

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. F. SCHLEICHER / DORTMUND
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

SPRINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

26. JAHRGANG

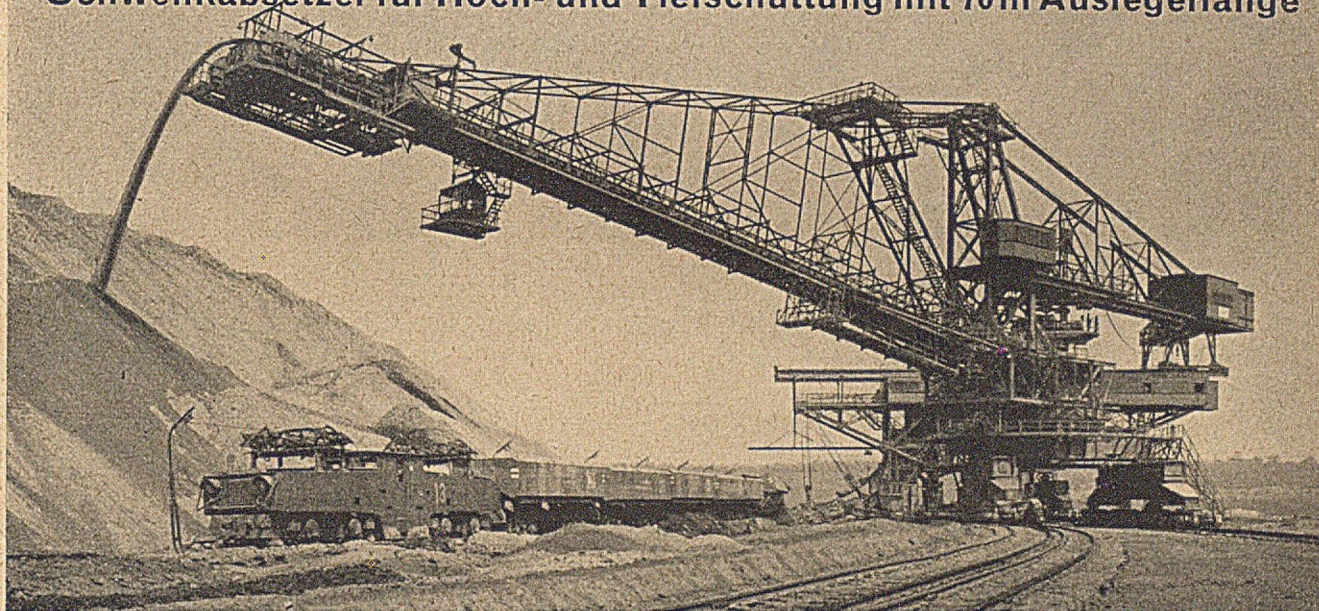
DEZEMBER 1951

HEFT 12

INHALT:

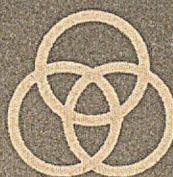
Dükerinstandsetzung unter Wasser. Von Reg- und Baurat Franz Josef Stall, Duisburg	355	Sprödbrüche in geschweißten Brücken	365
Fließbedingung bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung (Problem der stoffbedingten, inneren Gleichgewichtsbedingung.) Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Kuntze, Berlin	357	Verbund in vorgespanntem Beton	367
Angewandte Meeresgeologie im Dienste des Bauwesens. Von Prof. Dr. W. Wetzels, Kiel	362	Vorgespannter Beton in USA	368
Kurze Technische Berichte: Steinmans aerodynamische Theorie in der Fachdiskussion	364	Richten verbogener Stahlbrücken in USA	370
		Der Washburn-Tunnel	371
		Neuerungen an Bauaufzugswinden	372
		Die größten Segmentwehre der Welt	373
		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	374
		Verschiedenes	375

Schwenkabsetzer für Hoch- und Tiefschüttung mit 70 m Auslegerlänge



Wir planen und bauen

Stahl-Brücken • Stahl-Hochbauten
Industrieanlagen • Stahl-Wasser-
bauten • Großfördergeräte und
Großtransportanlagen • Weichen,
Drehscheiben, Schiebebühnen
Aufbereitungsanlagen für Kohle



und Erze • Kabel- und Verseilma-
schinen • Zerkleinerungsanlagen
Apparate und Behälter • Bergbau-
zulieferungen • Maschinen und
Einrichtungen für Zement-, Kalk-,
Gipswerke u. verwandte Industrien

