so daß der seitliche Ausschlag der Stahltürme in jeder Richtung nicht über etwa 30 cm hinausstieg.

Der Beton für die Fahrbahn wurde auf einem Mischplatz auf der Seite von Bettendorf gefertigt und auf einem auf dem Seitenweg laufenden Fördergerät zur Verwendungsstelle geschafft.

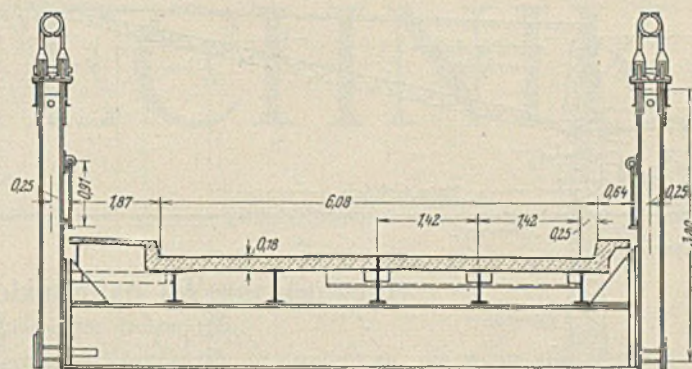
Die an die Hängebrücke anschließenden beiden Durchlaufträger über je drei Öffnungen nach dem Südufer wurden, von diesem ausgehend, durch Auskragen errichtet unter Verwendung eines festen Gerüsts aus sechs Walzträgern, wie aus Abb. 4 ersichtlich.

Die Kontinuität über den Pfeilern wurde nachträglich hergestellt. Die Montagestücke wurden vom Moline-Ufer aus auf Gleiswagen vorgeschoben und mittels eines Auslegerkranes angefügt.

Der Turmdrehkran für den Bau der neuen Muldenalbrücke bei Siebenlehn in Sachsen. Die Reichsautobahn, die von Dresden aus westwärts durch Sachsen führt, überquert bei Siebenlehn das Muldenal, wo augenblicklich eine große Brücke gebaut wird. Für den Bau dieser Brücke ist Mitte Januar 1936 ein Turmdrehkran (von Julius Wolff & Co., G m. b. H., Heilbronn) aufgestellt worden, der an Größe alle bisherigen Krane dieser Art übertrifft.

Zunächst soll der Kran das Ausschachten der Hauptpfeilergrube auf der Huthausette unterstützen und dann die für den Pfeilerbau nötigen Betonmengen einbringen.

Der Kran (Abb. 1 u. 2) besteht in der üblichen Bauart aus dem Unterstell, dem Turm und dem verstellbaren Ausleger. Das Fahrwerk setzt sich aus acht Rädern zusammen, die zu je zwei durch Schwingen zusammengefaßt sind. Jede Seite des Fahrwerks hat einen eigenen Antriebmotor.



Zu Abb. 1.

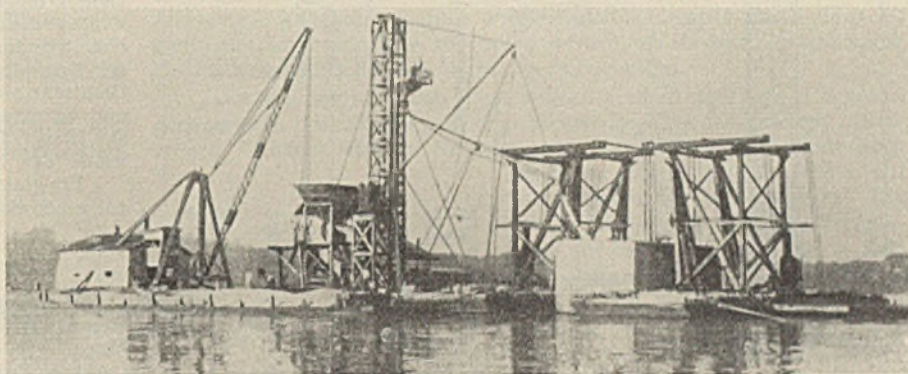


Abb. 2.

