

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 31. Mai 1929

Heft 11

Alle Rechte vorbehalten.

### Heimatschutz beim Bahn- und Brückenbau.

Von Karl Protzmann, Ingenieur, Würzburg.

In der Nachkriegszeit wurde der Weiterbau der Lokalbahnlinie, die von Gasseldorf nach Behringersmühle durch das Wiesental in das Herz der Fränkischen Schweiz (Oberfranken, Bayern) führt, wieder aufgenommen.

Da die Linie an den bekannten landschaftlich schön gelegenen Orten Streitberg, Muggendorf, Gößweinstein und Stempfermühle vorbeiführt, hat sie schon in ihrem Entwurfsstadium weitgehendes und vielfach besorgtes Interesse wachgerufen.

Auch der Landesausschuß für Naturpflege in Bayern hat sich mit der Angelegenheit beschäftigt und mit der Eisenbahnverwaltung so zusammengefun-

den, daß man erwarten konnte, es sei alles geschehen, um den Bahnbau derart zu gestalten, daß die Landschaft und ihre Glanzpunkte keinen Schaden leiden.

Bei dieser Bahn in die Fränkische Schweiz hat man sich für eine Talinie, und zwar im Tale der Wiesent entschieden und die Linienführung so gewählt, daß die landschaftlichen Schönheiten des Tales möglichst ungestört bleiben.

Die Verkehrsverwaltung ist nach Bearbeitung verschiedener Entwürfe über die Lage des Lokalbahnhofes Behringersmühle und nach langwierigen Verhandlungen mit den Beteiligten sich darüber klar geworden, daß die jetzt geplante Lage auf dem etwas erhöhten Gelände der rechten Talseite zwischen Stempfermühle

und der Ortschaft Behringersmühle in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht befriedigt, aber auch den Anforderungen, die von verschiedenen Seiten zur Schonung des reizvollen Landschaftsbildes erhoben werden, am

besten von allen untersuchten Lösungen entspricht. Es war im allgemeinen anerkannt, daß durch die gewählte Bahnhofslage die einheitliche Stimmung der Talandschaft bei der Stempfermühle, der bewaldeten Berghänge und Felsbildungen mit dem vom Fließen in vielen Windungen durchzogenen Wiesentgrund am wenigsten gestört wird.

Um nun die Stempfermühle unberührt zu lassen, war es nötig, unmittelbar unterhalb dieser Stelle einen Talübergang zu schaffen. Der zuerst geplante sah Schrägbrücken mit hochragenden Fachwerken vor, die das Schönheitsgefühl verletzen. Sehr störend erschienen dabei die sich kulissenartig aneinanderreihenden Langpfeiler (s. Lageplan Abb. 1, mit bis 15,2 m Kronenlänge der Eingleisbrückenpfeiler), welche dem Beschauer von der vorüberführenden Touristenstraße aus den Durchblick unter der Brücke stark vermindern.

Die Führung des Bahnkörpers im Tunnel war durch verschiedene Gründe, besonders auch wegen der daraus entstehenden außerordentlichen Verteuerung ausgeschlossen.

Weiter war gefordert, daß die gegenüberliegenden Felschroffen und Wände nicht durch

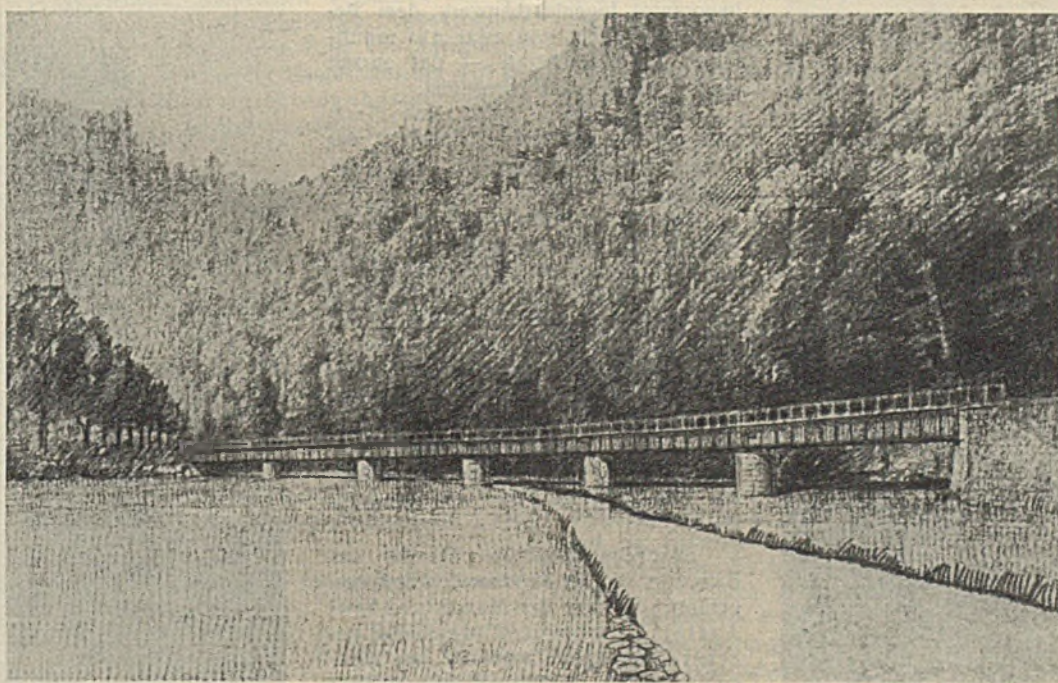
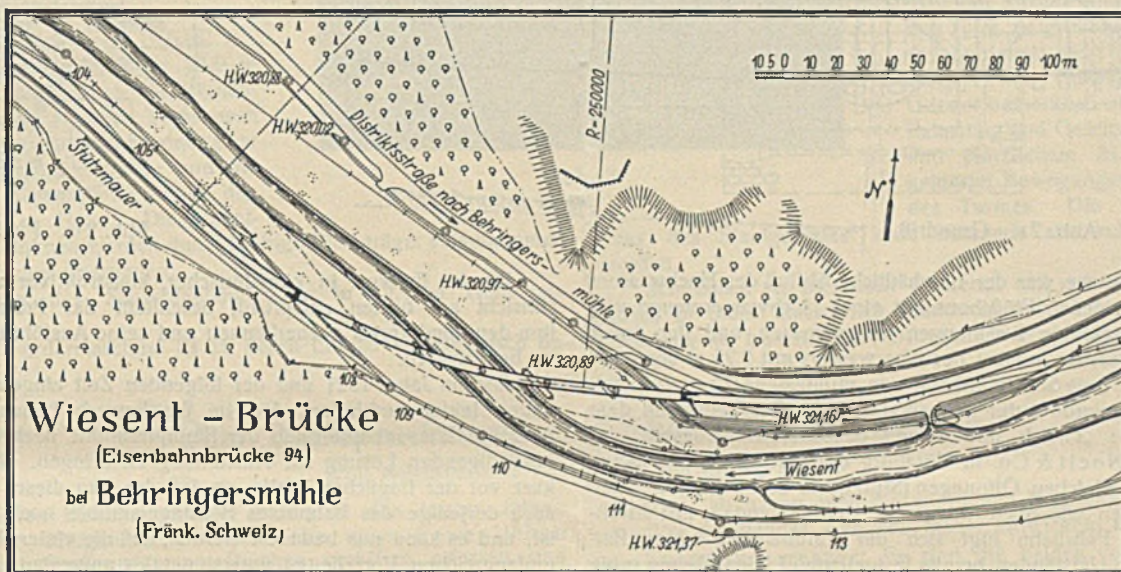


Abb. 3. Schaubild.

Felsanschnitte in ihrer Standfestigkeit geschädigt oder sonst erheblich verändert werden. Ferner sollten die an der Stempfermühle über den Bach führende Holzbrücke, sowie die vorhandenen Wasserstauanlagen möglichst in ihrer alten Gestaltung erhalten bleiben. Ebenso war die Wiesenbewässerung entweder unverändert zu erhalten oder ein mindestens gleichwertiger Ersatz zu schaffen. Die Baumbestände in der Nähe der Stempfermühle, insbesondere wenn es sich um eigenartige Baumgruppen handelt, sollten weitgehendst geschont werden.

Die Einhaltung all dieser Forderungen und die Erfüllung der Bedingungen über Krümmungen, Lage von Bogen-Anfangs- und Neigungsbrechpunkten nach der Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung führte beinahe zwangsläufig zu der von der Bahnverwaltung eingeschlagenen Linienführung mit schrägem Talübergang. Die Linienführung war somit im wesentlichen festgelegt.

Um nun für den schrägen Übergang über die Wiesent an einer schwierigen Krümmung neue geeignetere Vorschläge zu erhalten, schrieb die Bahnverwaltung im Jahre 1920 einen Wettbewerb aus.

und anspruchslos der Landschaft ein. (Vergl. Schaubild Abb. 3). — Das Preisgericht hat seinen Entscheid über die Bearbeitung „Gleich und Rund“ wie folgt begründet.

Es wird als wesentlicher Vorzug betrachtet, daß die Stahlkonstruktion unterhalb der Fahrbahn liegt und als Blechträger mit gerader Untersicht ausgebildet ist. Weiter gelten als Vorzüge die gleich weiten Öffnungen und vor allem die Pfeiler mit kreisrundem Grundriß. Die vorgeschlagene Form wird in der landschaftlichen Umgebung als am wenigsten störend empfunden.

In hydrotechnischer Hinsicht werden die kreisrunden Pfeiler (s. Lageplan Abb. 1 und Grundriß Abb. 2a) dem in seiner Richtung nicht sicher bestimmbar Hochwasserabfluß den geringsten Widerstand entgegensetzen.

Vom brückenbautechnischen Standpunkt aus ist der Entwurf ebenfalls günstig zu beurteilen wegen der für sämtliche Öffnungen gewählten gleichen Trägerform und der rechtwinkligen Anordnung der Konstruktion (s. Abb. 2b). — Auch in wirtschaftlicher Hinsicht ist der Entwurf von den eingelaufenen Arbeiten der vorteilhafteste, da der Aufwand an Mauerwerk und Stahlkonstruktion am geringsten ist.

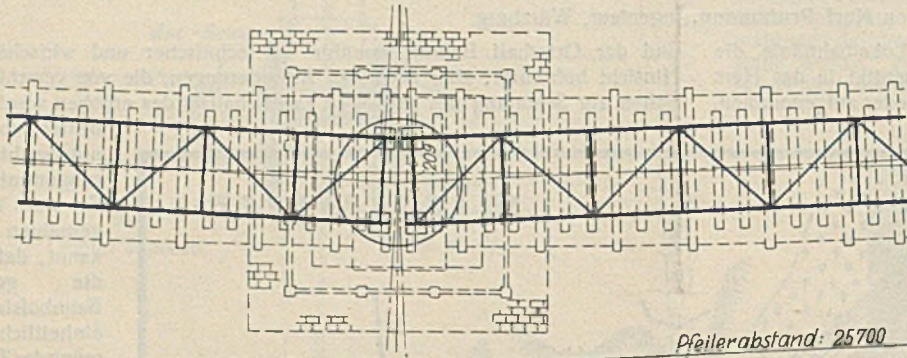


Abb. 2a. Grundriß.

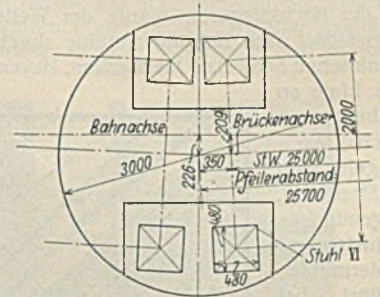


Abb. 2b. Pfeiler.

Für die Wiesentbrücke war der unschädliche Abfluß des Hochwassers des sonst ganz bescheidenen Fließchens mit einer Hochwassermenge von 330 m<sup>3</sup>/sek durch sorgfältige Rechnungen nachzuweisen und der durch Pfeilereinbauten verursachte Aufstau des Oberwassers mit 0,25 m begrenzt. Darüber war noch eine freie Schwimmhöhe von mindestens 0,5 m verlangt.

Vom Preisgericht wurde unter den eingelaufenen Bearbeitungen dem mit den Kennworten: „Gleich und Rund“ bezeichneten Entwurf der Brückenbauanstalt G. Noell & Co. in Würzburg der erste Preis zuerkannt.

Mit seinen sechs gleichen Öffnungen (Stützweite 25,0 m), kreisrunden Pfeilern und der unten wie oben wagerecht abschließenden, mit Blechbalken konstruierten Fahrbahn fügt sich der Talübergang unter Beibehaltung der aus den Umständen bereits festgelegten Linienführung ruhig

Da der Entwurf in künstlerischer, konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht am besten entspricht, beschließt das Preisgericht einstimmig, ihm den Sonderpreis zuzuerkennen und seine Ausführung bei der Behörde zu befürworten.

Die im Jahre 1921 und der folgenden Zeit eingetretenen Verhältnisse haben leider verhindert, den im Wettbewerb behandelten Talübergang über die Wiesent unterhalb der Stempfermühle nach der wohl allgemein befriedigenden Lösung zur Ausführung zu bringen. Die Bahnlinie endet kurz vor der fraglichen Stelle, so daß der Bau dieses Talüberganges wie auch derjenige des Bahnhofes Behringersmühle noch eine Zukunftssache ist, und es kann nur bedauert werden, daß die vielen hierauf verwendeten umfangreichen Vorarbeiten vorerst nutzlos aufgewandt erscheinen.

Alle Rechte vorbehalten.

### Neues Turmfördergerüst.

Von Oberingenieur Karl Zimmermann, Köln.

Vor kurzem wurde auf Zeche Königsborn III/IV der Klöckner-Werke A.-G. ein imposantes Ingenieurbauwerk dem Betrieb übergeben, und zwar ein mächtiger Stahlhochbau — das zurzeit wohl höchste Turmfördergerüst.

Unsere Abb. 1 zeigt den Turm während der Aufstellung, Abb. 2 das fertig errichtete Stahlgerüst, Abb. 3 die fertiggestellte Anlage.

Bei der architektonischen Durchbildung, die von Prof. Fischer, Essen, stammt, wurden die senkrechten Linien besonders betont, um das Hochstreben des Turmes kräftig zu unterstreichen; durch die Anordnung der Fenster wurde diese Betonung noch verstärkt. Die um den Turm symmetrisch sich aufbauende Schachthalle weist im Gegensatz zu ihm die Betonung der wagerechten Linie auf, was gleichfalls in der Anordnung der Fenster besonders zum Ausdruck kommt.

Sämtliche tragenden Glieder des Bauwerks sind in Stahlkonstruktion ausgeführt, die von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt, Köln-Kalk, geliefert und aufgestellt wurde. Das Stahlgerüst hat ein Gesamtgewicht von 950 t und ist in der Hauptsache als räumliches

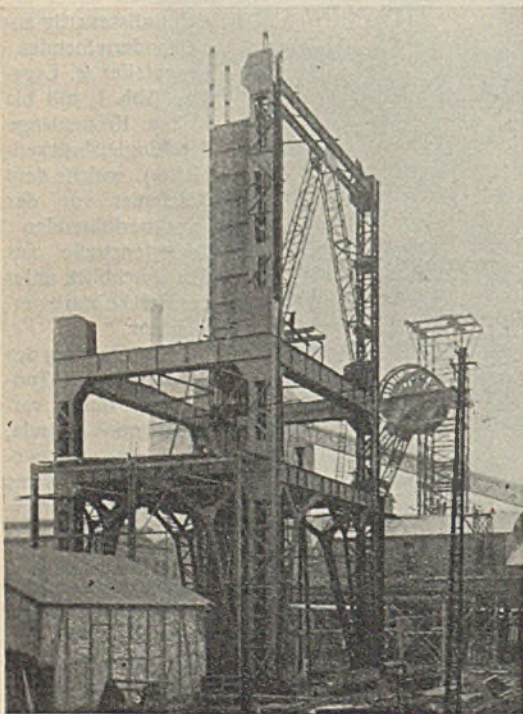


Abb. 1.