STAHLBAU RHEINHAUSEN

Fernsprechanhänge: Duisburg 38 91, Moers 27 42, Rheinhausen 7 41 • Fernschreiber: Duisburg 036 838 • Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen



Bleicyanamid DK 825

Anerkanntes und wirtschaftliches
Rostschutzpigment auf Blei-Basis

Vorteile der streichfertigen Farbe:

1. Geringes spezifisches Gewicht, daher hohe Ergiebigkeit, leichte Streich- und Spritzfähigkeit.
2. Kein Absitzen und Eindicken, daher kein Materialverlust und unbeschränkte Lagerfähigkeit.
3. Höchste Wirtschaftlichkeit durch Einsparung von Materialkosten und Arbeitslöhnen.
4. Hervorragender Rostschutz durch starke und anhaltende basische Wirkung des Pigments.
5. Vorzügliche Eignung für Grund- und Deckanstriche.
6. Beste Erfahrungen bei Verwendung von Leinölfirnis und zahlreichen anderen Bindemitteln.

Seit über 15 Jahren in Großversuchen erprobt.

Vorläufige Lieferbedingungen der Deutschen Bundesbahn liegen vor

Liefernachweis der streichfertigen Farbe
durch den Hersteller des Pigments:

Duisburger Kupferhütte

Duisburg

Fernruf: Sammel-Nr. 3871

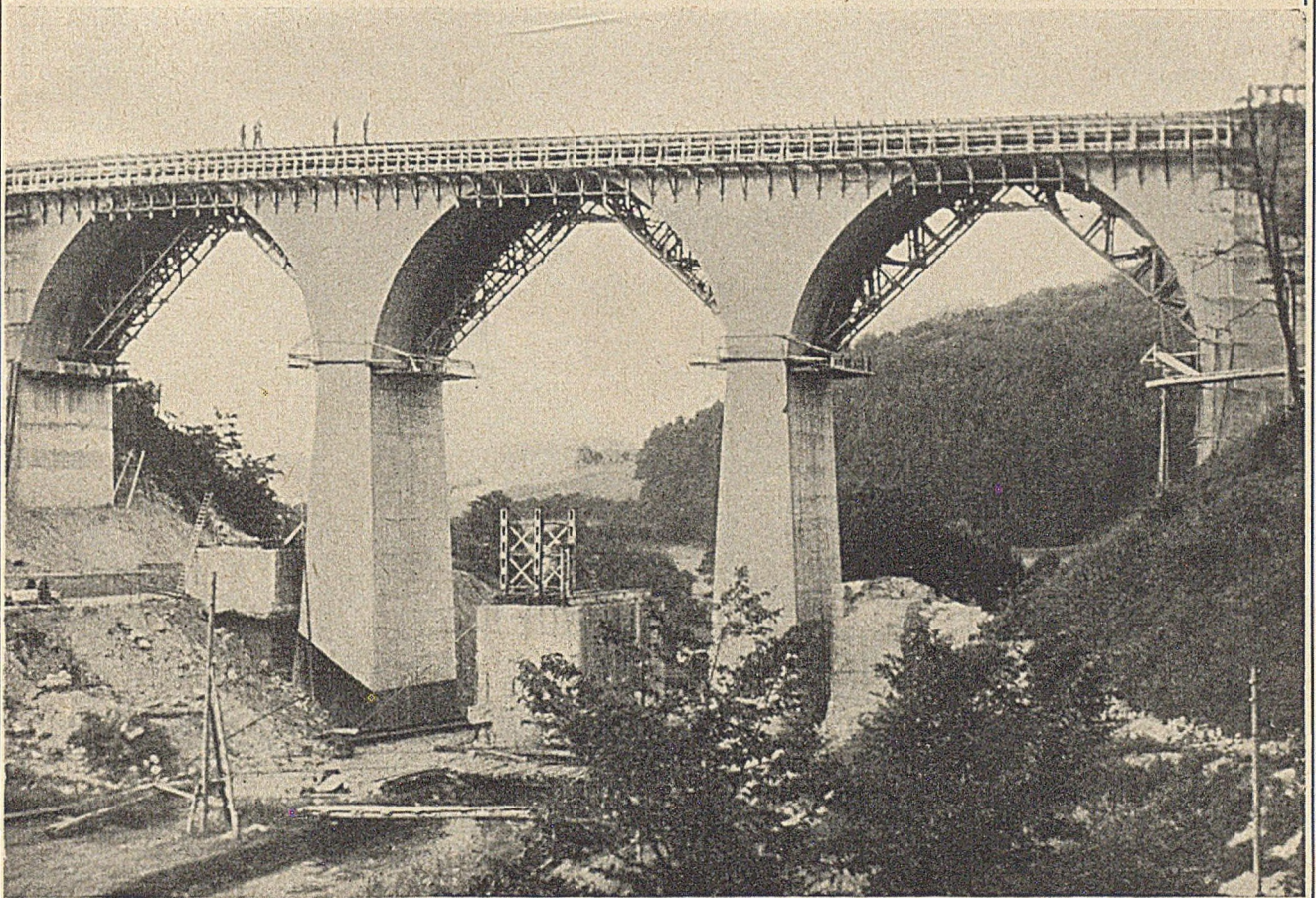
Drahtwort: Kupferhütte Duisburg

Fernschreiber: Nr. 08 68 63

Bödicker baut

Brücken · Tunnels · Straßen ·
Wasser-, Eisenbahn-, Industrie-
und Großwohnungsbau