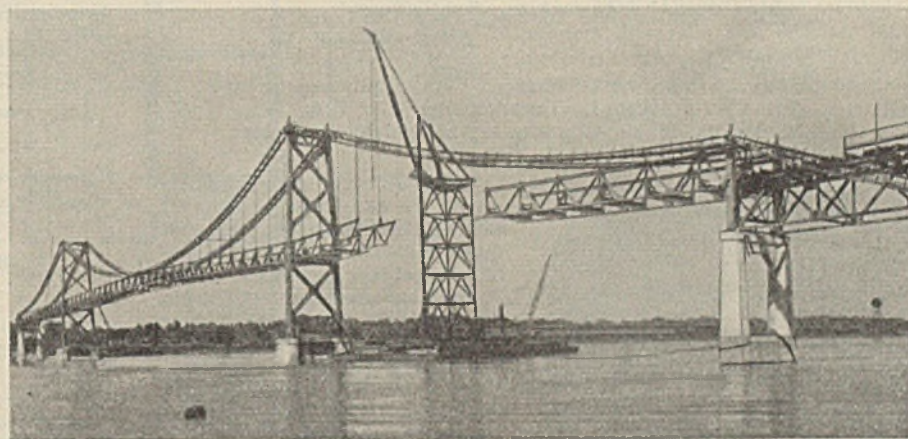


Abb. 3.

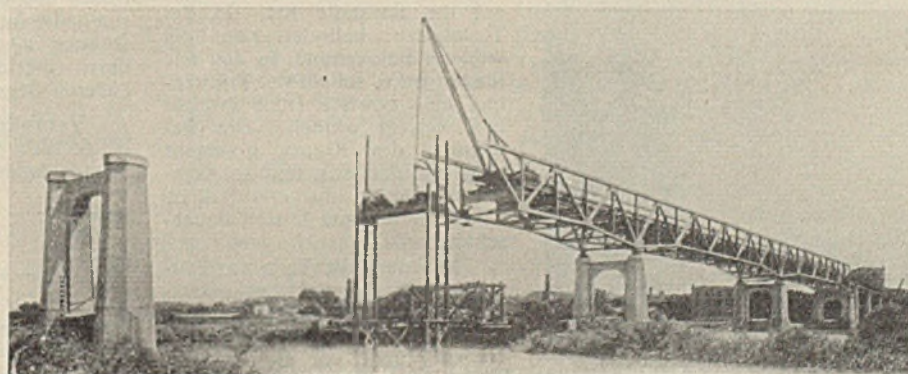
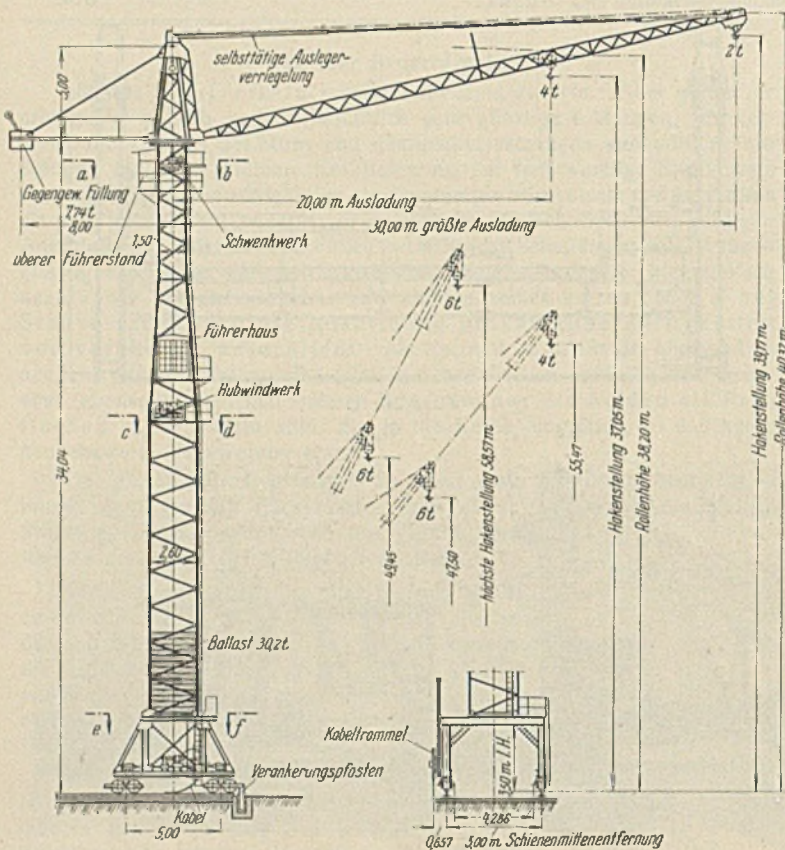


Abb. 4.