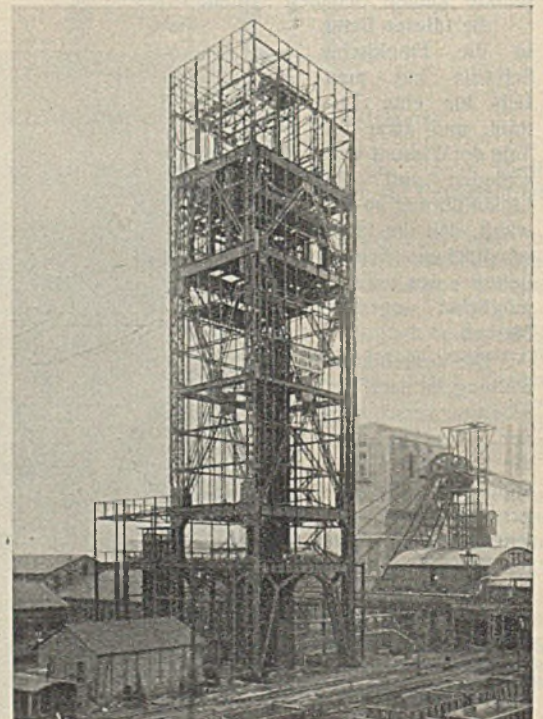


Abb. 2.

Fachwerk ausgebildet, wobei Wert darauf gelegt wurde, die gegliederten Diagonalverbände ohne Unterteilung soweit wie möglich herunter zu führen. In Höhe der Hängebank sind, der Durchfahrten wegen, an Stelle des Verbandes kräftige Eckversteifungen eingebaut, während unterhalb der Hängebank mit Rücksicht auf die Zugänglichkeit des Schachtes, auf den Förderkorbeinbau usw. Portalverbände vorgesehen sind.

Wie Abb. 3 zeigt, ist die Stahlkonstruktion des Turmes oberhalb des Schachtgebäudes sowie das Schachtgebäude selbst ganz von Mauerwerk umgeben, so daß von dem Stahlgerüst nichts mehr zu sehen ist.

Bei einer verhältnismäßig kleinen Grundfläche (die Entfernungen der Turmpfosten betragen von Mitte zu Mitte gemessen nur 16,0 bzw. 12,0 m), stellt sich die Gesamthöhe des Turmes auf 68 m. Das Schachtgebäude besitzt eine Grundfläche von  $33,5 \times 22,0$  m und erreicht an der Dachtraufe eine Höhe von 19,0 m.

Die Fördermaschine steht in 55,0 m Höhe auf einer besonderen Maschinenbühne. Außer dieser sind im Turm noch zwei weitere Bühnen eingebaut, und zwar die Bremsbühne in 51,3 m Höhe und die Bühne für die Gegenscheibe und den Umformer in 45,0 m Höhe. Die Hauptbelastungen dieser Bühnen werden durch kräftige Blechträger aufgenommen und auf die Eckpfosten übertragen.

Die Hängebank des Schachtgebäudes ist in 12,0 m Höhe angeordnet.

Oberhalb der Fördermaschine ist zu deren Einbau ein elektrisch be-

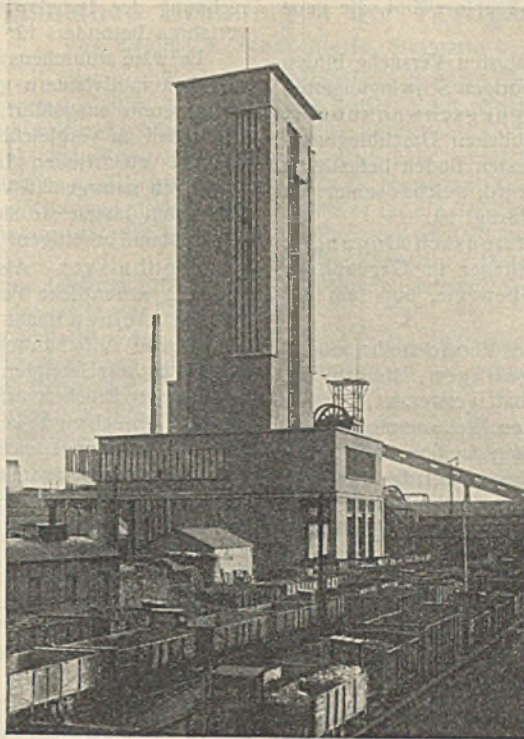


Abb. 3.

triebener 40-t-Laufkran vorgesehen. Zum Einbau des Umformers und der Gegenscheibe dient ein oberhalb der 45,0-m-Bühne angebrachter Handlaufkran von 25 t, zum Einbau der Förderkörbe ein unterhalb der Hängebank eingebauter Handlaufkran von 12 t Tragfähigkeit.

Die oberen beiden dieser gleichfalls von der Maschinenbau-Anstalt Humboldt gelieferten Laufkrane bestreichen die durch Klappen verschließbaren Einbauöffnungen, die in jeder Bühne so angeordnet sind, daß sie genau übereinander liegen. Es können also Gegenstände ohne abzusetzen von Flur bis zum Maschinenraum bzw. bis zur 45-m-Bühne hochgezogen werden.

Für den Personenverkehr ist außer den von Flur bis Maschinenraum laufenden bequemen Treppen in einer Ecke des Turmes ein elektrischer Personenaufzug eingebaut, der auch kleinere Lasten zu fördern vermag.

Besonders bemerkenswert ist auch, daß trotz der kleinen Grundfläche, auf der sich der Turm zu großer Höhe aufbaut, während des Betriebes nicht die geringsten Schwingungen des Turmes oder der einzelnen Glieder bemerkbar wurden. Auch bei voller Belastung und Geschwindigkeit der Maschine und plötzlichem Abbremsen zeigten sich keinerlei Bewegungen oder Erschütterungen des Turmes. Die konstruktive Durchbil-

dung des Stahlgerüsts kann demnach als wohl gelungen bezeichnet werden.

Schließlich sei hier noch vermerkt, daß sich die Ausführung des Gerüsts in Stahl hinsichtlich Standsicherheit, Raumersparnis und Bodenbelastung als besonders vorteilhaft erwiesen hat.

Alle Rechte vorbehalten.

## Über Beanspruchungen englischer Eisenbahnbrücken.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. R. Bernhard, Berlin.

In allen größeren Eisenbahnländern haben in den letzten Jahren zahlreiche Versuche stattgefunden, welche die unter beweglichen Lasten auftretenden Spannungen an Brücken praktisch erfassen und theoretisch auswerten wollen. Eine genauere Bestimmung der Stoßzahlen, die den Übergang von der ruhenden auf die bewegliche Last berücksichtigen sollen, erfordert das eingehendste Studium aller dynamischen Wirkungen. Wegen der Vielheit der noch wenig erforschten Einzelheiten stoßen alle derartigen Untersuchungen zunächst noch auf große Schwierigkeiten.

Der jetzt im Druck erschienene, zahlreichen Versuchen aus den Jahren 1924 bis 1928 entnommene Bericht des englischen „Ausschusses für Brückenbeanspruchungen“,<sup>1)</sup> bietet eine Fülle von Anregungen auf diesem Gebiet. Er beschäftigt sich in der Hauptsache mit den Ergebnissen von statischen und dynamischen Durchbiegungsmessungen an etwa 52 verschiedenen stählernen Eisenbahnbrücken von 5 bis 100 m Spannweite.

Obleich gerade die englischen Verhältnisse ziemlich erheblich von denen der deutschen Bahnen abweichen, enthält der Bericht doch auch für uns bemerkenswerte Ergebnisse.

Der über 200 Seiten starke, mit zahlreichen Abbildungen ausgestattete Bericht kann hier natürlich nur in kurzem Auszug wiedergegeben werden. Hinweise und Vergleiche mit den neuesten deutschen Versuchsergebnissen seien jedoch gleichzeitig mit eingeflochten.

In dem Bericht sind sowohl die praktischen Meßmethoden und ihre Ergebnisse, als auch die theoretischen Berechnungen mit ihren Schlußfolgerungen bis in alle Einzelheiten dargestellt.

Wie seinerzeit der im Jahre 1925 von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ausgeschriebene Wettbewerb als Endergebnis feststellte,<sup>2)</sup> daß die eingereichten, vorwiegend mechanischen Spannungs- und Schwingungsmesser den an sie zu stellenden Forderungen nicht

genühten, so haben auch die englischen Brückenmeßtechniker kein einwandfrei arbeitendes Meßgerät bisher entwickeln können.

Spannungsmesser: Es sind die beiden von dem obenerwähnten Preisgericht seinerzeit auch gründlich untersuchten Spannungsmesser, der „Fereday-Palmer“ und der „Cambridge-Apparat“, verwendet worden. Der „Fereday-Palmer“-Spannungsmesser, welcher auf der photographischen Aufnahme der Ablenkung eines Lichtstrahls durch Übertragung der Längenänderung auf einen kleinen Spiegel beruht, und das „Cambridge“-Instrument, welches die auftretenden Längenänderungen mittels einer Hebelübertragung auf einen Celluloidstreifen eintritz, neigen beide, wie der englische Bericht feststellt, zu stoßartigen Überanzeigen bei raschen Spannungsschwankungen. Die Erklärung liegt in einer zu niedrigen Eigenschwingungszahl dieser Apparate. Eingehende Versuche an einer Schüttelanordnung, welche erlaubte, diesen Apparaten Dehnungsschwankungen bis zu 200 Hertz (1 Hertz = 1 Schwingung je Sekunde) aufzuzwingen, sowie Schlagversuche der an einem I-Träger aufgespannten Apparate haben zu diesen ungünstigen Ergebnissen geführt.

Für Messungen an Brücken mit kleinen Spannweiten, bei denen, wie der englische Bericht ausführt, stoßartige Spannungsschwankungen eher als bei großen Spannweiten auftreten, werden daher jegliche Apparate mit irgend einer mechanischen Vergrößerung als ungeeignet bezeichnet.

Es wird ganz allgemein bei solchen kurzen Brücken empfohlen, um derartige Stoßerregungen tunlichst zu vermeiden, Schienenstöße nicht auf der Brücke anzuordnen. Bei den Brücken der deutschen Eisenbahnen werden ja diese Schienenstöße durch Schweißung bereits fast allgemein beseitigt.

Ein sehr sinnreiches, rein elektrisches Spannungs-Meßverfahren, das auf der Induktionswirkung von Spulen beruht, deren Abstand und mithin Stromdurchfluß infolge der Dehnungsänderungen verändert und aufgezeichnet wird, muß als so verwickelt angesehen werden, daß es nur für Laboratoriumszwecke geeignet ist. Die Eichfähigkeit der verschiedenen zur Wechselstromerzeugung, Gleichrichtung sowie Verstärkung dienenden Röhren erscheint ebenfalls sehr zweifelhaft. Auch haben die Stahlmassen vorüberfahrender Belastungslokomotiven anscheinend magnetische Störungen hervorgerufen.

Als wesentlichste Beobachtung mit diesen drei Spannungsmessern sei die erneute Bestätigung der entlastenden Wirkung der Fahrbahn

<sup>1)</sup> „Report of the Bridge Stress Committee“. Department of Scientific & Industrial Research. London 1928.

<sup>2)</sup> Hort und Hülsenkamp, Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessern für Brücken. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft.

in den Unter- bzw. Obergurtstäben der Hauptträger erwähnt, die ganz allgemein Durchschnittswerte von 25% aufweist.

**Durchbiegungsmessungen:** Die zuverlässigsten Versuche bilden auch hier nur die wegen ihrer verhältnismäßig niedrigen Schwingungszahl wesentlich leichter zu messenden Durchbiegungsschwankungen. Die hierbei verwendeten Meßgeräte sind die üblichen Durchbiegungszeichner, deren Bewegung mit Hilfe eines am festen Boden befestigten Spanndrahtes auf das Registrierpapier übertragen wird, welches seinerseits an dem sich durchbiegenden Brückenteil starr befestigt ist.

Erwähnt seien hier die öfters beobachteten Torsionsschwingungen von Brücken, d. h. Durchbiegungen der Hauptträger in Gegenphase. Während der eine Hauptträger sich nach oben bewegte, bog sich der andere zur selben Zeit nach unten durch.

**Schwingungsuntersuchungen:** Als weitere Versuchsreihe mögen die Untersuchungen mit einem Erschütterungswagen, ähnlich wie ihn auch jetzt die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft verwendet,<sup>3)</sup> näher beschrieben werden. Mit Hilfe zweier, durch einen Elektromotor gegenläufig angetriebener, exzentrisch gelagerter Schwungscheiben können beliebige starke Kraftimpulse von verschiedener Frequenz auf das Brückenbauwerk ausgeübt werden. Man ist hierdurch in der Lage, die Eigenfrequenz einer Brücke auf einfache Weise festzustellen.

**Lokomotivuntersuchungen:** Derartige Versuche spielen für die englischen Brücken- und auch Lokomotivkonstruktoren eine ganz besonders wichtige Rolle, und es sei auf diese, dem Bauingenieur weniger bekannten Vorgänge etwas näher eingegangen. Sämtliche äußeren Kräfte der rein umlaufenden Massen einer Lokomotive (z. B. der Kuppelstangen) können durch Gegengewichte an den Rädern völlig ausgeglichen werden. Für hin- und hergehende Teile in wagerechter Richtung werden mit Hilfe solcher umlaufenden Ausgleichsgewichte zwar die hin- und hergehenden Kräfte vernichtet; es entstehen nun aber ungewollte Zusatzkräfte in lotrechter Richtung.

Während durch die technischen Vereinbarungen (TV) bei Lokomotivneubauten Schwankungen der Achsdrücke infolge derartiger, unausgeglicherer, hin- und hergehender Teile der Maschinen, also in erster Linie von Kreuzkopf-, Pleuel- und Triebstangen, nur bis 15% zugelassen werden, gehen die englischen Lokomotivbauer von ganz anderen Gesichtspunkten aus. Nicht der Unterbau, also in erster Linie der Raddruck, sondern der ruhige Gang, die gleichmäßige Zugkraft der Maschine ist maßgebend. Die Engländer gleichen daher oft 60% der hin- und hergehenden Massen durch erhöhte Gegengewichte aus, deren lotrechte Komponente naturgemäß wesentlich größere Achsdruckschwankungen erzeugen.

Alle den TV beigetretenen Bahnverwaltungen lassen dagegen als Großtraddruck während der Höchstgeschwindigkeit einer z. B. für 20 t Achsdruck vorgesehenen Maschine höchstens 20 t + 15% = 23 t zu.

Es sind etwa 38 verschiedene englische Lokomotivtypen untersucht worden, deren ungünstigste Gattungen mit 19,5 t statischem Achsdruck bei Überschreitung der Höchstgeschwindigkeit sogar Schwankungen bei sechs Umdrehungen je Sekunde bis zu ± 16 t aufweisen.

Der englische Ausdruck „Hammerschlagwirkung“ (Hammer blow), welcher der Kürze wegen beibehalten werden soll, hat hier eine gewisse Berechtigung, wenngleich auch ein Abheben der Räder von der Schiene, also eine hammerschlagartige Wirkung kaum jemals eintreten wird. Die verminderte Reibungskraft bei Triebrädern kann jedoch eine unangenehme Wirkung in bezug auf die Zugkraft der Maschine leicht zur Folge haben.

**Kritische Geschwindigkeiten:** Schon geringe Kraftimpulse, z. B. Bruchteile einer Tonne, können zu sehr erheblichen Schwankungen des Bauwerks führen, falls sie im Gleichtakt (Resonanz) mit der Brückeneigenschwingung erfolgen. Eine bestimmte Umlaufzahl der Räder entspricht einer sogenannten kritischen Geschwindigkeit, deren gefährliche Kraftimpulse infolge der damit verbundenen Störungserscheinungen, insbesondere im englischen Brückenbau, also eine wichtige Rolle spielen.

Es ergaben sich bei den Versuchen zunächst zwei kritische Geschwindigkeiten für jede Brücke, je nachdem ob die abgefederte Masse der Lokomotive an den Schwingungsbewegungen der Brücke mit teilnahm oder nach Überwindung der Reibungskraft der Lokomotivfedern in Ruhe blieb. Ähnliche Beobachtungen sind bei den Versuchen des Reichsbahn-Zentralamts in Berlin ebenfalls gemacht worden und sollen späteren Berichten vorbehalten bleiben.