Beton-Einpfeß- und Torkret-Spritzverfahren



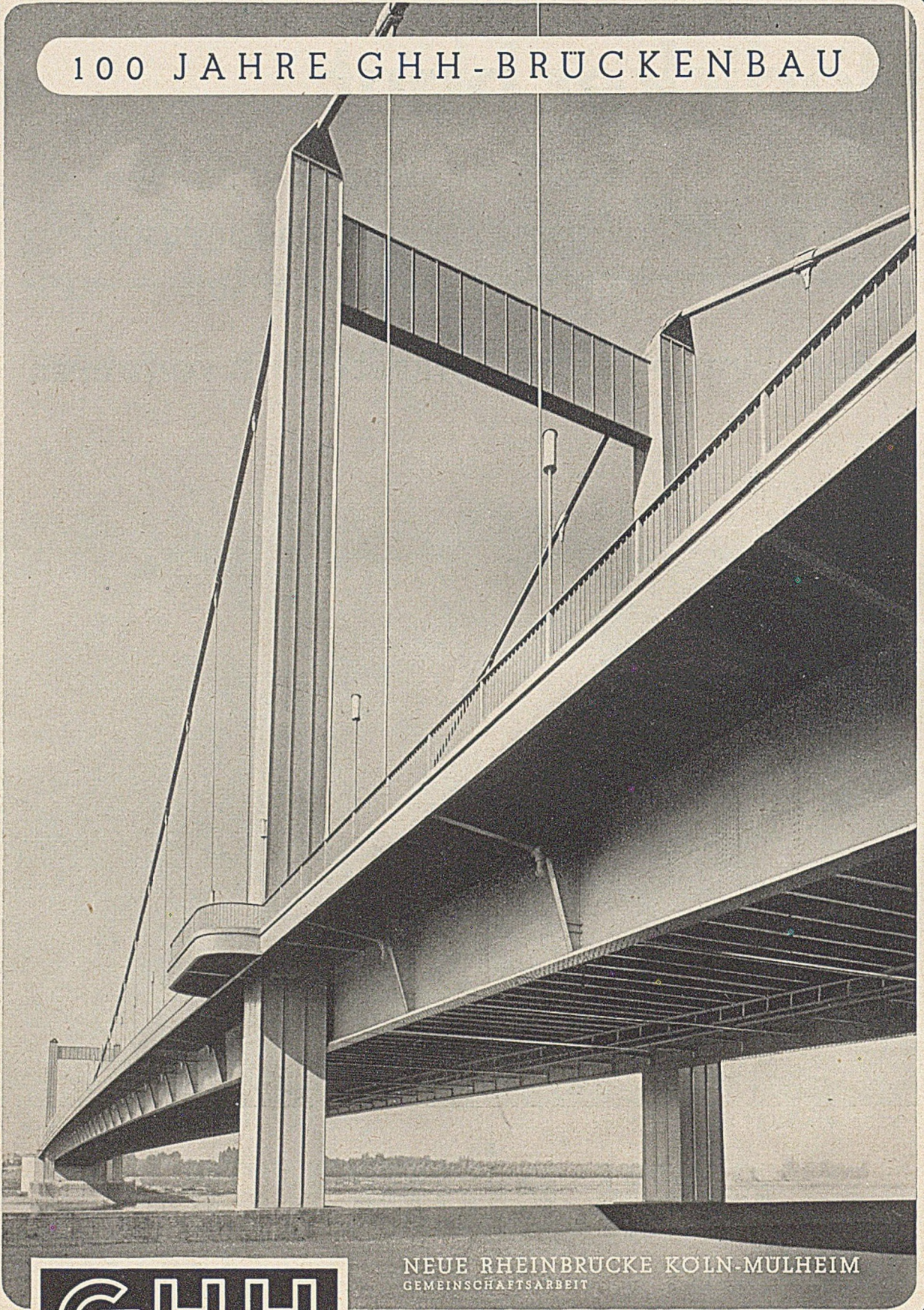
JOSSA-VIADUKT · Krs. Schlüchtern

G. CH. BÖDICKER

TIEF- UND HOCHBAUGESSELLSCHAFT

Eschwege · Frankfurt a. M. · Hannover

100 JAHRE GHH-BRÜCKENBAU



NEUE RHEINBRÜCKE KÖLN-MÜLHEIM
GEMEINSCHAFTSARBEIT

GHH

GUTEHOFFNUNGSHÜTTE WERK STERKRADE • OBERHAUSEN-RHEINLD.

Dükerinstandsetzung unter Wasser.

Von Reg.- und Baurat Franz Josef Stall, Duisburg.

Der Schmiedesbachdüker, der in zwei im Abstand von 70 m verlegten Strängen oberhalb der Schleusengruppe V bei Wanne-Eickel etwa in km 32,3 den Rhein-Herne-Kanal kreuzt und mit den anderen 20 Dükern unter dem Kanal die Vorflut der Abwässer aus dem südlichen Industriegebiet zur nördlich des Kanals verlaufenden Emscher

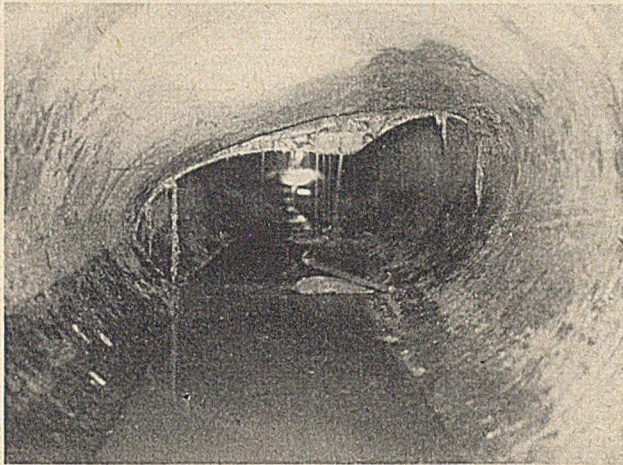


Abb. 1. Blick auf den eingedrückten Rohrstoß von der Auslaufseite her.