Beide Motoren werden gemeinsam durch einen Schalter im Führerhaus gesteuert. Die Hubwinde befindet sich auf einer Plattform unterhalb des Führerhauses. Angetrieben wird die Winde über ein mehrfaches Stirnradvorgelege durch einen 44-PS-Elektromotor. Wenn der Strom ausgeschaltet ist, wird die Last durch eine elektromagnetisch gesteuerte Doppelbackenbremse in jeder Lage sicher festgehalten. Um ein Kranspiel bei den großen Hubhöhen zu beschleunigen, ist eine Schnellsenkvorrichtung für den leeren oder nur gering belasteten Haken (leere Förderkübel u. dgl.) eingebaut.



2 t Tragkraft bei 30 m Ausladung und 40,32 m Rollenhöhe
 4 t " " 20 m " " 56,92 m
 6 t " " 15 m " " 60,17 m
 Hubgeschwindigkeit (doppelter Seilstrang) 27 m/min für Lasten bis 6 t
 46 m/min für Lasten bis 3 t
 Schwenkgeschwindigkeit 0,6 Umdr./min
 Fahrgeschwindigkeit 25 m/min
 Motorleistungen: Hubmotor 44 PS, Fahrmotor 2 x 11,5 PS, Schwenkmotor 13,5 PS

Abb. 1. Turmdrehkran für den Bau der Muldenalbrücke bei Siebenlehn in Sachsen.



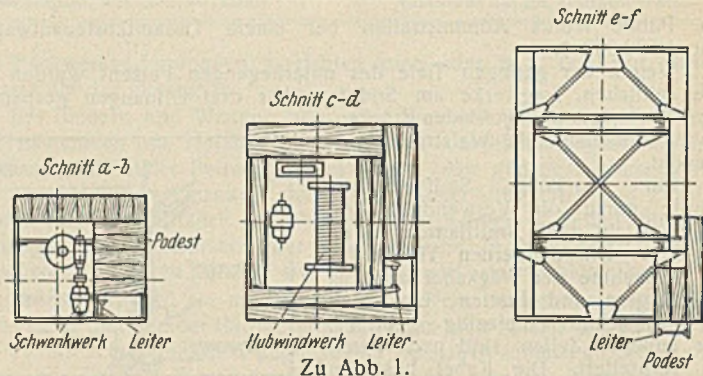
Abb. 2. Ansicht des fertig aufgestellten Kranes.

Der Antrieb des Schwenkwerks für den Ausleger befindet sich in der Turmspitze. Er wird durch ein vereinigtes Schnecken-Stirnradgetriebe gebildet. Der 30 m lange Ausleger enthält ein 10 m langes, herausnehmbares Zwischenstück, so daß er auch eine Länge von nur 20 m haben kann. In den verschiedenen Stellungen wird der Ausleger selbsttätig verriegelt¹⁾.

Das Führerhaus ist möglichst hoch gelegt, damit der Kranführer einen unbehinderten Ausblick auf die Baustelle hat. In der Turmspitze befindet sich ein weiterer Führerstand, in den alle Steuergeräte, sobald der Brückenbau eine gewisse Höhe erreicht hat, verlegt werden. Die Bedienung des Kranes geschieht dann von dort aus, und der Kranführer behält die erforderliche Übersicht bis zum letzten Bauabschnitt.

Nachdem die Teile zur Baustelle gebracht und dort zusammengesetzt waren, ging das Aufstellen des Kranes in etwa einer halben Stunde vor sich. Zuerst wurde die Fahrbahn für den Kran und zu beiden Seiten je ein weiteres Gleis verlegt, auf dem ein 10 m hoher, einfacher Bockkran errichtet wurde. Mit dem Bockkran setzte man das Untergestell, dann den Ausleger und schließlich den Turm liegend zusammen. Am Hange ließ man

¹⁾ Bautechn. 1935, Heft 51, S. 682.



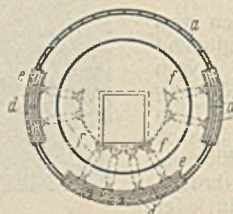
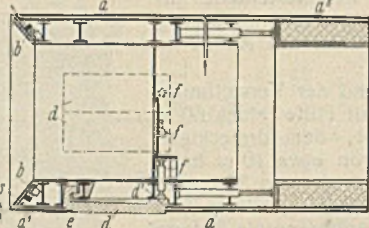
zum Aufrichten des Kranes ein Fundament ein. Darauf wurde der untere Teil des Turmfußes an das Untergestell gelegt und in einem Gelenk eingesetzt. Den Ausleger, der gleichzeitig als Mast für das Aufrichten diente, befestigte man ebenfalls am Turmfuß, jedoch auf der oberen Seite. Nachdem durch den Bockkran die Turmspitze etwa 8 m und der Kopf des Auslegers etwa 11 m gehoben worden waren, zog man die Drahtseile ein, stellte durch die Kranwinde zunächst den Ausleger senkrecht und verankerte durch Seile die Spitze des Auslegers an dem Fundament am Hange. Jetzt richtete man ebenfalls durch die fertig eingebaute Hubwinde des Kranes den Turm auf und zog zuletzt den Ausleger hoch.