Alle anderen Stoßwirkungen, also z. B. durch Schienenstöße, schlechte Gleislage, Schlingerbewegungen der Fahrzeuge usf. verschwinden gegenüber diesen periodischen Kraftwirkungen. Es ist daher nicht verwunderlich, daß Lokomotivauswuchtmaschinen, die in Deutschland in dieser Form nicht üblich sind, bei allen größeren Lokomotivfabriken benutzt werden.

Neben der im Bericht eingehend beschriebenen theoretischen Be-

rechnung der Impulswirkung wird ein derartiges praktisches Auswuchtverfahren besonders für Lokomotivneubauten eingehend beschrieben.

Es wäre wünschenswert, wenn diese Fragen gemeinsam von Brücken- und Lokomotivbauern genauer untersucht würden, wenngleich, wie anfangs bereits ausgeführt, die Auswirkungen in Deutschland nicht mit den englischen zu vergleichen sind.

Bei elektrischen Lokomotiven mit Einzelachsantrieb fallen diese Störungen naturgemäß völlig fort, bei 3- und noch besser bei 4-Zylinder-Maschinen lassen sie sich aus leicht erklärlichen Gründen ebenfalls fast vollkommen beseitigen.

**Ergebnisse:** Als Ergebnis der geschilderten Versuche seien folgende wesentliche Punkte hervorgehoben.

Bei kleinen Spannweiten unter 9 m tritt keine Vergrößerung durch dynamische Aufschaukelung der aus der „Hammerschlagwirkung“ rein statisch zu berechnenden Durchbiegung ein. Die große Eigenschwingungszahl kurzer Brücken erfordert eine so hohe Umlaufzahl der Räder, d. h. kritische Geschwindigkeit, daß eine Resonanz kaum zur Auswirkung kommen kann und auch die Aufschaukelzeit während der Überfahrt der Lokomotive nicht ausreicht.

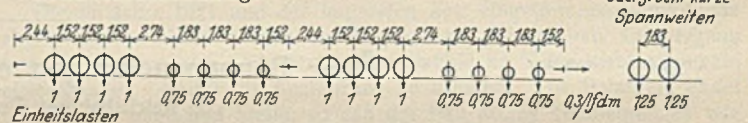
Ebenso ist bei sehr großen Spannweiten die „Hammerschlagwirkung“, sehr gering, da den Brücken mit ihren verhältnismäßig kleinen Eigenschwingungszahlen eine langsame kritische Geschwindigkeit als Resonanzlage entspricht; die „Hammerschlagwirkung“, die aber vom Quadrat der Radumdrehungszahl abhängt, verliert nun bei derartig kleinen Geschwindigkeiten ihre Wirksamkeit.

Nur Brücken mittlerer Spannweiten, von etwa 24 bis 36 m Länge, sind mithin diejenigen, bei welchen ein Zusammenfallen von Brückeneigenschwingung und „Hammerschlagwirkung“ eintreten kann, was möglicherweise zu gefährlichen Resonanzschwingungen führen könnte.

Irgendwelche Ermüdungs- oder Alterungserscheinungen durch derartig häufigen Lastwechsel konnten in keinem Fall festgestellt werden. Es sei allerdings auf die Schwierigkeit der Beobachtung und vor allem den Nachweis solcher Erscheinungen hingewiesen.

Ferner sind Tabellen aufgestellt worden, welche die Lastenzüge in drei verschiedene Gruppen A, B und C einteilen und einen entsprechenden Zuschlag für die „Hammerschlagwirkung“ verlangen.

Einheitslastenzug:



| Lastengruppe | Einheitslasten des obigen Lastenzuges zu multiplizieren mit: |  |
|--------------|--|--|
|              | statische Lasten   | Zuschlag infolge Hammerschlagwirkung bei fünf Umdrehungen je sek |
| A            | 18,2 t   | 4,5 t  |
| B            | 14,5 t   | 11,4 t   |
| C            | 13,6 t   | 13,6 t   |

Lastengruppe A entspricht den bereits gut ausbalancierten 3- und 4-Zylinder-Maschinen und den zukünftig besserauszuwachtenden Neubauten, B allen bestehenden und zukünftigen 2-Zylinder-Maschinen und C den älteren verhältnismäßig leichten, aber schlecht ausgeglichenen 2-Zylinder-Typen.

Diese Zahlen, denen die ungünstigsten Zusammenstellungen, z. B. zweier in Resonanzgeschwindigkeit fahrender Lokomotiven einschließlich Zuschläge für Schienenstöße und Schlingerwirkungen zugrunde gelegt sind, stellen selbst für die englischen Verhältnisse eine erhebliche Erhöhung der Achslasten dar. Bei Lastengruppe C 100% Zuschlag. Die Annahme von zwei, sowohl in Resonanz mit der Brückeneigenschwingung als auch untereinander, d. h. mit derselben „Hammerschlagwirkung“ fahrender Lokomotiven — was eine Phasenübereinstimmung auch für die hin- und hergehenden Teile voraussetzt — erscheint doch ein Ausnahmefall, der wohl kaum jemals eintreten wird, ganz abgesehen von der Tatsache, daß die vorgesehene Umdrehungszahl von 5 je sek bei 2,13 m Treibraddurchmesser einer außergewöhnlich hohen Geschwindigkeit von rd. 120 km/h entspricht.

Auf die deutschen Verhältnisse brauchen diese hohen Werte aus den oben angeführten Gründen keineswegs übertragen werden.

Ein näheres Eingehen auf die sehr ausführlichen theoretischen Berechnungen, insbesondere der Resonanzschwingungen sowie der zahlreichen daraus abgeleiteten Tabellen ist im Rahmen dieses Aufsatzes nicht möglich.

Das Studium des englischen Berichtes kann jedoch allen deutschen Brückeningenieurern, die sich mit diesem jungen, aber wichtigen Zweig der Brückendynamik näher befassen wollen, nur empfohlen werden.

<sup>3)</sup> Bernhard und Späth, Rein dynamische Verfahren zur Untersuchung der Beanspruchung von Bauwerken. „Stahlbau“ 1929, Heft 6.

Alle Rechte vorbehalten.

# Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

I.

Den ersten Versuch einer Festigkeitsrechnung hat Galilei gemacht. Er untersucht den Biege- und Torsionswiderstand eines Freitragers mit Rechteck- und Kreisquerschnitt, an dessen freiem Ende eine Einzellast  $P$  angreift, und gibt die Form eines Trägers gleichen Biege- und Torsionswiderstandes an (Discorsi 1638). Der Baustoff ist dabei als unelastisch betrachtet, die Lösung deshalb unvollständig. Immerhin darf das Jahr 1638 als Anfang der wissenschaftlichen Festigkeitslehre angesehen werden<sup>1)</sup>.

Bahnbrechend wirkte Hooke mit der Aufstellung des Proportionalitätsgesetzes zwischen Belastung und Formänderung, das er in der Form „ut tensio sic vis“ im Jahre 1678 bekannt gab. In mathematischer Formulierung  $\lambda = cP$  besagt das Hookesche Gesetz, daß die Verlängerung oder Verkürzung eines axial gezogenen oder gedrückten Stabes der Zug- oder Druckkraft proportional ist. Die Grundbegriffe: Spannung = innere Kraft auf die Flächeneinheit, Dehnung = Verlängerung der Längeneinheit waren Hooke noch unbekannt.

Um die Lösung des Galileischen Problems haben sich im Laufe von zwei Jahrhunderten viele Köpfe bemüht. Marlotte, Leibnitz führen die Zug- und Druckelastizität der Balkenfasern ein, Jakob Bernoulli nimmt das Ebenbleiben der Querschnitte an (1705), Varignon rechnet als erster mit inneren Kräften auf die Flächeneinheit (1703). Coulomb stellt die Gleichgewichtsbedingungen für die äußeren und inneren Kräfte eines gebogenen Balkenstücks auf (1773), ohne jedoch über die Lage der Nulllinie ins Klare zu kommen.

Im Jahr 1807 bereitet Young die endgültige Fassung des Proportionalitätsgesetzes durch die Einführung des Elastizitätsmoduls  $E$  vor. Für den neuen Begriff  $E$  gibt Young die wenig anschauliche Erklärung als einer Säule aus dem gleichen Werkstoff, die auf ihre Grundfläche einen Druck auszuüben vermag, der sich zu der eine gewisse Zusammendrückung hervorruft, wie die Länge der Werkstoffsäule zu der Verminderung ihrer Länge. Erst mit den Begriffen der Spannung und Dehnung erhält das Hookesche Gesetz die anschauliche Fassung: „Die Dehnung ist proportional der Spannung“. In der Formel  $\epsilon = \frac{1}{E} \cdot \sigma$  gibt  $E$  das

Verhältnis  $\frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\text{innere Kraft auf die Flächeneinheit}}{\text{Verlängerung der Längeneinheit}}$

für einen bestimmten elastischen Bau- oder Werkstoff an.

Der Schub wird zuerst von Coulomb (1776) in den Bereich der Betrachtung gezogen, aber erst 1845 der Schubelastizitätsmodul von Stokes definiert.

Zur Nachprüfung des Proportionalitätsgesetzes hat schon Hooke einfache Versuche mit belasteten Drähten, zylindrischen Schraubenbolzen und Spiralfedern angegeben. Später haben Bülfinger (1729) und Riccati (1731) das elastische Verhalten der Körper durch Versuche festgestellt. Sie wollten sich nicht mehr auf philosophisch ersonnene Hypothesen verlassen, sondern bei der Natur selbst Aufschluß durch wiederholte Beobachtung suchen. Sie ersetzen die lineare Gleichung nach Hooke durch ein Exponential- und Potentialgesetz, letzteres für Gußeisen. Gerstner (1833) und Hodgkinson (1844) unterscheiden auf Grund von Versuchen zwischen gesamten bleibenden und federnden Formänderungen. Für die federnden nimmt Gerstner das Proportionalitätsgesetz als gültig an.

Auf dem Hookeschen Gesetz baut Navier in seiner Abhandlung „über die Gesetze des Gleichgewichts und der Bewegungen der festen elastischen Körper“ (1821 der Akademie der Wissenschaft in Paris vorgelegt) seine statischen Berechnungen auf. Cauchy ergänzt als Berichterstatler der Akademie die Arbeit Naviers durch die Einführung des Spannungsbegriffs und beschreibt damit die Spannungs- und Dehnungszustände in einem beliebigen Körperpunkt. In wenig Jahren brachten dann Navier, Poisson und Lamé die Elastizitätslehre auf die wissenschaftliche Höhe und beherrschende Stellung, die sie seitdem innehat. Mit Hilfe der Grundgleichung  $\epsilon = \frac{1}{E} \cdot \sigma$  wurde für Baustoffe, die sich hinreichend elastisch ver-

halten, die Biegegleichung für Stäbe  $\sigma_b = \frac{M_a}{W}$  abgeleitet. Weiterhin ergaben sich mathematische Lösungen der verschiedensten technischen Aufgaben.

Die von Navier (1827) aus dem Prinzip der virtuellen Verschiebungen gefolgerte allgemeine und einzige Bedingung für das Gleichgewicht zwischen den inneren und äußeren Kräften eines elastischen Körpers wird erstmals von Clapeyron auf Aufgaben der Festigkeitslehre angewandt, wobei er an Stelle der virtuellen die wirklichen elastischen Verschiebungen einführt. Indem er hierbei die Annahme eines spannungslosen Anfangszustandes macht und voraussetzt, daß in jedem Punkt des Körpers die anfängliche

Temperatur herrscht, erhält er die Gleichung  $\frac{1}{2} Qr = A$ , worin  $Q$  irgend eine äußere Kraft und  $r$  die Verschiebung ihres Angriffspunktes im Sinne von  $Q$  bezeichnet. Diese Gleichung nennt Lamé das Clapeyronsche Gesetz und hebt seine Wichtigkeit für die Statik der Bauwerke hervor. Maxwell entwickelt damit die erste allgemeine Theorie des Fachwerks, indem er für die Berechnung der statisch unbestimmten Größen Elastizitätsgleichungen aufstellt und den Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen beweist. Durch Vergleichung der von den äußeren Kräften  $P$  und inneren Kräften  $S$  geleisteten Arbeiten

$$\frac{1}{2} P \delta = \frac{1}{2} S \Delta s$$

( $P$  und  $S$  als Kräfte aufgefaßt, die von Null aus allmählich anwachsen), kommt er zu der Grundgleichung

$$\Sigma P \delta = \Sigma S \Delta s.$$

Unabhängig von Maxwell hat A. Mohr (1874) auf kürzerem Wege die Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen unter Benutzung des Prinzips der virtuellen Verrückungen abgeleitet. Schließlich hat Müller-Breslau (1886) nach einer Erweiterung des Maxwellschen Satzes die allgemeinen Elastizitätsgleichungen

$$L_a + \delta_a - \delta_{at} = \Sigma P_m \delta_{ma} - X_a \delta_{ma} - X_b \delta_{mb} - \dots$$

und die allgemeinen Gleichungen der virtuellen Arbeit:

$$L' = \int \frac{M M'}{EJ} \cdot ds + \int \frac{N N'}{EF} \cdot ds + x \int \frac{Q Q'}{GF} \cdot ds + \int \omega t^0 N' ds + \int \frac{\omega \Delta t^0}{h} \cdot M' ds$$

aufgestellt<sup>2)</sup>.

Neben den Maxwellschen Sätzen bildeten die von Castigliano (1879) aufgestellten Sätze von der „Abgeleiteten der Formänderungsarbeit“ sowie „von der kleinsten Formänderungsarbeit“ die Grundpfeiler eines vollständigen Lehrgebäudes statisch unbestimmter Träger.

Mit den allgemeinen Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen können die Spannungen und Formänderungen in einem beliebig geformten Träger oder Tragwerk ermittelt werden, sofern nur der Bau- oder Werkstoff dem Proportionalitätsgesetz gehorcht und die Formänderungen genügend klein, genauer die Spannungen unterhalb der Elastizitätsgrenze liegen. Die Elastizitäts- und Arbeitsgleichungen dürfen aber auch auf Körper und Konstruktionen, aus verschiedenartig zusammengesetzten Baustoffen (z. B. Mauerwerk, Eisenbeton, . . .), die dem Proportionalitätsgesetz nicht genügen, angewandt werden, nachdem durch Messungen gezeigt wurde, daß die übliche Formänderungslehre auch hierfür praktisch brauchbare Ergebnisse liefert. Der Erfolg der neueren Berechnungsmethoden ist wesentlich durch die Einfachheit des Elastizitätsgesetzes bedingt.

Während die auf elastischen Vorgängen fußende mathematische Behandlung von Festigkeitsaufgaben weitgehend ausgebaut wurde, blieb die Erforschung der überelastischen Vorgänge und der Bruchbedingungen und der von diesen ausgehenden Berechnungsmethoden zurück. Mannigfache Versuche zur Aufstellung einer allgemeingültigen Theorie der Bruchgefahr hatten keinen Erfolg. Mangels brauchbarer Unterlagen hat man sich mit mehr oder weniger zutreffenden Festigkeitsannahmen oder Festigkeitshypothesen begnügt.

Die Frage: welche Umstände bedingen den Eintritt des Bruchs oder der Elastizitätsgrenze, ist erst in der zweiten Hälfte des 19. Jahrhunderts in allgemeiner Form gestellt worden. Die Schwierigkeiten der umfassenden Behandlung des Festigkeitsproblems ergeben sich schon aus der Tatsache, daß trotz der durch mikroskopische Untersuchung und Röntgenbestrahlung erweiterten Erkenntnisse bezüglich des Aufbaus der Stoffe über die Bedingungen, unter denen bleibende Formänderungen bis zum Bruch eintreten, auch heute noch nichts Endgültiges ausgesagt werden kann<sup>3)</sup>.

Die erste Hypothese über die Bruchgefahr wird auf Marlotte (1860) zurückgeführt. Sie besagt, daß der Bruch eintritt, wenn der ursprüngliche Abstand zweier Stoffteilchen eine gewisse Größe erlangt hat, oder in der heutigen Ausdrucksweise, wenn die größte Dehnung einen gewissen, dem jeweiligen Stoff eigentümlichen Grenzwert erreicht hat. Die Größtdehnungshypothese, nach welcher die größte positive Hauptdehnung als Maß der gefährlichen Anstrengung gelten soll, ist später von de St. Venant (1837) und Poncelet (1839) ausgebaut, in Deutschland von Grashoff und Bach übernommen worden. Bei dieser Hypothese wird unterstellt, daß der Bruch durch Trennung erfolgt. Gleitbrüche, denen stets größere bleibende Formänderungen vorangehen, und die durch Abgleiten in Bruchflächen eintreten, sowie Verschiebungsbrüche, die als eine Vermischung von Trenn- und Gleitbruch angesprochen werden dürfen, können aus der Dehnungshypothese nicht erklärt werden.