sicherstellt, wurde nach dem 2. Weltkriege erstmalig 1950 einer gründlichen Reinigung unterzogen. Als man in dem Oststrang mit den Säuberungsarbeiten bis zum 11. Rohrstoß von der Auslaufseite her vorgedrungen war, bot sich das in der Abb. 1 dargestellte Bild. Der 11., 12. und 13. je 3,00 m lange Rohrschuß waren durch einen Bombentreffer eingedrückt, wie eine Untersuchung der Kanalsohle über der Schadensstelle durch Taucher ergab. Das Dükerrohr von 1,25 m ϕ hatte an dieser Stelle einen ovalen Querschnitt angenommen. Am Stoß des 11. und 12. Rohr-

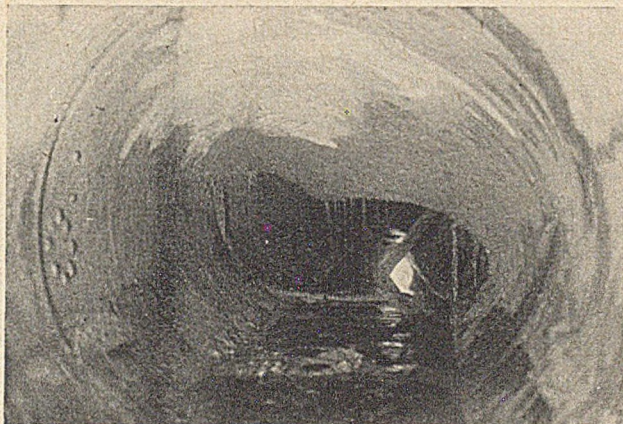


Abb. 2. Blick auf den eingedrückten Rohrstoß von der Einlaufseite her.

schusses klappte im Scheitel eine Öffnung von etwa 30 cm Höhe, die sich durch Einklemmen von Holzstücken und Steinen, verkittet mit dem tonigen Überdeckungsmaterial des Rohres, fast dichtschießend zugesetzt hätte, weshalb auch der Schaden erst bei der Reinigung bemerkt werden konnte. Die Verformung des Rohrquerschnittes, von der Einlaufseite her gesehen, zeigt Abb. 2.