Ein gleicher Kran mit denselben Abmessungen sollte Mitte Februar 1936 auf einer Baustelle bei Hann.-Münden in Betrieb kommen.

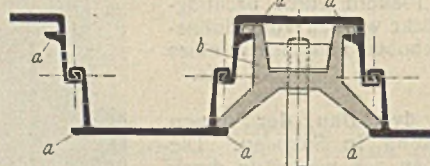
Fr. Riedig, VDI.

Patentschau.

Vortriebschild für den Tunnelbau. (KI. 191, Nr. 597 063 vom 3. 3. 1931 von Gottfried Hallinger, Patentverwertungsgesellschaft m. b. H. in Essen.) Um einem Absinken des Schildvorderteils insbesondere infolge der stärkeren Keilwirkung der unteren Schildschneide zu begegnen, weist der vorn in eine Schneide *s* endigende Vortriebschild *a* an seinem vorderen unteren Teil eine schwach aufwärts gerichtete Fläche *a*₁ auf, deren Schräge so bemessen ist, daß der hierdurch erzielte Auftrieb des Schildes bei seinem Vortrieb im allgemeinen wenigstens ungefähr den abwärtsgerichteten Kräften das Gleichgewicht hält. Auf seinem oberen hinteren Teil kann der Schild ferner nach innen etwas abgeschrägt sein (Schräge *a*₂). Der Schild weist ferner aus seiner Mantelfläche nach außen schwenkbare Platten *d* auf, die an ihrer Vorderkante in fensterartigen Öffnungen *e* des Schildmantels gelenkig gelagert sind. Am hinteren freien Ende der Platten greifen Druckpressen *f* an, mittels deren die Platten *d* nach außen geschwenkt oder in ihre Ausgangslage zurückgezogen werden können. Die Platten sind mit einer Nase *d*₁ versehen, durch die ihr Schwenkbereich nach außen begrenzt wird. Die Platten *d* liegen symmetrisch zu den senkrechten Querschnittachsen des Schildes. Werden die Platten schräg nach außen gestellt, so üben sie eine ablenkende Wirkung auf den Schild in Richtung ihrer Neigung aus. Die unteren Platten *d* unterstützen somit die Auftriebswirkung der Fläche *a*₁; zur Unterstützung der Plattenwirkung sind aus der Schildseite vorschlebbare Messer *b* vorgesehen, durch die das Erdreich in größerem Ausmaß entfernt wird, als der äußeren Begrenzung des Schildmantels entspricht.



Verankerung für eiserner Spundwände. (KI. 84 c, Nr. 604 250 vom 30. 5. 1929 von Dipl.-Ing. Kurt Schroeder in Kassel.) Um das bei Spundwänden aus U-Bohlen zwecks Durchführung der Verankerung übliche Durchbohren oder Durchbrennen der Bohlen zu vermeiden, sind an den U-Bohlen senkrecht zu den Flanschen verlaufende Ansätze *a* mit angewalzt, auf denen die Ankerköpfe *b* sich abstützen und beim Anbringen gleiten können. Die Ansätze können auf der Innen- oder Außenseite der Flansche liegen und vergrößern erheblich das Widerstandsmoment der Spundwand.



INHALT: Die Entwicklung der Technischen Hochschule Darmstadt. — Beitrag zur Berechnung statisch unbestimmter Bogensträgerwerke. — Die Untersuchung zweifach beanspruchter Konstruktionsglieder mit Hilfe des Reißackverfahrens. — Die Forschungsarbeiten des Straßenbau-Instituts der Technischen Hochschule Darmstadt. — Bauingenieur und Schienenbahnen. — Fortschritte und Wünsche auf dem Gebiete der Baukontrolle im Beton- und Eisenbetonbau. — Der (einfache) Versatzanschluß von Holzstreben. — Vermischtes: Davenport-Brücke über den Mississippi. — Turmdrehkran für den Bau der neuen Muldenalbrücke bei Siebenlehn in Sachsen. — Patentschau.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
 Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
 Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.