<sup>2)</sup> Müller-Breslau, Die neueren Methoden der Festigkeitslehre, I. bis 5. Aufl.

<sup>3)</sup> M. Ensslin, Die Grundlagen der theoretischen Festigkeitslehre, Z. d. V. d. I., Bd. 72, Heft 45, 1928.

<sup>1)</sup> M. Ensslin, Die Festigkeitsaufgabe und ihre Behandlung, Z. d. V. d. I., Bd. 71, Nr. 43, 1927.

Lamé, Clapeyron, Maxwell und Hodgkinson haben dagegen den Eintritt des Bruchs einer Grenzspannung zugeschrieben. Nach ihrer Meinung tritt der Bruch ein, wenn an irgend einer Stelle die größte Normalspannung einen dem jeweiligen Stoff eigentümlichen Grenzwert erreicht. Die Größt- oder Normalspannungshypothese (entsprechend der Rankineschen Formel), nach welcher für die Anstrengung der Stoffe die absolut größte Hauptspannung maßgebend ist, kann nur für Trennungsbrüche und auch hierfür nur angenähert in Betracht kommen, dagegen nicht für Gleitbrüche. Sie ist außerdem weniger umfassend als die Dehnungshypothese, die auch Querdehnungen in Rücksicht zu ziehen gestattet.

Coulomb ist der erste, der (1776) den Schub in den Betrachtungsbereich zieht, ohne aber zu der Bestimmung des Schubelastizitätsmoduls zu gelangen. Er begründet die nach ihm benannte Coulombsche Schubhypothese, indem er den Gleitungsbruch spröder Stoffe (z. B. Stein, Gußeisen, . . .) mit dem Auftreten von Grenzschubspannungen in Zusammenhang bringt. Er stellt sich den tangentialen Widerstand beim Gleiten (Gleitwiderstand der Bruchfläche) nach der Art der gleitenden Reibung fester Körper vor, die er dem Normaldruck proportional fand. Solange die Schubspannung der Gleitebene

$$\tau < k_s + \mu \sigma_n,$$

$k_s$  = Kohäsionskonstante = reine Schubfestigkeit, die in einer von Normalspannungen freien Bruchgleitfläche auftritt,

$\mu$  = Ziffer der inneren Reibung (nicht zu verwechseln mit der Ziffer der gleitenden Reibung),

$\pm \sigma_n = \left\{ \begin{array}{l} \text{Zug-} \\ \text{Druck-} \end{array} \right\}$  spannung normal zur Bruchfläche herrscht Gleichgewicht.

Die Grenzschubspannung ist

$$\tau_g = k_s.$$

In der Fläche mit  $\text{tg } \varphi = \frac{1}{\mu}$  wird der Reibungswiderstand zuerst überwunden.

Die Coulombsche Schubhypothese wurde 1882 von Mohr<sup>4)</sup> verallgemeinert. Nach Mohr ist der Eintritt des ersten bleibenden Gleitens oder des Bruchs von der in der Gleit- oder Bruchfläche herrschenden Tangentialspannung und damit von der in der Gleit- oder Bruchfläche auftretenden Normalspannung abhängig. Während Coulomb von Reibung in der Bruchfläche spricht, vermeidet Mohr eine physikalische Deutung. Dagegen weist Mohr nachdrücklich auf den Sonderfall seiner verallgemeinerten Hypothese, die reine Schubhypothese hin, der zufolge die Gleit- oder Bruchgrenze erreicht wird, wenn die größte Tangentialspannung eine dem Stoff und seinem Zustand eigentümliche Größe erlangt.

Die von Mohr den Versuchen angepaßte Schubhypothese lautet:

1. Die Elastizitätsgrenze und die Bruchgrenze eines Materials werden bestimmt durch die Spannungen der Gleit- und Bruchflächen.
2. Die Schubspannung der Gleitfläche erreicht an der Grenze einen von der Normalspannung und der Materialbeschaffenheit abhängigen Größtwert.
3. Jede in einem Körperpunkt entstehende Gleitfläche geht durch die Richtung der mittleren Hauptspannung. Die mittlere Hauptspannung ist somit ohne Einfluß.

Mohr veranschaulicht den Spannungszustand bei einer bestimmten Belastung und den Bruchzustand durch Spannungskreise und zeigt den Zusammenhang zwischen Hauptspannungen und Gleitflächenrichtungen.

Er betrachtet ein Prisma ABC (Abb. 1) von der Höhe  $l$ , in dessen wagerechten und lotrechten Seitenflächen AB und BC die Kräfte

$$\sigma_1 \cdot l, \tau_1 \cdot l, \sigma_2 \cdot l \cdot \text{tg } \alpha, \tau_2 \cdot l \cdot \text{tg } \alpha = -\tau_1 \cdot l \cdot \text{tg } \alpha$$

wirken, die mit den Kräften in der Fläche AC

$$\sigma \cdot \frac{l}{\cos \alpha}, \tau \cdot \frac{l}{\cos \alpha}$$

im Gleichgewicht sind, also ein geschlossenes Kräfteck bilden (Abb. 2). Da für jeden anderen Winkel  $\alpha$  die

$$\sigma_1, \tau_1 \text{ und } \sigma_2, \tau_2$$

unverändert bleiben, so ist der geometrische Ort aller zu ein und demselben Spannungszustande gehörigen Punkte

$$(\sigma_1, \tau_1), (\sigma_2, \tau_2) \text{ und } (\sigma, \tau)$$

ein Kreis, dessen Mittelpunkt auf der X-Achse liegt.

<sup>4)</sup> O. Mohr, Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials. Z. d. V. D. I., 1900. Abhandlungen aus dem Gebiet der Technischen Mechanik 1905/1914.

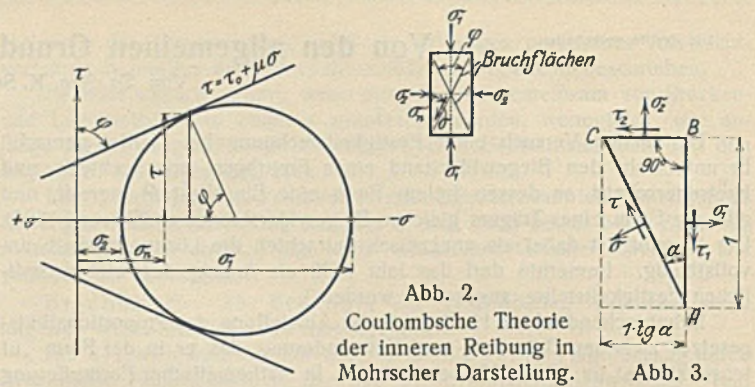


Abb. 2. Coulombsche Theorie der inneren Reibung in Mohrscher Darstellung.

Die Größt- und Kleinstwerte der Normalspannungen  $\sigma$ , die sogenannten Hauptspannungen, ergeben sich nach Abb. 4 als Abszissen der Kreispunkte auf der X-Achse für  $\tau = 0$  zu

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2},$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2}.$$

Die Größtwerte der positiven und negativen Schubspannungen als Kreishalbmesser aus:

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}\right)^2 + \tau_1^2}.$$

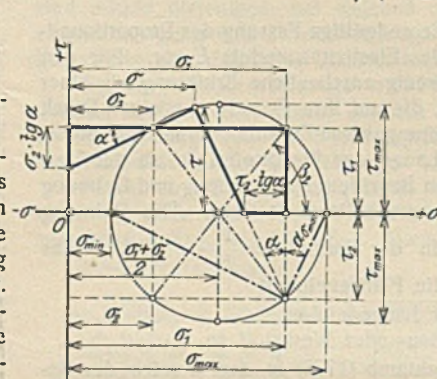


Abb. 4.

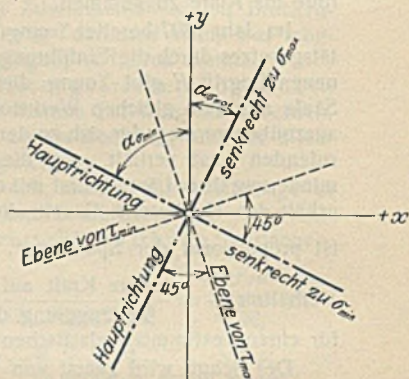


Abb. 5.

Die zu den Hauptspannungen gehörigen Winkel  $\alpha_{d_{\max}}$  und  $\alpha_{d_{\min}}$  der Seitenflächen, auf denen die Hauptspannungen senkrecht stehen, ergeben sich aus den Verbindungslinien  $(\sigma_1, \tau_1)$  mit den Kreispunkten  $\sigma_{\min}$  und  $\sigma_{\max}$  auf der X-Achse und mit Hilfe der Gleichung

$$\text{tg } \beta_2 = 2 \text{tg } \alpha_{d_{\max}} = \frac{2 \tau_1}{\sigma_1 - \sigma_2}.$$

Es gibt immer zwei um  $90^\circ$  gegeneinander verdrehte Flächen, die dieser Bedingung genügen. Die Ebene, in denen die größten positiven und negativen  $\tau_{\max}$  auftreten, sind gegenüber den Haupttrichtungen um  $45^\circ$  bzw.  $135^\circ$  verdreht.

Nach Mohr kann jeder Baustoff durch eine bestimmte Funktion  $\tau_{\max} = f(\sigma)$  gekennzeichnet werden. Bleibt  $\tau_{\max} < f(\sigma)$ , so herrscht rein elastisches Gleichgewicht. Für die Gleitflächen kommen nur Ebenen durch die mittlere Achse des Spannungselipsoids in Betracht. Auf die Elastizitätsgrenze sind nur die beiden extremen Hauptspannungen  $\sigma_2$  und  $\sigma_1$  von Einfluß. Die Grenzkurve  $\tau_{\max} = f(\sigma)$  ergibt sich im  $\sigma, \tau$ -Koordinatensystem als Umhüllende aller Kreise, die der Elastizitätsgrenze entsprechen. Die Lage der Gleitebenen in bezug auf die Hauptspannungen folgt aus der Bedingung, daß die Hauptspannungsrichtungen die Winkel zwischen zwei Gleitebenen halbieren.

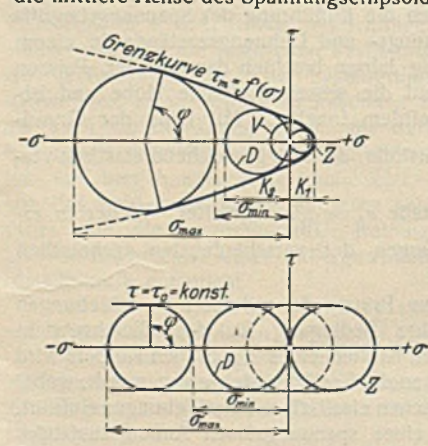


Abb. 6. Z = Zugfestigkeitskreis, D = Druckfestigkeitskreis, V = Torsionskreis mit Mittelpunkt im Koordinatenursprung O, OS = Schubfestigkeit.

Die Grenzzustände in Mohrscher Darstellung liefern eine Hüllkurve, welche durch Versuche zu ermitteln ist. Der Punkt, in dem der Spannungskreis die Hüllkurve berührt,

gibt die Normalspannung sowie die Schubspannung der Gleitfläche an, deren Orientierung durch die Winkel  $\varphi$  bzw.  $\frac{\varphi}{2}$  bestimmt ist.

Ist also von einem Körperpunkt der Spannungszustand z. B.  $\sigma_1, \tau_1$  und  $\sigma_2, \tau_2$  in zwei rechtwinklig aufeinander stehenden Ebenen bekannt, so ist der Spannungskreis und damit auch Größe und Richtung der Hauptspannungen  $\sigma_{\max}$  und  $\sigma_{\min}$  oder  $\pm \tau_{\max}$  bestimmt (Abb. 7). Wird nun in diesem Körperpunkt eine bestimmte Spannungsgrenze

$$\tau_{\max} = f(\sigma)$$

überschritten, so bildet sich nach der Mohrschen Hypothese ein Gleitflächenpaar heraus, wobei die Hauptspannungsrichtungen als Winkelhalbierende der Gleitflächen erscheinen.

Neben den Hypothesen, die aus den Formänderungen den kritischen Spannungszustand auf geometrischem Wege herleiten, sind neuerdings Bruchhypothesen aufgestellt worden, die von der Formänderungsarbeit ausgehen. Von diesen Hypothesen ist zunächst die von Beltrami (1885) zu erwähnen, die besagt, daß die Streck- oder Stauchgrenze erreicht wird, wenn die von der Raumeinheit aufgenommene elastische Arbeit einen bestimmten, von den Stoffeigenschaften und dem jeweiligen Zustand abhängigen Grenzwert erreicht.

T. A. Huber <sup>5)</sup> zerlegt 1904 die elastische Arbeit in die Raumänderungsarbeit  $A_v$ , hervorgerufen von der mittleren Spannung  $\bar{\sigma} = \frac{1}{3} (\sigma_{x,x} + \sigma_{y,y} + \sigma_{z,z})$  und in die ohne Raum- und Dichteänderung sich vollziehende Gestaltänderungs- oder Gleitungsarbeit  $A_g$ , hervorgerufen durch Tangentialspannungen allein. Für alle Spannungszustände mit Raumvergrößerung, z. B. bei reinem Zug, erreicht nach Huber die Gesamtformänderungsarbeit  $A = A_v + A_g$  (Volumänderungsarbeit) + (Gestaltänderungsarbeit)

an der Fließgrenze einen dem Werkstoff eigentümlichen Grenzwert, dagegen soll für alle Spannungszustände, die mit Raumverkleinerung verbunden sind (z. B. bei allseitigem Druck),  $A_g$  maßgebend sein. In den Hauptspannungen  $\sigma_1, \sigma_2$  und  $\sigma_3$  ausgedrückt, ist

$$A = A_v + A_g = \frac{1}{2E} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2) - \frac{1}{mE} (\sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1)$$

$$A_v = \frac{3(m-2)}{2mE} \left( \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right)^2$$

$$A_g = \frac{m+1}{3mE} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1).$$

Bezeichnet man die Grenzspannung an der Fließgrenze beim einachsigen Zugversuch mit  $2K$  (der doppelte Betrag der maximalen Schubspannung  $K$ ), so lautet die Plastizitätsbedingung

$$\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1 = 4K^2.$$

1907 tritt Girtler für die Arbeitshypothese ein. Schleicher <sup>6)</sup> erweitert (1925) die Hypothese Beltramis durch die Annahme, daß der Grenzwert der spezifischen elastischen Arbeit von der mittleren Spannung  $\bar{\sigma}$  abhängig ist, und erreicht damit eine größere Anpassungsfähigkeit an die Versuchsergebnisse mit spröden Stoffen als Huber. Das Maß für die Höhe der Beanspruchung ist hiernach die gesamte in der Raumeinheit aufgespeicherte Formänderungsarbeit  $A$  oder auch die Gestaltänderungsarbeit. Die der Elastizitäts- bzw. der Fließgrenze entsprechende Vergleichsspannung  $\sigma_e = \sqrt{2EA}$  oder  $\sigma_g = \sqrt{6GA_g}$  hat jedoch erfahrungsgemäß keinen für alle Spannungszustände konstanten Wert, sondern ist eine Funktion der mittleren Normalspannung  $\bar{\sigma} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$ . Diese Funktion ist für jeden Stoff durch Versuche zu ermitteln. Eine der Hypothese Schleichers ähnliche Plastizitätsbedingung rührt von Mises (1925) her. Guest führt Versuche über zusammengesetzte Beanspruchung durch, um die Festigkeitshypothese nachzuprüfen. Weiter sind die Versuche von Bach, Föppl, v. Karmann, Lodes, Scotle, Mason, Smith, Ros zu erwähnen. Guest <sup>7)</sup> hat an dünnwandigen Hohlzylindern, die auf Zug allein, Drehung allein, inneren Überdruck allein, auf Zug und Drehung, inneren Druck und Drehung, inneren Zug und Druck beansprucht wurden, gefunden, daß die Streckgrenze eintritt, wenn die Größtschubspannung  $\tau_{\max} = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2} = K$  einen bestimmten, dem jeweiligen Werkstoff eigentümlichen Grenzwert