Sogleich nach Feststellung der Rohrbeschädigung wurden die Reinigungsarbeiten eingestellt, um zu vermeiden,

daß durch irgendeine Unvorsichtigkeit die natürliche Abdichtung des klaffenden Rohrstoßes gestört wurde, auf dem immerhin eine Wassersäule von 4 m stand. Da außerdem dieser Düker im Bergsenkungsgebiet liegt, wurde unverzüglich die Höhenlage der im Ein- und Auslaufbauwerk eingebauten Abdämmungen zur Stauhöhe des Kanalwasserspiegels einnivelliert. Die Messung ergab, daß das Auslaufbauwerk um rd. 1,30 m bis NN + 43,90 m abgesunken war, während der Wasserspiegel in der Haltung V—VI zum Ausgleich von Senkungsschäden bisher nur um 0,40 m von NN + 45,00 m auf NN + 44,60 m abgesenkt worden war. Die Abdämmung am Dükerauslauf lag somit um $44,60 - 43,90 = 0,70$ m tiefer als der Kanalwasserspiegel, wodurch im Falle eines Wasserdurchbruchs an der Schadenstelle die akute Gefahr für das Auslaufen der Haltung V—VI um mindestens 0,70 m. Unterbrechung der Schifffahrt und Überflutung des nördlichen tiefer gelegenen Geländes mit unübersehbaren Folgeschäden bestand. Es wurde daher sofort das Auslaufbauwerk des Dükers um 1 m aufgestockt, um eine über den Kanalwasserspiegel reichende Abdämmung des Dükerstranges zu ermöglichen.

Die Auswechslung der drei durch Bombentreffer beschädigten Rohrschüsse von je 3 m Länge durch ein in-

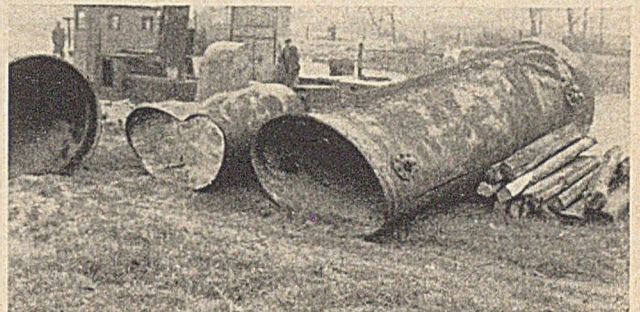


Abb. 3. Ausgebauete beschädigte Rohrschüsse.

zwischen beschafftes rd. 9 m langes Ersatzrohr war bei Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs unter Wasser durchzuführen. Hierzu wurde der sorgfältig abgedämmte Düker unter Wasser gesetzt und die Wasserstände in der Rohrleitung und Kanalhaltung auf gleiche Höhe ausgleicht. Nachdem das Uferdeckwerk auf der nördlichen Kanalböschung in der erforderlichen Breite aufgenommen und auf dem Leinpfad abgesetzt worden war, wurden mit Hilfe eines Schwimmgreifers rd. 500 m³ Überdeckungsboden im Bereich der Bruchstelle bis auf Höhe des Dükerrohres NN + 38,20 m abgebagert, in Schiffsgefäße verladen und in einer nahe gelegenen Aufhöhungsstrecke eingebaut. Der Boden seitlich der Dükerrohre und unter den Muffen wurde zur Schaffung von Arbeitsräumen von etwa 1 m Tiefe und 1 m Breite beiderseits der Rohre an bzw. unter den Verbindungsstellen von Tauchern ausgehoben und in den Greiferkorb des Schwimmkranes geladen. So entstand die für die Durchführung der weiteren Arbeiten notwendige Bau- und Arbeitsgrube mit flachgeböschten unter Wasser standsicheren Seitenwänden.

Die Muffenverbindungen der alten Dükerrohre waren durch aufgenietete Laschen, die jeweils auf beiden Seiten den Stoß überdeckten, gesichert. (Die Nietstellen sind an dem ausgebauten längeren Rohrschuß auf Abb. 3 noch zu erkennen.) Zunächst wurden noch vor Flutung der Düker-

leitung die Nietköpfe der Laschen im Trockenen abgebrannt und die Niete herausgeschlagen. Das anfangs beabsichtigte Abdichten der Nietlöcher in den liegenbleibenden Rohrenden durch Verschweißung konnte wegen des

Druck- und Biegungskräften entlasteter Schweißnaht (Kugelrundnaht) miteinander verbunden sind. Die beiden Enden des Rohres sind glatt. Die Verlegung des Rohres wurde wie folgt durchgeführt:

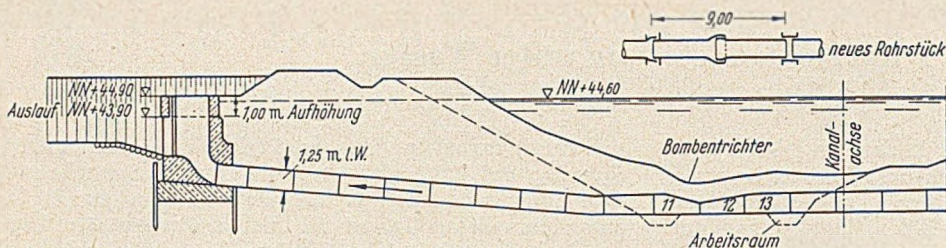


Abb. 4. Längsschnitt durch den Schmiedesbachdüker, östlicher Strang.

nachdrängenden Wassers nicht durchgeführt werden. Es mußten vielmehr später unter Wasser in diese Nietlöcher Gewinde eingeschnitten und Schraubenbolzen eingezogen werden, deren Köpfe nach Trockenlegung des Rohres abgebrannt und deren Schaftenden sodann noch verschweißt wurden. Vor dem Herausnehmen der schadhaften 3 Rohrschüsse wurde ein keilförmiges Stück aus dem mittleren Rohr herausgeschnitten und sodann die verbleibenden

der bestehenden Rohrleitung eingeführt, die Muffe mit Weiß- und Teerstrick sowie mit Blei sachgemäß verstemmt und die Gummidichtung durch Verbindung des einteiligen Sicherungsringes mit dem auf der Muffenseite angebrachten zweiteilig ausgebildeten Sicherungsring mittels Hammer-schrauben fest angepreßt. Das andere Ende des 9 m langen Rohrschusses wurde mit dem Überschieber mit beiderseitigen Stemmuffen in ähnlicher Weise mit der vorhandenen Dükerleitung verbunden, wobei ebenfalls als zusätzliche Sicherungen Gegenflansche mit Gummidichtungen eingebaut wurden. Um eine ungestörte glatte Abführung der Schmutzwässer zu ermöglichen und ein Festklemmen mitgeführter sperriger Stoffe zu verhindern, wurde der zwischen den Rohrenden im inneren Bereich des Überschiebers verbleibende Zwischenraum durch Einschweißen eines dreiteilig geschnittenen alten Rohrstückes geschlossen.

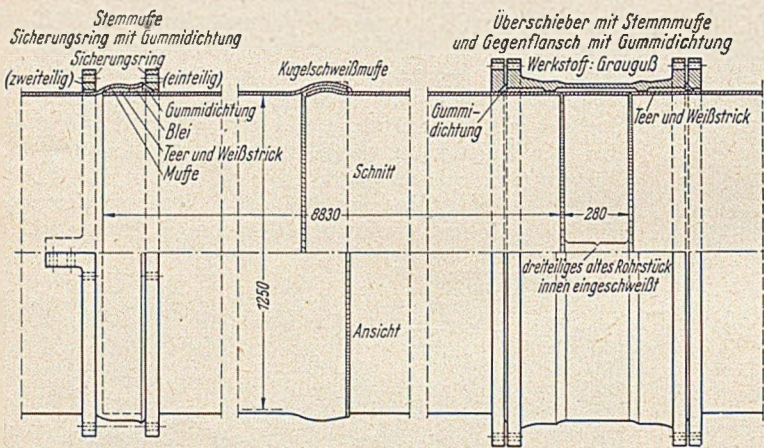


Abb. 5. Einzelheiten des neuen Rohrteils.

Enden unter Tauchereinsatz mit Hilfe des Schwimmkrans abgezogen, nachdem die Bleiverstemmung aus den Muffen herausgebrannt und die Verstemmung aus Weiß- und Teerstrick unter Wasser herausgenommen worden war. Die ausgebauten verformten Rohrstücke zeigt Abb. 3.