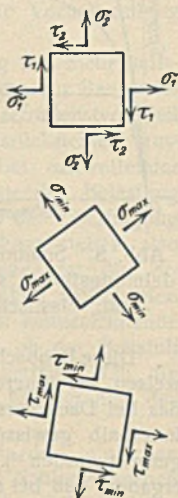


Abb. 7.

erreicht, und daß die gleichzeitig in der Fläche von  $\tau_{\max}$  auftretende Normalspannung keinen merklichen Einfluß ausübt. Die an Flußeisen, weichem Stahl sowie an Messung gemachte Feststellung entspricht der Größtschubspannungshypothese. Sie vermag — auf den Bruch übertragen — die Entstehung von Gleitungsbrüchen zu erklären, die sich in der Ebene der größten Tangentialspannung ausbilden, bei anderer Stellung der Gleitbruchfläche muß die Hypothese nach Mohr erweitert werden, die den Einfluß der in der Gleitfläche gleichzeitig herrschenden Normalspannung auf den Eintritt der Gleitgrenze und die Stellung der Gleitfläche berücksichtigt. v. Karmann fand bei Versuchen mit Sandstein und Marmor unter allseitigem Druck, Gehler bei Versuchen mit Betonwürfeln, Ros bei Versuchen mit spröden Bau- und Werkstoffen, wie Marmor, Zement, Zementmörtel, Porzellan, Kunstharz und Gips, die Mohrsche Schubhypothese weitgehend bestätigt. v. Karmann <sup>8)</sup> macht bei seinen Versuchen Feststellungen, die auf den Einfluß der mittleren Hauptspannung hindeuten. Böcker <sup>9)</sup> setzt die Versuche v. Karmanns fort, und zwar an Marmorzylindern unter Manteldruck und Längsdruck, ferner unter Verdrehung mit Manteldruck mit und ohne Achsialdruck, ferner an Zinkzylindern unter Mantel- und Längsdruck, z. T. auch mit achsialer Verlängerung, und findet die Karmannschen Feststellungen bestätigt. Auch Lode findet bei Versuchen an dünnwandigen gußeisernen Rohren unter Innendruck und Längszug, daß die mittlere Hauptspannung den Eintritt der Fließgrenze beeinflusst. Da die mittlere Hauptnormalspannung nach der einfachen und erweiterten Schubhypothese keinen Einfluß auf die Bruch- und Fließgefahr hat, so ist der Geltungsbereich beschränkt. Dagegen kommt der Einfluß der mittleren Hauptspannung in der Dehnungs- und in der Arbeitshypothesen zum Ausdruck. <sup>10)</sup> Auf dem Grundgedanken der Dehnungshypothese hat G. D. Sandel (1928) eine neue Hypothese abgeleitet, indem er die „resultierende Dehnung“ bzw. die „resultierende Verlagerung“

$$= \sqrt{\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2}$$

als Maß der Anstrengung bezeichnet. Die vermittels der Hauptspannungen ausgedrückte Beziehung lautet:

$$\frac{(m-2)^2}{m^2+2} \cdot p^2 + \frac{2(m+1)^2}{3(m^2+2)} (\sigma_1^2 + \sigma_2^2 + \sigma_3^2 - \sigma_1 \sigma_2 - \sigma_2 \sigma_3 - \sigma_3 \sigma_1) = 4K^2,$$

worin  $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$  und  $2K$

die ins Auge gefaßte Grenzspannung für den einachsigen Zug bedeutet. Für  $m=2$  geht die Sandelsche Hypothese in die Hubersche Hypothese von der konstanten Gestaltänderungsenergie über. Nach dem derzeitigen Stand der Versuchsforschung wird der Fließvorgang der Werkstoffe im plastischen Zustand durch die Hypothese von der Gestaltänderungsarbeit (Huber) gekennzeichnet, während für den Gleitbruch der spröden Stoffe oder besser, der Stoffe im spröden Zustande die Mohrsche Hypothese das beste Bild zu geben scheint. <sup>11)</sup>

Zusammenfassend ist zu sagen, daß es heute eine alle Stoffe und alle Brucherscheinungen umfassende allgemeingültige Festigkeitshypothese nicht gibt und bei der Verschiedenartigkeit der durch Versuche auf Zug-, Druck-, Biege-, Verdrehungs- und beliebig zusammengesetzte Beanspruchungen festgestellten Brucherscheinungen auch nicht zu geben scheint. Die Umstände, die den Eintritt des Bruchs bedingen, sind eben verschieden, vom inneren Aufbau der Stoffe und dem jeweiligen Temperatur- und Spannungszustand abhängig, weiterhin auch von der Formänderungsgeschwindigkeit beeinflusst. So zeigen z. B. Werkstoffe in sprödem Zustand bei einfachem Zugversuch einen Trennungsbruch senkrecht zur Krafttrichtung, bei Verdrehung einen schraubenlinienförmig verlaufenden Trennungsbruch (z. B. Gußeisen). Werkstoffe mit plastischem Verhalten (z. B. Flußstahl) zeigen ruckartig gerissen einen Trennungsbruch, langsam gerissen einen Gleitbruch. Steine verhalten sich unter gewöhnlichem Druck spröde, unter hohem allseitigem Druck zähe. Ein und der gleiche Werkstoff kann sich in einem Zustand zäh, in einem anderen spröde verhalten (z. B. Glas in rotglühendem Zustand zäh, in kaltem Zustand spröde). Zähigkeit und Sprödigkeit — gekennzeichnet durch Gleitungs- und Trennungsbruch — sind also nicht als Grundeigenschaften bestimmter Stoffe und Stoffgruppen anzusehen. Die vielgestaltige Wirklichkeit bezüglich der Brucherscheinung läßt sich nicht durch eine Hypothese erfassen, es bleibt nur der Weg des Versuchs mit einfacher und zusammengesetzter Beanspruchung der verschiedenen Stoffe in den verschiedenen Zuständen. Durch Versuche mit zusammengesetzter Beanspruchung ist nachzuprüfen, ob und unter welchen Voraussetzungen die in Vorschlag gebrachten Festigkeitshypothesen der Wirklichkeit mit hinreichender An-

<sup>5)</sup> v. Karmann, Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck. Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 118, 1912.

<sup>6)</sup> R. Böcker, Die Mechanik der Formänderung in kristallinisch aufgebauten Körpern. Forschungsarbeiten V. D. I., Heft 175/176, 1915.

<sup>10)</sup> G. D. Sandel, Die Frage der Fließgefahr. Chemnitz 1928.

<sup>11)</sup> M. Ros und A. Aichinger, Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. Diskussionsberichte Nr. 14 u. 28 des E. M. P. A. an der E. T. H., Zürich.

<sup>7)</sup> M. T. Huber, Die spezifische Formänderungsarbeit als Maß der Anstrengung eines Materials, Lemberg 1904.

<sup>8)</sup> F. Schleicher, Der Spannungszustand an der Fließgrenze (Plastizitätsbedingung). Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, Bd. 6, Heft 3, 1926.

<sup>9)</sup> J. Guest, Philosophical Magazin, Bd. 50, 1900.

näherung entsprechen, dazu können die Ergebnisse der einfachen Zug-, Druck- und Verdrehungsversuche herangezogen werden, weil in den verschiedenen Festigkeitshypothesen das Verhältnis zwischen Zug- und Streckgrenze eindeutig festgelegt ist.

## II.

Die Bemessung eines Bau- oder Maschinenteils hat verschiedenen Anforderungen zu genügen. Die erste Forderung, die praktisch an alle Bau- und Maschinenteile gestellt wird, ist: Unter dem Zusammenwirken der äußeren Kräfte in ungünstigster Zusammenstellung und den sonstigen Einwirkungen (Temperatur) darf kein Bruch eintreten. Die Forderung der „Bruchsicherheit“ ist nicht immer ausreichend für die Gebrauchsfähigkeit. Für viele praktische Verwendungszwecke kommt die Forderung hinzu, daß die Gesamtformänderungen des belasteten Teils innerhalb der Grenzen bleiben, die durch den besonderen Zweck und den Zusammenhang mit anderen Teilen gesteckt sind. In wieder anderen Fällen wird rein elastisches Verhalten verlangt. Um an Masse zu sparen, wird gefordert, daß der Baustoff an allen einzelnen Stellen eines Bauteils möglichst gleich gut ausgenutzt wird. Auf ganze Bauwerke bezogen lautet die Forderung: In allen Teilen eines Tragwerks ist tunlichst gleicher Sicherheitsgrad anzustreben<sup>12)</sup>. Schließlich können auch Rücksichten auf Herstellbarkeit und die Wirtschaftlichkeit der Fertigung, Weiterverarbeitung und Montierung, bestehende Normen, Förderbarkeit und Platzbedarf, Abnutzung und Verschleiß, Unterhaltung im Betrieb usw. ausschlaggebend sein.

Für die weiteren Erörterungen kommen nur die Forderungen in Betracht, die unter die Festigkeitslehre fallen, bei denen also für die Bemessung die Bruchfestigkeit oder die Verformungsgrenze, oder die Streckgrenze oder die Elastizitätsgrenze maßgebend ist.

Solange die Anstrengungen unter der Elastizitätsgrenze bleiben, besteht im allgemeinen keine Bruchgefahr. Dagegen können überelastische Spannungen den Bruch herbeiführen. Oftmals wiederholte Belastungen im gleichen Sinn, von Null bis zu einem gewissen Grenzwert ansteigend und wieder auf Null zurückgehend, ergeben den Dauer- oder Ermüdungsbruch, der unter der beim gewöhnlichen Bruchversuch erzielten „statischen Bruchfestigkeit“ liegt. Noch niedrigere Bruchfestigkeitswerte (Schwingungsfestigkeitswerte) ergeben sich bei oftmals wiederholten Schwingungen, d. h. rasch hintereinander folgenden Belastungen im entgegengesetzten Sinne (Wechselbelastungen).

Als Beanspruchungsgrenzen kommen hiernach — soweit Festigkeitsrücksichten den Ausschlag geben — in Betracht:

- a) die statische Bruchfestigkeit bei einmaliger, rein statischer Beanspruchung,
- b) die Dauer- oder Ermüdungsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung in gleichem Sinne,
- c) die Schwingungsfestigkeit bei oftmals wiederholtem, raschem Wechsel der Beanspruchung von gleicher Größe, aber im entgegengesetzten Sinn, außerdem noch
- d) die Vibrationsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung bis zu einer bestimmten Größe, verbunden mit Schwingungen.

Ruhende, rein statische Belastung (Eigengewicht allein, ohne veränderliche Nutzlast) kommt verhältnismäßig selten vor (z. B. bei Futtermauern und im Hochbau). Bei Stütz- und Stauwauern, sowie bei Nutzdecken des Hochbaues und bei Wasserleitungsbrücken ist die Belastung in der Hauptsache ruhend, aber z. T. veränderlich. Bei den Straßen- und Bahnbrücken kommen zu den ruhenden Lasten (ständige Lasten) die dynamischen Einwirkungen bewegter Lasten hinzu. Im Maschinenbau ist pulsierende und schwingende Belastung häufig. Vibrationserscheinungen treten bei allen dynamisch beanspruchten Bauwerken und Maschinen, insbesondere bei Flugzeugen und bei schnellaufenden Rotationsmaschinen auf.

Eine Ausnahme bilden einmalige, gewaltsame Einwirkungen, Zusammenstoß, Beschuß, Explosion, plötzliche Bremsung, . . . , die zu Gewaltbrüchen führen können. Gewaltbrüche kommen immer wieder vor; gegen ihre Folgen kann man sich weder durch die Wahl des Werkstoffs noch durch starke Bemessung schützen, sie kommen daher für die Aufstellung von allgemeinen Bemessungsregeln oder Anforderungen an den Werkstoff nicht in Betracht.

Bei geringen äußeren Kräften verhalten sich fast alle festen Stoffe elastisch, d. h. mit dem Verschwinden der äußeren Einwirkung nimmt der Körper seine ursprüngliche Form wieder an. Nur bezüglich der Größe der elastischen Formänderung ergeben sich bei gleichen Anstrengungen erhebliche Unterschiede. Mit zunehmenden Kräften verhalten sich die Stoffe und Stoffgruppen verschieden. Neben Stoffen, die sich weiter elastisch verhalten (z. B. Gummi), gibt es Stoffe mit sprödem Verhalten, die plötzlich ohne Voranzeige entzwei gehen (z. B. Glas), andere Stoffe mit plastischem Verhalten, bei denen auf einer bestimmten Anstrengung die Formänderungen stark zunehmen (z. B. Flußstahl), wieder andere

Stoffe mit zähem Verhalten, die über einer gewissen Anstrengung unter Steigerung des Formänderungswiderstandes bildsam sind (z. B. Kupfer).

Das verschiedenartige Verhalten ist in Abb. 8 durch typische Spannungsdehnungslinien veranschaulicht.

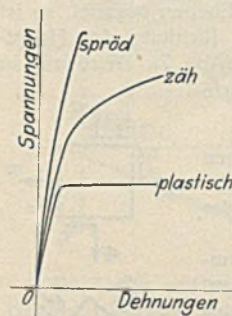


Abb. 8. Spannungsdehnungslinien, spröde, zäh, elastisch.

Ein und derselbe Werkstoff kann in einem Zustand zähe, wieder in einem anderen spröde sein. So können z. B. die Metalle durch Wärmebehandlung in die verschiedenen Zustände gebracht werden. Man kann also nicht von elastischen, zähen und spröden Stoffen sprechen, sondern nur von elastischem, zähem, plastischem oder sprödem Verhalten unter einer bestimmten Anstrengung in einem bestimmten Zustand.

Unter den Belastungen treten neben den Formänderungen auch Temperaturänderungen ein. So ist z. B. beim Zugversuch unter der Elastizitätsgrenze Unterkühlung, bei Druckversuchen Erwärmung beobachtet worden. Bei Beanspruchungen über die Elastizitätsgrenze hinaus findet in beiden Fällen eine Erwärmung statt.

Diese Beobachtungen und die überelastischen, bleibenden Verformungen weisen auf innere Veränderungen der Stoffe hin. Deutlich zeigt sich das bei Dauerversuchen. So ist durch Dauerzugversuche mit Baustählen innerhalb gewisser Grenzen eine Erhöhung der Elastizitätsgrenze festgestellt worden<sup>13)</sup>. Weitere Beobachtungen<sup>14)</sup> an verschiedenen Baustoffen ergaben, daß bei regelmäßiger Wiederholung von Belastungen im gleichen Sinn innerhalb gewisser Grenzen die bleibenden Dehnungen mehr oder weniger rasch einen Grenzwert annehmen, so daß nur noch federnde Dehnungen auftreten, daß sich also im Baustoff allmählich ein Zustand mit rein elastischen Formänderungen herausbildet. Werden nach dem Eintritt eines solchen Ausgleichzustandes die Grenzen der Belastung erweitert, so treten neben federnden Formänderungen neue bleibende Formänderungen hinzu, die entweder wieder einen Grenzwert erreichen oder aber fortwährend wachsen, bis der Bruch eintritt. Ganz anderes Verhalten zeigen die gleichen Stoffe bei Wechselbelastungen, d. h. oftmals wiederholte Belastungen derart, daß die Spannungen in rascher Folge von einem größten negativen Wert stets wachsen bis zu einem größten positiven Wert und umgekehrt wieder abnehmen. Biegeschwingungsversuche ergaben, daß die Differenzen der Spannungen, die die Schwingungen eingrenzen, für die Zerstörung des Zusammenhanges maßgebend sind<sup>15)</sup> und daß kleine Überschreitungen der Elastizitätsgrenze bei Wechselbelastungen zum Bruch führen können. Durch die mit dem Vorgang verbundene Erwärmung (Dämpfung) scheinen bleibende Verformungen erst von einer gewissen Größe ab gefährlich zu werden. Man vermutet, daß unter der Wirkung der erhöhten Temperatur beginnende innere Zerrüttungsvorgänge des bleibend verformten Werkstoffs ausgeglichen werden:

Bei oftmals wiederholter gleichsinniger Belastung tritt also unter einer gewissen Belastungsgrenze Verfestigung über dieser Grenze Ermüdung und Bruch ein. Die Ermüdungsgrenze ergibt sich aus einem Wechselspiel von Verfestigung und Zerrüttung. Bei überelastischen Wechselspannungen sind die Zerrüttungserscheinungen vorherrschend. Die Ermüdungserscheinung wird auf eine allmähliche Unterbrechung der Bindungen der kleinsten Stoffteile durch Gleiten und innere Ribbildung zurückgeführt. Ist einmal eine innere Schädigung vorhanden, so bewirkt die Spannungsanhäufung in der Umgebung der Schadstelle bei Wiederholung der Belastung ein Weitergleiten und Weiterreißen, bis der Bruch, d. h. das Entzweigen des Körpers durch Bildung von Trenn- und Gleitflächen eintritt.