Auf Abb. 4 ist ein Längsschnitt durch den Oststrang des Dükers mit den beschädigten Rohrschüssen 11, 12 und 13, den Arbeitsgruben sowie einer schematischen

Nachdem auf diese Weise eine durchgehende dichte Rohrleitung wiederhergestellt worden war, wurde das Dükerrohr zur Erzielung einer gleichmäßigen satten Auflagerung bis zur halben Rohrhöhe in Feinsand eingebettet und mit einer etwa 0,50 m über den Rohrscheitel reichenden Lehmdichtung abgedeckt. Sodann wurde der übrige Teil der Baugrube durch Verklappen von anderweitig gewonnenen Aushubmassen in der zur Sicherung des Dükers gegen Auftrieb und schleifende Schiffsanker notwendigen Über-

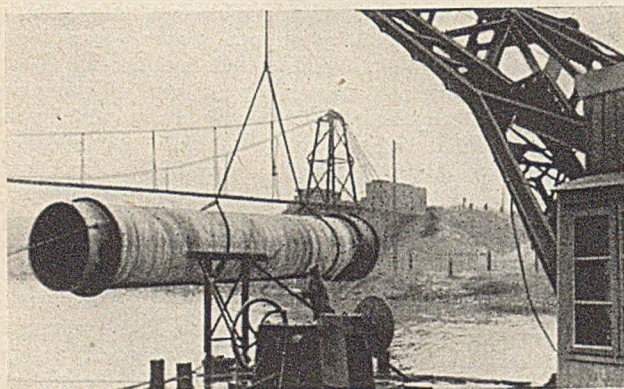


Abb. 6. Absenken des neuen rd. 9 m langen Rohrstoßes.

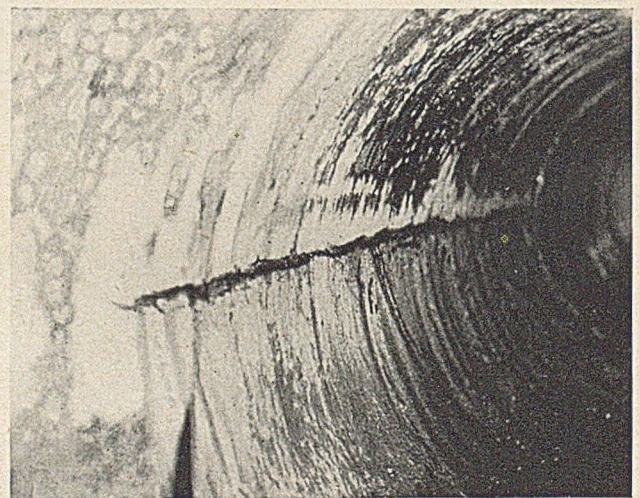


Abb. 7. Blick auf den 15 mm starken Horizontalriß im 7. Rohrschuß vom Einlauf her.

Skizze des Ersatzrohres dargestellt, während aus Abb. 5 Einzelheiten des neuen Rohrstückes mit den Verbindungsteilen zu erschen sind.

Der neue Rohrstoß von 9 m Länge, 1,25 m ϕ und 13 mm Wandstärke besteht aus 2 je 4,50 m langen Teilstücken, die durch eine Kugelschweißmuffe mit von Zug-

deckungshöhe verfüllt. Mit dem ordnungsmäßigen Wiederbau des Uferdeckwerks wurde der alte Zustand wiederhergestellt.

Nach Abschluß dieser Arbeiten wurde das Dükerrohr wieder leergepumpt und kleinere Schadensstellen der

inneren Isolierung mit Bitumen ausgebessert. Der bei den Reinigungsarbeiten ebenfalls festgestellte und in Abb. 7 festgehaltene Horizontalriß im 7. Rohrschuß von der Einlaufseite her, der auf die durch den Bombeneinschlag eingetretene und sich an dieser etwa durch Verschleiß oder Materialfehler besonders geschwächten Stelle in der Rohrleitung auswirkende Überbeanspruchung zurückzuführen sein dürfte, wurde bei dieser Gelegenheit verschweißt und mit einer zusätzlich aufgeschweißten Lasche überdeckt, die allseitig abgeschrägt war, um weniger strömungshemmend zu wirken. Nach gründlicher Entrostung und Konservierung des gesamten Dükerrohres durch Aufbringen eines zweimaligen Kaltanstriches aus Tenax und eines Heißanstriches aus Ferroid-Bitumen wurde der Oststrang wieder in Betrieb genommen. Während dieser Arbeiten wurden die Abwässer durch den vorher gereinigten Weststrang abgeleitet. Eine Übersicht der Dükerstelle mit den eingesetzten schwimmenden Geräten zeigt Abb. 8.