Beim Entzweigen infolge Trennung spricht man von Trennungsbruch. Die Bruchfläche ist winkelrecht zur wirkenden Zugkraft. Dieser Bruch tritt meist unvermittelt plötzlich auf.

Davon grundsätzlich verschieden ist der Gleitungsbruch, infolge von Ableitungen in bestimmten Gleitflächen, dem in der Regel eine größere bleibende Formänderung vorangeht.

Die Fälle, wo ausschließlich eine dieser Brucharten allein auftritt, sind verhältnismäßig selten. Häufiger kommen die beiden Brucharten in einem Stoff durchmischte zustande. Die vermischte Bruchart wird als Verschiebungsbruch bezeichnet. Die Brucherscheinung ist von der Art und Dauer der Lasteinwirkung abhängig. So ergeben Stähle bei ruckartiger Belastung, bei pulsierender und schweller Belastung Trennungsbrüche, bei unendlich langsamer Zugbelastung Gleitbrüche.

Zur Feststellung der Bau- und Werkstoffeigenschaften und der Brucherscheinungen dienen statische Zug-, Druck-, Biege-, Scher- und Verdrehversuche, außerdem Fall- und Kerbschlagversuche. Diese Versuche sind für die Stoffprüfung und Stoffabnahme unentbehrlich, kommen aber nur

<sup>13)</sup> Bauschinger.

<sup>14)</sup> v. Bach, Baumann, Graf.

<sup>15)</sup> Wöhlersches Gesetz.

<sup>12)</sup> Vergl. Reichsbahnvorschriften für Eisenbauwerke (BE), Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn und DIN 1073, Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken 1928, Verlag von Jul. Springer, Berlin.



mittelbar für die Beurteilung der praktisch zulässigen Spannungen und der Sicherheitsgrade in Betracht. So sind z. B. Kerbzähigkeit sowie die übrigen Zähigkeitswerte der Stoffe, die das plastische Verhalten kennzeichnen, wie Bruchdehnung, Einschnürung, Biegegröße, Bruchgleitung, Brucharbeit, für die Bemessung von mittelbarer Bedeutung, insofern als ein zäher Werkstoff bei Überanstrengung nicht gleich bricht, sondern sich vor dem Bruch erst bleibend verformt. Andererseits gibt die Zähigkeitsfeststellung und Prüfung wertvolle Aufschlüsse über die Vorbehandlung und den Einfluß der Temperatur.

Für die praktische Anwendung und die Beurteilung des Sicherheitsgrades sind die Grenzen der Anstrengung maßgebend, die ein Bau- oder Werkstoff oder ein Konstruktionsglied in seinem schwächsten Teil dauernd auszuhalten imstande ist. Sofern Festigkeitsrückichten ausschlaggebend sind, wird die Beanspruchungsgrenze bei schwellender Belastung durch die Ermüdungsfestigkeit, bei schwingender Belastung durch die Schwingungsfestigkeit gebildet. Hinsichtlich der Übertragung von Versuchsergebnissen auf die technische Anwendung stehen also Dauerversuche obenan. Von den Beanspruchungsgrenzen ist die Ermüdungsgrenze die wichtigste. Ermüdungsversuche geben am ehesten die von Zufälligkeiten unabhängige, den Stoff am besten kennzeichnende Naturgrenze. Nebenher gestatten sie die Feststellung, ob der Baustoff bis zur Ermüdungsgrenze sich hinreichend elastisch verhält. Ob die Schwingungs-Ursprungsfestigkeit in gleicher Weise als Naturgrenze des Werkstoffs gewertet werden darf, ist noch nicht geklärt.

Während die Vorgänge und Erscheinungen bei den einfachen (statischen) Zug-, Druck-, Biege-, Scher-, Verdreh- und Schlagversuchen gründlich erforscht und zu praktisch verwertbaren Ergebnissen (Elastizitäts- und Festigkeitszahlen) geführt haben und heute als Grundlage für die Güteklasseneinteilung und Normung der Werkstoffe herangezogen werden, sind unsere Erkenntnisse über das Verhalten der Bau- und Werkstoffe und der Verbindungen sowie der zusammengesetzten Bauteile und ganzen Traggebilde bei oftmals wiederholter Belastung noch recht lückenhaft. Die Ermittlung von Dauerfestigkeitswerten (Ermüdungs-, Schwingungs- und Vibrationsfestigkeiten) ist jedoch stark in der Entwicklung begriffen. Über Ermüdungsfestigkeit bei oftmals wiederholter Beanspruchung im gleichen Sinn, Zug- und Druckschwingefestigkeit und Biegeschwingefestigkeit der wichtigsten Bau- und Werkstoffe liegen schon zahlreiche Ergebnisse vor. Die Versuche sind auf alle Bau- und Werkstoffe und namentlich auf die Verbindungen auszudehnen, außerdem sind für zusammengesetzte Beanspruchungen Verdreherschwingungsversuche erwünscht.

Die Grundlagen unserer heutigen Bemessungsverfahren sind sowohl vom Standpunkt der Stoffkundigen als des Theoretikers als des praktischen Konstrukteurs noch recht unsicher. Was heute zur Beurteilung herangezogen wird, ist nur ein Notbehelf. Es ist eine der wichtigsten Aufgaben der wissenschaftlichen Versuchsforschung der nächsten Zeit, die Erkenntnisse zu erweitern und zu vertiefen.

### III.

Wie ist das verschiedene Verhalten der Stoffe zu erklären? Die mechanischen Eigenschaften der Stoffe erscheinen uns bedingt durch den inneren Aufbau und den Formänderungsmechanismus.

Die Vorstellung, daß die Stoffe aus kleinsten, unteilbaren Einheiten bestehen, ist sehr alt und zuerst von den Griechen Leukipp und Demokrit (400 v. Chr.) ausgesprochen worden. In die Naturwissenschaften wurde die Atomlehre durch Gassendi (1675) eingeführt und später durch Dalton gefestigt<sup>19)</sup>. Die Schöpfer der Mechanik haben sich bemüht, anschauliche Vorstellungen über den inneren Aufbau der Stoffe und die zwischen den kleinsten Teilen wirksamen Kräfte zu bilden, den Zusammenhang zwischen den Festigkeitseigenschaften der Stoffe und dem Gefüge zu ergründen. Navier hat sich den festen elastischen Körper als einen stetig mit materiellen Punkten erfüllten Raum vorgestellt, die sich anziehen oder abstoßen, je nachdem die ursprüngliche Entfernung der Punkte vergrößert oder verkleinert wird. Für kleine Formänderungen gelangte er so zu einer linearen Beziehung zwischen Kraft und elastischen Formänderungen. Über die Elastizitätsgrenze, die überelastischen Vorgänge und Brucherscheinungen vermochte Navier nichts auszusagen. Coulomb hat versucht, ein allgemeineres Gesetz der gegenseitigen Anziehung der Massenpunkte  $\delta = \frac{e e'}{r^2}$  aufzustellen, das jedoch offenkundig die Wechselwirkung unzureichend kennzeichnet. M. Bonn hat deshalb durch ein Zusatzglied zur Coulombschen Anziehung eine Abstoßung angegliedert, die erst bei ganz geringer Entfernung das Übergewicht bekommt,  $\delta = \frac{e e'}{r^2} - \frac{b}{r^m}$ , wovon  $b$  eine Stoffkonstante ist. Dort, wo diese zwei Kräfte — Anziehung und Abstoßung — sich das Gleichgewicht halten, soll die Ruhelage sein. Wie dem auch sei, so viel steht fest, daß die gegenseitige Wirkung der Massenpunkte mit der Zunahme der Entfernung rasch abnimmt. Man

<sup>19)</sup> Was wir heute Atom nennen, ist allerdings nicht mehr wesentlich mit den Vorstellungen Demokrits. Das Atom ist ein kompliziertes Gebilde und auch nicht mehr unteilbar, wengleich die Zertrümmerung der Atome sehr schwer und nur mit Aufwand großer Energien möglich ist.

ist auch zu der Annahme berechtigt, daß der Formänderungswiderstand dort am kleinsten wird, wo der gegenseitige Abstand der Massenpunkte einen Größtwert erreicht.

Vollkommen elastisches Verhalten nach jeder Richtung bis zum Fließen oder Entzweigen wird nur von einem Idealstoff zu erwarten sein, bei dem die Entfernung aller gleichwertigen Massenpunkte durchweg gleich ist. Ein Stoff, der gleichmäßig feinkörnig ist, wobei das Gefüge aller Körner gleich ist, jedes Korn wieder in sich von einheitlichem Gefüge ist und die Kristallachsen der einzelnen Körner völlig regellos orientiert sind und der frei von Anfangsspannungen ist, kommt dem Idealstoff nahe. Abweichungen vom Idealverhalten weisen auf Ungleichmäßigkeiten des Aufbaues, ungleiche Formänderungswiderstände verschiedener Kristallite hin oder sind eine Folge der durch bleibende Formänderungen (Verlagerungen) verursachten Gefügeänderungen.

In neuester Zeit sind durch mikroskopische Untersuchungen und mit Hilfe der Röntgenstrahlen unsere Kenntnisse vom inneren Aufbau der Stoffe bedeutend erweitert und vertieft worden. Dabei hat man bei Steinen und Metallen eine Art zyklisches Mauerwerk von kleinen, verschieden orientierten Kristallen und Kristallsplitterchen wahrgenommen.

Die kristallinen Stoffe erscheinen aus winzig kleinen Kristallen in regelloser Orientierung zusammengesetzt, wobei dem Kristall für sich allein ein regelmäßiger Gitteraufbau von Atomen, Molekülen und deren Gruppen zugeschrieben wird und das räumliche Gitter je nach dem Kristallsystem verschieden ist. Die Urform aller kristallinen Bildungen ist der Würfel, aus dem sich alle Kristallsysteme und Kristallklassen entwickeln lassen.

Man stellt sich die Gitterpunkte als Zentren kleiner Planetensysteme vor, die den Sitz positiver und negativer elektrischer Ladungen bilden, wobei die positive Elektrizität auf einen kleinen Kern beschränkt ist, während die negative Elektrizität hüllenförmig den Kern umgibt<sup>17)</sup>. Man nimmt an, daß diese Mittelpunkte nach außen mit gewissen freien Ladungen wirksam sind, denen zufolge sich eine Wechselwirkung zwischen den Gitterpunkten ergibt. Die Zahl und die geometrische Anordnung der Elektronen bestimmt den Charakter der chemischen Elemente. Wie die Atome sich zu Molekülen verbinden und dadurch eine große Verschiedenheit chemischer (anorganischer) Stoffe hervorrufen, so treten Gruppen von Molekülen zu noch höheren Einheiten (Mizellen) zusammen. Die festen biologischen Gewebe (Seide, Baumwolle, Hanf, Wolle, Kautschuk, Sehnen, Muskeln) bestehen aus kleinsten Kriställchen, die so regelmäßig ineinandergefügt sind wie die Backsteine einer Mauer. Man weiß heute, daß die Atome in den Fasern in Kettenform geordnet sind. Die Untersuchungen sind so weit gediehen, daß die Aufstellung von Strukturmodellen möglich ist. Nur über die Art der Kräfte, die die Kettenglieder verbinden, herrscht noch keinerlei Klarheit.

Dem idealen Einkristall mit seinem regelmäßigen Gitteraufbau darf nach Smekal weitgehende Elastizität zugeschrieben werden. Andererseits haben Versuche mit Kristallen auffallend niedrige Elastizitätsgrenzen ergeben, die auf Kristallinhomogenitäten hinweisen. Festgestellt ist, daß die bleibende Verformung des Einkristalls in Gleitungen längs einer kristallographisch bestimmten Ebene und in einer bestimmten Richtung erfolgt, wobei die Schubspannung in der Gleitfläche einen bestimmten, dem Stoff eigentümlichen Wert erreicht. Mit der Abgleitung scheinen aber auch Gitterenergieumwandlungen verschiedenster Art verbunden zu sein, denen zufolge auch die Struktur des Gitters verändert wird. Durch Röntgenaufnahmen von Kristallen im verformten Zustand konnte eine Verkrümmung der Gitterebenen nachgewiesen werden.

In der Ruhelage gleichen sich die Wechselwirkungen zwischen den Gitterpunkten aus. Durch Verzerrung der Gitter wird der Gleichgewichtszustand geändert, wobei die inneren Kräfte einen Formänderungswiderstand leisten, der bis zu einer gewissen Spannungsgrenze, bei der die Verzerrungen rein elastischer Natur sind, als elastischer Formänderungswiderstand bezeichnet wird. Beim Überschreiten dieser Grenze kommen zu den elastischen bleibende Formänderungen hinzu, womit eine Änderung der Gitterabstände und Gitterwinkel (Gitterstruktur) verbunden ist (Verlagerungshypothese).

Der mikrokristalline Stoffaufbau, der durch das Vorhandensein vieler in der Regel winziger Kristalle gekennzeichnet ist und beim Auskristallisieren aus einer Lösung oder Erstarren aus einer Schmelze in der Weise entsteht, daß sich viele Kristallisationszentren bilden, an die sich immer wieder neue Teilchen anschließen, bis sie mit den Teilchen des nächstliegenden Kristallisationszentrums in Kollision geraten, weist Kristalle mit regelmäßigem Aufbau, aber unregelmäßigen Kristallkorngrenzen auf, die sogenannten Kristallite. Derartige Stoffe sind als Folge von Zwängungen an den Korngrenzen mit inneren zusätzlichen Spannungen behaftet, die zur Annahme von ursprünglichen Gitterverzerrungen berechtigen.

Ein mikrokristalliner Stoff mit ganz regellos orientierten Kristalliten wird nach allen Richtungen annähernd gleiches Verhalten zeigen. Dieser

<sup>17)</sup> Nach Prof. Dr. Planck (V. D. I.-Zeitschrift, Heft 11, Jahrgang 1929) befindet sich die physikalische Weltanschauung hinsichtlich der Natur der Elektronen in einer Krise.

Zustand kann durch besondere Behandlung geändert werden. So bewirkt z. B. das Auswalzen des glühenden Eisens ein Drehen der Kristallite eine Art gewaltsamer Gleichrichtung, die in einer Verfestigung und in ungleichem Verhalten nach verschiedenen Richtungen zum Ausdruck kommt. Bei mikrokristallinen Stoffen, die aus mehreren Kristallarten mit verschiedenen Erstarrungstemperaturen aufgebaut sind, beginnt der Stoff mit der höchsten Erstarrungstemperatur zuerst auszukristallisieren, der später kristallisierende füllt die übriggebliebenen Räume aus. Die Festigkeitseigenschaften dieser polymikrokristallinen Stoffe sind durch den Verbund zwischen den verschiedenartigen und gleichartigen Kristalliten und die Festigkeitseigenschaften der Kristallite selbst bedingt.

Überelastische, plastische und bleibende Formänderungen entstehen bei vielkristallinen Körpern aus inneren Gleitungen, vorzugsweise innerhalb der Kristallite und aus Umorientierung (Gleichrichtung) der Kristallachsen. Durch oftmals wiederholte Belastung im gleichen Sinn über eine gewisse Grenze hinaus wird die Gleichrichtung gefördert und gleichzeitig eine Verfestigung erzielt. Der Bruch wird schließlich bei Steigerung der Laststufen durch innere Gleitungen in den Kristalliten selbst oder an den Korngrenzen herbeigeführt. Ob im Bruchstadium Gleichrichtung erreicht ist, mag dahingestellt bleiben.

Bei Wechselbelastungen wird durch das bleibende Hin- und Hergleiten der Stoff innerlich zermürbt und ermüdet. Ein Gleichrichten der Kristallite kann nicht stattfinden. Der Bruch kann schon bei der kleinsten Überschreitung der Elastizitätsgrenze eintreten.

Komplikationen kommen hinzu bei Stoffen, deren Aufbau nicht genau bekannt ist, die Poren besitzen in den Außenschichten ungleiche Beschaffenheit gegenüber dem Kern aufweisen (z. B. abgebundene Zemente) und mit zunehmendem Alter sich verändern. Namentlich die Hohlräume verursachen unbestimmte Spannungszustände, die in abweichendem Verhalten gegenüber gleichartigen Stoffen ohne Poren zum Ausdruck kommen.

Beim Zementmörtel haben wir es mit einem Verbund von zwei wesensverschiedenen Stoffen zu tun, dem abgebundenen Zement und dem Naturgestein, die sehr verschiedene Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften aufweisen, so daß schon beim äußerlich einfachen, einachsigen Spannungszustand der Spannungsverlauf ein sehr komplizierter sein wird.

Beton ist ein Verbundstoff aus Zementmörtel und Zuschlagstoffen (Kies, Schotter), dessen Verhalten durch die Festigkeits- und Elastizitätseigenschaften der einzelnen Bestandteile bedingt ist. Bei Verbundstoffen und Verbundkörpern ist man bezüglich der Beurteilung der inneren Spannungszustände und der für die praktische Anwendung maßgebenden Anstrengungsgrenzen ganz auf Versuche angewiesen, die den Verhältnissen der Praxis möglichst genau entsprechen, wie das im Eisenbetonbau in vorbildlicher Weise geschehen ist.

#### Die Grenzzustände und ihre Feststellung durch den Versuch.<sup>18)</sup>

Der Zugversuch hat, da bei ihm ein einfacher Spannungszustand nachgeahmt wird, den Vorzug einfacher Durchführung und Rechnung.

Ein Probestab von der Länge  $l$  und dem Querschnitt  $F$  wird stufenweise axial auf Zug beansprucht. Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Lasten  $P$  als Ordinaten, die dabei gemessenen Verlängerungen  $\Delta l$  der ursprünglichen Länge  $l$  als Abszissen auf, so erhält man die Lastlängenänderungslinie ( $P - \Delta l$ -Linie). Die bezogenen Größen, die Spannungen  $\sigma = \frac{P}{F}$  und

die Dehnungen  $\delta = \frac{\Delta l}{l}$ , in gleicher

Weise aufgetragen, ergeben die Spannungdehnungslinie ( $\sigma - \delta$ -Linie).

Wird die durch Zusammenziehung entstehende Querschnittänderung (Einschnürung) berücksichtigt, so erhält man mit  $\sigma' = \frac{P}{F'}$  die berichtigte Spannungdehnungslinie ( $\sigma' - \delta$ -Linie), die jenseit der Streckgrenze von Bedeutung ist (Abb. 9). (Schluß folgt.)

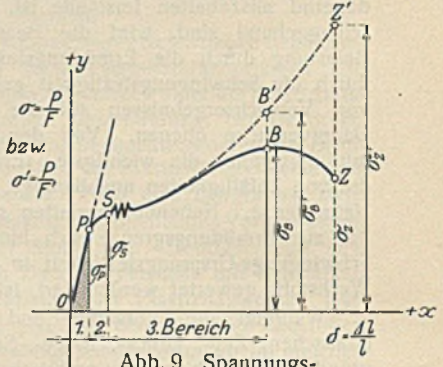


Abb. 9. Spannung-  
dehnungslinie für Flußstahl St 37.

## Verschiedenes.

### Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen.

I. Die Hochofenanlage der Eisenhütte II der Gutehoffnungshütte. Unter den zahlreichen von der Gutehoffnungshütte ausgeführten Industriebauten befindet sich auch eine Anzahl großer Hochofenanlagen. Die in untenstehender Abbildung wiedergegebene Anlage ist eine der älteren Bauwerke dieser Art und von der Gutehoffnungshütte für ihre Eisenhütte II in Oberhausen vor etwa 20 Jahren — 1907 bis 1909 — erbaut.

Sie liegt westlich von der Eisenhütte I und umfaßt heute zwei Hochöfen von 630 und 770 m<sup>3</sup> Inhalt für eine Tagesleistung von je 800 bzw. 1000 t Roheisen mit den hierzu erforderlichen Nebenanlagen. Die beiden Hochöfen haben 50 m Abstand voneinander. Parallel zur Ofenachse stehen je fünf Winderhitzer von 7 m Durchmesser und 35 m Höhe. Zur Begichtung der Hochöfen dienen Schrägaufzüge, einer nach der Bauart Pohlig, der neuere nach Bauart MAN. Koks und Erz wird in Kübeln von 8,5 m<sup>3</sup> Fassungsvermögen aufgegeben. Von den Koksofenanlagen der werkseigenen Zechen werden die gefüllten Kokskübel unmittelbar der Eisenhütte zugeführt. Die Erze und Kalksteine werden den hinter den Hochöfen liegenden Bunkern entnommen und durch Hängebahn und elektrisch betriebene Schiebebühnen in die Kübel gefüllt und an die Schrägaufzüge herangebracht. Die Anfuhr von Erz und Kalkstein erfolgt zum überwiegenden Teil auf dem Wasserweg. Sie werden im Rheinhafen Walsum der Gutehoffnungshütte umgeschlagen und auf der Hüttenbahn weiter nach Oberhausen befördert. Die aus Walsum und ebenso die auf dem Landweg mit der Reichsbahn ankommenden Waggons werden auf einer Hochbahn über die Erzbunker geführt und in diese entladen.

Was die Maschinenanlage anbelangt, so stehen zum Betrieb der Hochöfen zehn Zweitaktgebläse (1908 erbaut) von je 650 kW Leistung zur Verfügung. Ein angeschlossenes Kraftwerk enthält neun Viertaktgasdynamos und zwei Turbogeneratoren, die den Dampf von den Abhitzkesseln erhalten. Die Gesamtleistung beträgt 14 000 kW.

Alle auf der Anlage befindlichen Kolbenmaschinen sind Gasmaschinen, die mit Hochofengas betrieben werden.

Zur Reinigung der Hochofengase stehen für die Vorreinigung sechs Horndenwäscher, für die Feinreinigung drei Desintegratoren neuester Bauart, ein älterer Desintegrator, drei Theisenwascher und drei Zschocke-Ventilatoren zur Verfügung.

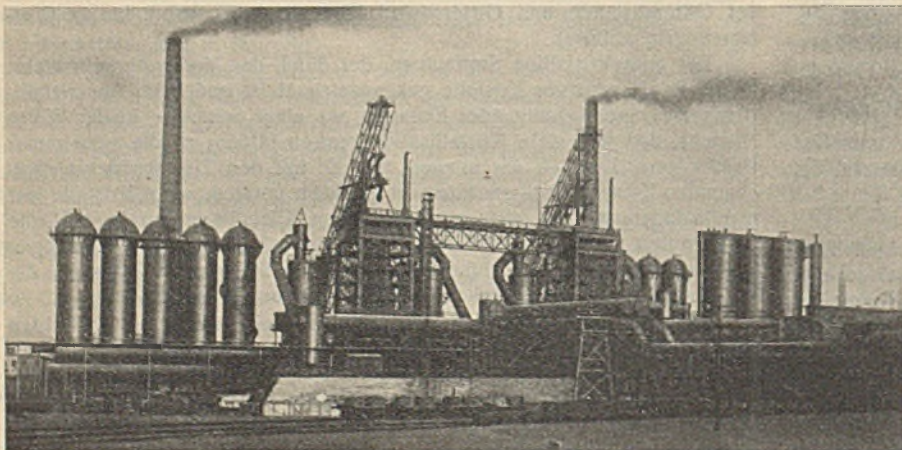
Neben der Ausnutzung der Gase in den Maschinen wird ein weiterer Teil zur Beheizung der Winderhitzer gebraucht, der restliche Teil wird zur Kesselbeheizung nach Walzwerk Oberhausen abgegeben.

Ein Gasbehälter von 5000 m<sup>3</sup> Inhalt sorgt für gleichmäßigen Druck in der Maschinengasleitung. Die Eisenhütten I und II sind durch je eine Gas- und Windleitung miteinander verbunden. Das Wasser für Kühlung der Generatoren und der Öfen und für die Gasreinigung wird in drei Kühlwerken rückgekühlt, das aus der Gasreinigung kommende Schlammwasser wird vorher in zwei Klärbecken, Bauart Bamag, geklärt. Das Zusatzwasser liefert ein werkeigenes Wasserwerk an der Ruhr.

Das in der Eisenhütte erblasene Roheisen wird ausschließlich in flüssigem Zustand dem benachbarten Stahlwerk zugeführt. N.

**Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Berlin-Tempelhof.** Im Stahlbau hat der Vierendeelträger wenig Anklang gefunden, obschon für die Verbindungen zwischen Gurtungen und Pfosten längst einwandfreie Lösungen gefunden sind. Die zahlreichen Brückenwettbewerbwerke, bei denen der Vierendeelträger aufgetreten ist, beweisen das eine wie das andere. Man gibt bei liegenden Tragwerken dem vollwandigen Träger und über diesen hinaus dem normalen Fachwerkträger den Vorzug.

Daß der Vierendeelträger — auch ohne dritte Gurtung — bei stehenden Tragwerken bei weitem mehr anspricht, dafür liefert der Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Berlin-Tempelhof den Beweis (Abb. 1). Bei diesem Bauwerk liegen die Verhältnisse insofern besonders günstig, als der 400 m<sup>3</sup> fassende Kugelbehälter, dessen Oberkante auf 50 m Höhe liegt, ohnehin im Verhältnis zu den Riegeln kräftige Pfosten fordert. Ein Übriges wird durch die Anordnung von fünf Pfosten erreicht, die an sich, mehr aber noch durch die infolge der Schrägstellung vergrößerte Körperfläche, raumumschließend wirken. — Die fünf Pfosten des Unterbaues liegen mit der Mitte ihrer Außenkante innerhalb eines Kreises von 9,0 m Durchmesser und einer zugehörigen



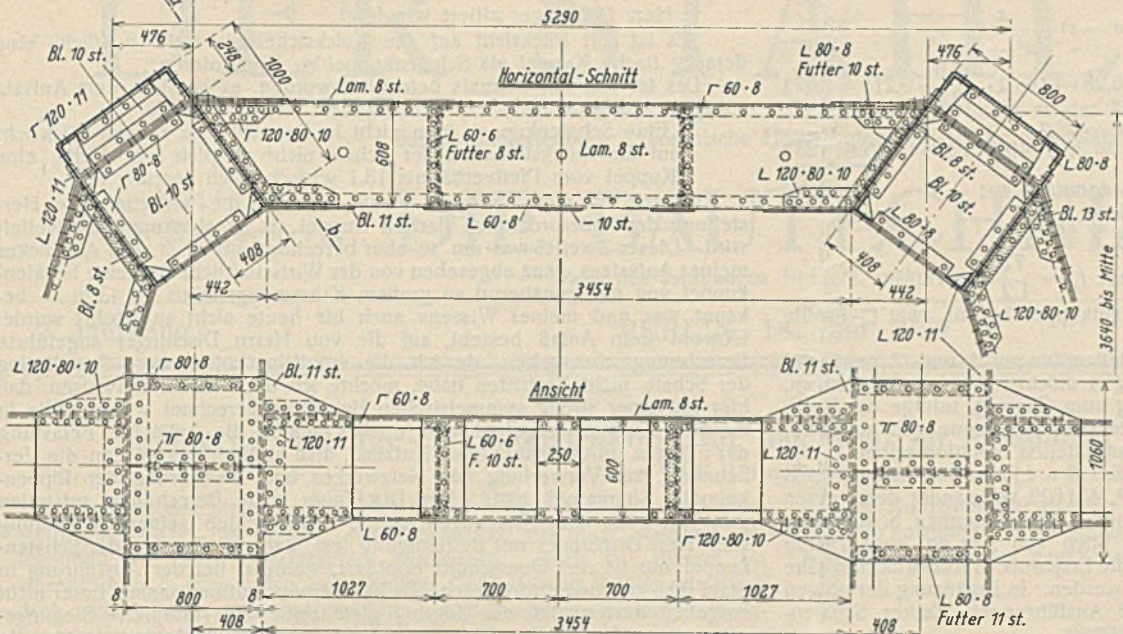


Abb. 2. Einzelheiten der Verbindung zwischen Pfosten und Riegeln.

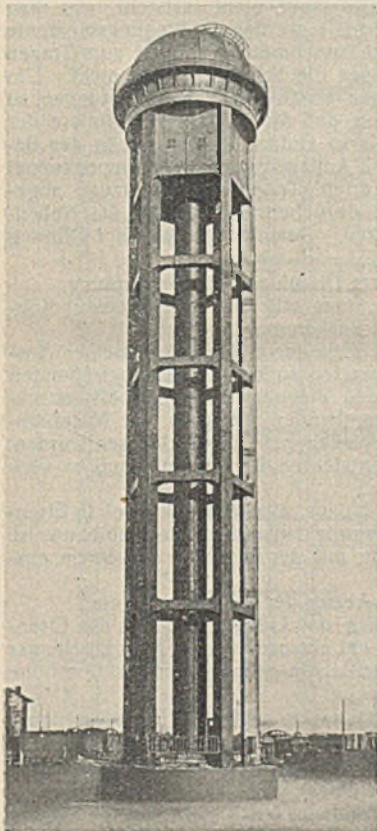


Abb. 1. Ansicht.

Seite des Fünfecks von 5,3 m. Die Gefache sind nicht gleichmäßig ausgeteilt, vielmehr nehmen sie in der Höhe von unten nach oben ab (9,0 m das unterste und 6,3 m das oberste). Die kastenförmigen Pfosten und Riegel sind nach innen offen. Abb. 2 zeigt die Einzelheiten der Verbindung zwischen Pfosten und Riegeln. Die Ecken sind sehr knapp gehalten und treten im Bilde kaum in Erscheinung. Außen sind die Anschlußbleche der Riegel durch die geschlitzten Stehbleche der Pfosten durchgeführt, innen schließen sie als Bindebleche die Innenwände der Pfosten.

Zum Behälter führt ein Rohrmantel von 2,2 m Durchmesser hinauf. Innerhalb des Rohrmantels sind die Leitungsrohre (ein Füllungs- und Entnahmerohr zugleich und ein Leerlauf- bzw. Überlaufrohr) und eine 0,55 m breite Wendeltreppe eingebaut. Der Kugelbehälter von 9,0 m Durchmesser wird durch ein Einsteigerohr von 1,2 m durchbrochen, in dem eine Steigleiter hinaufführt, die auf der anderen Seite bis zum Behälterboden herunterreicht.

Entworfen hat den Wasserturm die Reichsbahndirektion Berlin, ausgeführt wurde er von der Firma C. H. Jucho in Czsch.

Die Stärke der Schale wird vorerst mit 7 cm angenommen, damit ergibt sich das Flächengewicht zu:

Eisenbetonschale 7 cm stark à 24 kg = 168 kg/m<sup>2</sup>  
 Gewicht der Eindeckung, bestehend aus Kork, 1 cm Estrich und Pappe, = 12 + 24 + 11 = 47 „  
 Eigengewicht der Schale für 1 m<sup>2</sup> Dachfläche  $g = 215$  kg/m<sup>2</sup>  
 Schneelast für 1 m<sup>2</sup> Grundrißfläche  $p = 75$  „  
 Die größte Flächenlast im Scheitel beträgt demnach  $g + p = 290$  kg/m<sup>2</sup>

Berechnet man die Knicksicherheit nach den bekannten Formeln von Zoelly (s. Föppl, Drang & Zwang, Band II, Gl. 108), dann ergibt sich die zulässige Knicklast aus

$$p_h = \frac{8 E}{\sqrt{3} \frac{m^2 - 1}{m^2}} \frac{a}{h}$$

wobei  $E$  der Elastizitätsmodul. Dieser wird für den hochwertigen Eisenbeton der Schale mit 210000 kg/cm<sup>2</sup> = 2100000 t/m<sup>2</sup> eingesetzt. (Tatsächlich ist dieser bei hochwertigem Beton wesentlich höher.)

$a$  der Krümmungsradius der Kugelschale = 42,6 m,  
 $h$  die halbe Schalendstärke = 0,035 m,  
 $m$  die Poissonsche Konstante.

Zur Sicherheit wird für  $\frac{m^2 - 1}{m^2} = 1$  gesetzt.

Die Knicksicherheit nach Zoelly beträgt demnach:  $\frac{6550}{290} = 22,5$  fach.

Die vielen im Zeiss-Werk mit Kugelschalen angestellten Versuche und die von Herrn Dr. Geckeler der Firma Carl Zeiss-Jena für die Knicksicherheit aufgestellten Formeln haben jedoch gezeigt, daß den Entwicklungen von Zoelly nicht der ungünstigste Knickfall zugrunde liegt. Auf Grund dieser Versuche und der Formeln von Dr. Geckeler ergibt sich die Knicksicherheit der obigen Schale zu 6,5fach. Aber auch diese geringere Knicksicherheit ist vollständig genügend.

Es sollen nun noch die tatsächlichen Spannungen in der Schale nachgewiesen werden. Diese ergeben sich gemäß dem Handbuch für Eisenbetonbau, Bd. XII, 3. Auflage, S. 160 u. 161, zu:

a) im Scheitel:  $z = a = 42,6$  m  
 1. Eigengewicht Gl. 5:  $T_1 = T_2 = \frac{a}{2} \cdot g = \frac{42,6}{2} \cdot 0,215 = 4,58$  t je m  
 2. Schneelast Gl. 9:  $T_1 = T_2 = \frac{a}{2} \cdot p = \frac{42,6}{2} \cdot 0,075 = 1,60$  t je m  
 insgesamt:  $T_1 = T_2 = 6,18$  t je m

b) am Kämpfer:  $z = a - f = 42,6 - 2,0 = 40,6$  m  
 1) Eigengewicht Gl. 5:  $T_1 = \frac{a^2}{a + z} \cdot g = \frac{42,6^2}{42,6 + 40,6} \cdot 0,215 = 4,70$  t je m  
 2) Schneelast Gl. 9:  $T_1 = \frac{a}{2} \cdot p = \frac{42,6}{2} \cdot 0,075 = 1,60$  t je m  
 insgesamt:  $T_1 = 6,30$  t je m

Die größte Schalenspannung beträgt demnach:

$$\sigma_1 = \frac{6300}{100 \cdot 7} = 9 \text{ kg/cm}^2.$$

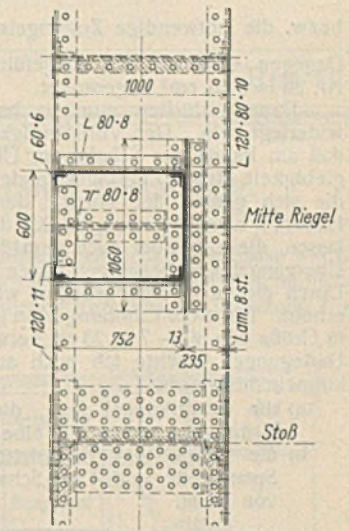
Die Schalenspannungen bleiben demnach, trotz des großen Krümmungsradiuses, noch um ein Vielfaches unter den zulässigen Spannungen.

Die zur Aufnahme des Kuppelschubes notwendige Zugringkraft ergibt sich aus Gl. 8  $Z = \frac{H}{2\pi}$ , wobei  $H$  der Kuppelschub. Dieser beträgt

Überdachung dieses Raumes durch eine Schalenkuppel mit gleicher Lichtweite und mit gleichem Stich ergibt sich der Krümmungsradius der Kuppel bei Verwendung einer Kugelkalotte zu:

$$a^2 - (a - 2)^2 = 11,9^2.$$

Hieraus  $a = 42,6$  m.



1. für Eigengewicht Gl. 7:  $H = 2 \pi a (a - z) \frac{z}{\sqrt{a^2 - z^2}} \cdot g$   
 $= 6,28 \cdot 42,6 \cdot 2 \cdot \frac{40,6}{12,9} \cdot 0,215 = 362 \text{ t}$

2. für Schneelast Gl. 11:  $H = \pi z \sqrt{a^2 - z^2} p$   
 $= 3,14 \cdot 40,6 \cdot 12,9 \cdot 0,075 = 123 \text{ t}$   
 $\frac{485 \text{ t}}$

Die notwendige Zugringkraft ergibt sich demnach zu:

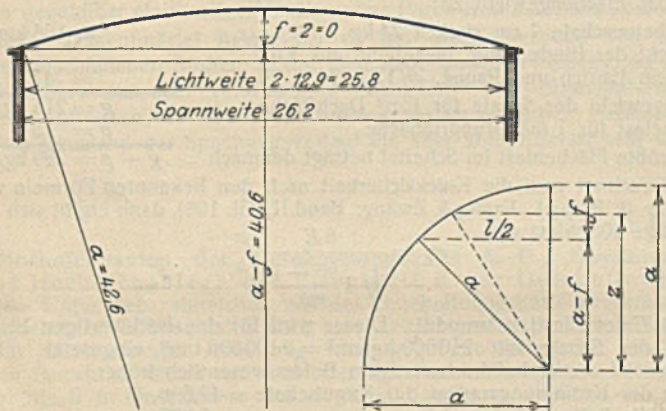
$$Z = \frac{H}{2 \pi} = \frac{485}{6,28} = 77 \text{ t}$$

bezw. die notwendige Zugringeseinlage  $f_c = \frac{77}{1,2} = 64 \text{ cm}^2$ .

Dagegen sind bei der ausgeführten Stahlkuppel hierfür zwei □-Profile Nr. 26 = 96,6 cm<sup>2</sup> angeordnet.

Danach dürften nun die beiden Behauptungen 1 und 2 genügend widerlegt sein. Der Vollständigkeit wegen möchte ich noch hinzufügen, daß am Rande der Schale, am Übergang zum Zugring, infolge der Nachgiebigkeit dieses Zugringes in der Schale Biegunngsspannungen auftreten, die sich gemäß der Theorie der biegungssteifen Rotationsschale (siehe Handb. f. Eisenbetonbau, Bd. XII, 3. Aufl. S. 213 u. f.) einwandfrei berechnen lassen, die sich aber auch gemäß D.R.P. 431 629 vollständig durch einen Übergangsbogen beseitigen lassen (s. Handb. f. Eisenbetonbau, S. 169 u. f.). Durch diesen Übergangsbogen wird der Stich von 2 m auf etwa 2,20 m erhöht. Für diese Erhöhung kann jedoch die Ersparnis an Konstruktionshöhe in Größe von 30 — 7 = 23 cm verwendet werden. In Ergänzung der obigen Darlegungen möchte ich noch auf zwei Ausführungen flacher Schalenkuppeln hinweisen:

- a) die Schotchkuppel Jena, die bei 40 m Spannweite und 28,28 m Krümmungsradius nur eine Schalenstärke von 6 cm besitzt,
- b) die Kuppel des Elektrizitätswerkes Frankfurt a. Main mit 26 m Spannweite und 4 cm Schalenstärke bei einem Krümmungsradius von 25 m.



Herr Höber glaubt des weiteren, daß Schalen nicht geeignet seien, größere Einzellasten zu tragen. Das ist ebenfalls unrichtig, denn diese Einzellasten werden zuerst durch Biegunngsmomente in Flächenlasten umgewandelt und dann durch ganz geringe Dehnungsspannungen in der Schale nach unten abgetragen. Z. B. kann man auf ein Zeiss-Netzwerk, wie es für die Herstellung der 40 m weit gespannten Schotchkuppel verwendet wurde und das nur ein Gewicht von 9 kg/m<sup>2</sup>, entsprechend einer Blechstärke von 1 mm, besitzt, 4 bis 5 Personen nebeneinanderstellen. Auch bei nur 1 1/2 cm starken Versuchsdächern aus Eisenbeton konnten derartige Versuche mit vollem Erfolg durchgeführt werden. Wenn man schon auf den sehr dünnen Zeiss-Netzwerken, die ganz genau wie Schalen arbeiten, derartig große Einzellasten aufbringen kann, dann können naturgemäß Schalen von 6 bis 7 cm Stärke infolge ihrer vielfach größeren Biegunngsfestigkeit auch erheblich größere Einzellasten aufgebracht werden.

Zu der dritten Behauptung, daß bei größeren Spannweiten wirtschaftlich nur Stahlkonstruktion in Frage kommt, möchte ich mitteilen, daß eine große Anzahl von Angeboten in den letzten Jahren für Kuppeln bis zu 150 m Spannweite gezeigt hat, daß Eisenbeton-Schalenkuppeln infolge ihrer räumlichen Kräfte Wirkung und den Wegfall jeglicher Biegunngsmomente bei Schaffung einwandfreier Randbedingungen gegenüber Stahlkonstruktion absolut wirtschaftlich sind, insbesondere, wenn man den Wegfall jeglicher Unterhaltungskosten berücksichtigt. Auch bei derartig weit gespannten Schalen bis zu 150 m Spannweite, die naturgemäß einen weit größeren Krümmungsradius besitzen wie die Kinokuppel Hannover, sind die auftretenden Spannungen noch sehr gering und weit unter der zulässigen Grenze, so daß ohne Bedenken noch wesentlich größere Spannweiten in Eisenbeton ausgeführt werden können.

Dr.-Ing. Fr. Dischinger,  
 Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann Akt.-Ges.

In seiner Zuschrift zu meinem Aufsatz „Rippenkuppeln aus Stahl“ widerlegt Herr Dipl.-Ing. Fr. Dischinger mit bemerkenswertem Aufwand drei Behauptungen, von denen die beiden ersten in der von Herrn Dischinger angeführten Form gar nicht aufgestellt sind, die Widerlegung der letzten Behauptung aber wenig überzeugen kann, solange sie nicht durch die Praxis gelungen ist.

1. Herr Dischinger zitiert wie folgt:

„Es ist mit Rücksicht auf die Knicksicherheit nicht möglich, eine derartig flache Kuppel als Schalenkuppel zu konstruieren.“

Das ist von mir niemals behauptet worden, es heißt in dem Aufsatz vielmehr sinngemäß:

„Eine Schalenkuppel kam nicht in Betracht, da es mit Rücksicht auf die Knicksicherheit der Schale nicht möglich sein dürfte, eine Kuppel vom Pfeilverhältnis 13,1 wirtschaftlich herzustellen.“

Hiermit ist nichts anderes gesagt, als daß die wirtschaftliche Herstellung der außerordentlich flachen Kuppel als Schalenkuppel bezweifelt wird. Dieser Zweifel war um so eher berechtigt, als z. Zt. des Abdruckes meines Aufsatzes, ganz abgesehen von der Wirtschaftlichkeit, keine Schalenkuppel von nur annähernd so großem Krümmungsradius — 43 m — bekannt war und meines Wissens auch bis heute nicht aufgeführt wurde. Obwohl kein Anlaß besteht, auf die von Herrn Dischinger angeführte Berechnung einzugehen, da ich die mögliche knicksichere Ausführung der Schale nicht bestritten habe, möchte ich doch darauf hinweisen, daß hier mit einer streng symmetrischen Belastung gerechnet wurde. Wie in meinem Aufsatz dargelegt, führte aber gerade die beliebige Belastung der Flächen durch Schnee und Nutzlast, also statisch gesprochen die Verkehrslast, zur Verwerfung des Netzwerkes und Ausführung der Rippenkuppel. Sinngemäß hätte Herr Dischinger seine Berechnung aufstellen müssen, wenn sie überzeugen sollte. Am Schluß seiner Berechnung stellt Herr Dischinger mit Befriedigung fest, daß der Zugring der Schalenkuppel nur 64 cm<sup>2</sup> Querschnitt erfordert, während bei der Ausführung in Stahl 96,6 cm<sup>2</sup> benötigt werden. Es hätte einem aufmerksamen Leser nicht entgehen dürfen, daß der Zugring gleichzeitig als Traupfette Biegunngsmomente aufzunehmen hat und entsprechend dimensioniert wurde, da Auflagermauerwerk nur an den Außenwänden des Kinos vorhanden ist.

Bezüglich der Aufnahme größerer Einzellasten durch Schalenkuppeln kann man verschiedener Ansicht sein, solange nicht feststeht, was man unter größerer Einzellast versteht. Jedenfalls werden die Biegunngsmomente bei großen Krümmungsradien erheblich zunehmen. Geeignet zum Tragen größerer Einzellasten halte ich allerdings die Schalenkuppeln nicht. Um auch die übrigen von Herrn Dischinger erwähnten Nebenspannungen zu streifen, möchte ich nebenbei bemerken, daß die Auflagerverhältnisse der in Frage stehenden Kuppel keinesfalls so einfach liegen, wie in der Berechnung angenommen. Von den zwölf Auflagerpunkten der Rippenkuppel sind allein vier durch verschieden geartete Träger und Unterzüge abgefangen, ein Umstand, der sicher nicht dazu beitragen würde, die Nebenspannungen in einer Schale herabzusetzen. Dasselbe gilt von der Öffnung für die Entlüftung im Scheitel.

2. Des weiteren unterlegt mir Herr Dischinger die Behauptung:

„Bei einer Betonkuppel könnte man mit der vorgesehenen Konstruktionshöhe von 30 cm nicht auskommen“,

und bezeugt hiermit eine Sorglosigkeit in der Wiedergabe meiner Ausführungen, die man eigentlich nicht erwarten sollte. In dem betreffenden Abschnitt meines Aufsatzes ist von den biegunngsfesten Kuppelkonstruktionen die Rede, nachdem im vorhergehenden die nach der Membrantheorie wirkenden Schalen- bzw. Netzwerkkuppeln ausgeschlossen wurden. Anstatt der unter 2 zitierten völlig entstellten Behauptung muß es vielmehr sinngemäß heißen:

„Die Frage lief schließlich darauf hinaus, eine Rippenkuppel in Eisenbeton oder in Stahl zu bauen. Sie wurde zugunsten der Stahlbauweise entschieden, der es allein möglich war, mit der Bauhöhe von 30 cm auszukommen.“

(Die Rippenhöhe beträgt nach Abzug der Dachhaut 24 cm.)

Hieraus geht klar hervor, daß sich das Gesagte nur auf die Eisenbetonrippenkuppel bezieht. Es ist schwer einzusehen, wie Herr Dischinger ernsthaft meinen kann, jemand bezweifelte die geringe Konstruktionshöhe einer dünnwandigen Betonschalenkuppel.

3. Die dritte, von mir tatsächlich gemachte und von Herrn Dischinger nicht ganz korrekt wiedergegebene Behauptung (das „sehr“ ist fortgelassen), daß der Bau sehr großer Kuppeln wirtschaftlich nur durch Verwendung des Stahles als Baustoff möglich ist“

halte ich selbstverständlich aufrecht. Wenn ich auch nicht den geringsten Zweifel hege, daß es sich bei den von Herrn Dischinger erwähnten großen Kuppeln um ernsthafte Angebote seiner Firma handelt, so ist doch der Beweis der Wirtschaftlichkeit erst durch die wirklichen Ausführungen zu erbringen. Die bisher größte Rotationsschalenkuppel, die in der Zuschrift unter a) erwähnte Schotchkuppel, hat nur einen Krümmungshalbmesser von 28,28 m. In den hervorragenden Festigkeitseigenschaften des Baustoffes liegt es begründet, daß die Wirtschaftlichkeit des Stahlbaues bei großen Spannweiten gegenüber anderen Bauweisen wächst. Die Wirtschaftlichkeit der Eisenbetonschalen für sehr große Kuppeln kann Herr Dischinger jedoch erst durch die wirkliche Ausführung beweisen, vorausgesetzt, daß es sich hierbei nicht etwa um einen Prestigebau handelt.

Was zum Schluß den Wegfall jeglicher Unterhaltungskosten bei den in Frage stehenden Betonkuppeln betrifft, so halte ich eine Diskussion hierüber für verfrüht. Selbst Herr Dischinger dürfte erst in einigen Jahren in der Lage sein, darüber Auskunft zu geben, ob die dünnwandigen Schalen allen Beanspruchungen getrotzt haben, ohne Unterhaltungskosten zu verursachen.

Dipl.-Ing. E. Höber.

INHALT: Helmschutz beim Bahn- und Brückenbau. — Neues Turmfördergerüst. — Oberbeanspruchungen englischer Eisenbahnbrücken. — Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung. — Verschiedenes: Hochofenbauten der Gutehoffnungshütte A.-G., Oberhausen. — Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Berlin-Tempelhof. — „Rippenkuppeln aus Stahl“.