Die Instandsetzung des bombenbeschädigten Dükers wurde von der Firma Wilhelm Hirdes, Herne, ohne Störung des Schiffahrtsbetriebes mit bestem Erfolg durchgeführt, wobei insbesondere die zuverlässige einwandfreie Taucherarbeit hervorgehoben zu werden verdient. Sogleich

nach Verstemmung der Muffen, als die zur zusätzlichen Sicherung vorgesehenen Gegenflansche mit Gummidichtungen noch nicht angepreßt worden waren, fiel das Wasser in dem Ein- und Auslaufbauwerk durch die nicht

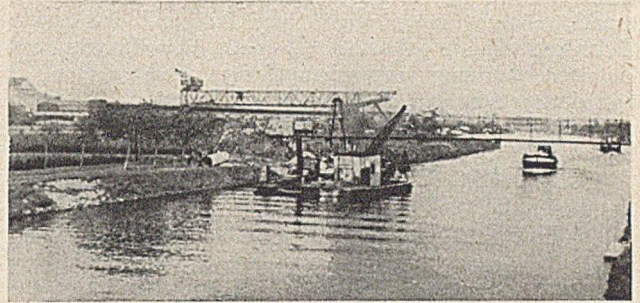


Abb. 8. Baugeräte an der Dükerstelle (Taucherprahm und Schwimmgreifer).

mehr nachgedichteten Dammbalkenverschlüsse auf den normalen Stand ab, woran noch vor Auspumpen des Dükers das Wirksamwerden der Abdichtungen und damit der volle Erfolg der schwierigen Unterwasserarbeit erkennbar wurde.

Fließbedingung bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung.

(Problem der stoffbedingten, inneren Gleichgewichtsbedingung.)

Von Prof. Dr.-Ing. Wilhelm Kuntze, Berlin. (Mitteilung aus dem Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem.)

In einer früheren Abhandlung [1] wurde die mathematische Fassung einer neuen Fließbedingung beschrieben und durch Versuchsergebnisse belegt. J. Fritsche unterzog diese Bedingung in einer Reihe von Veröffentlichungen [2] einer eingehenden Nachprüfung und kam zu dem Ergebnis, daß sie den Vorzug mathematischer Einfachheit und guter Anpassung an die Wirklichkeit besitzt. Da ihr aber eine physikalische Begründung noch fehlt, ist sie vorerst als Arbeitshypothese zu werten. Diese positiven Feststellungen wurden Anlaß zur nachträglichen Ergründung der physikalischen Zusammenhänge, aus denen sich ein Problem von praktischer Bedeutung herauskristallisierte: In der Festigkeitsberechnung pflegt man bei zusammengesetzten Beanspruchungen die aus dem normalen Zerreißversuch gewonnene Streckgrenze kurzerhand in die Elastizitätstheoretischen Spannungsfunktionen zu übertragen in der Annahme, daß die Streckgrenze eine allgemeingültige und daher auf alle Fälle übertragbare Werkstoffkonstante sei. Wie sich nun aber im Zusammenhang mit der erwähnten Fließbedingung ergibt, ist nicht ein konstanter Spannungs- oder Arbeitsgrenzwert maßgebend für die zusammengesetzte Festigkeit, sondern jeweils die Erfüllung einer inneren Gleichgewichtsbedingung, die gleichzeitig mit den äußeren Gleichgewichtsbedingungen erfüllt sein muß. Eine solche physikalische Bedingtheit folgt aus der Erkenntnis, daß in zu vergleichenden Fällen nicht die gleiche Wirkung zu erwarten ist, sondern für jeden einzelnen Fall die kleinstmögliche Wirkung (Prinzip des geringsten Widerstandes). Wie man sich diese stoffliche Gleichgewichtsbedingung vorzustellen hat, wird nachfolgend erörtert. Der Bedingung der kleinsten Wirkung, die im Abschnitt 2 beschrieben wird, werden im Abschnitt 1 einige Fälle der gleichen Wirkung vorangestellt, um den Gegensatz zwischen der bisherigen und der neueren Anschauung klarer hervorzuheben.

1. Bedingungen gleicher Wirkung.

Um das Verständnis zu erleichtern, sei der einfachste Fall der ungleichmäßigen Spannungsverteilung gewählt, nämlich geradliniger Anstieg der Spannungen von einem Nullwert bis zu der Spitzenspannung $\max \sigma$, wie er beim Biegeversuch auftritt. Der Stabquerschnitt sei, der Ver-

einfachung halber, ein rechteckiger. Auch wollen wir uns auf die Betrachtung eines Spannungsfeldes einheitlichen Vorzeichens beschränken. Es soll dann weiter unter der Voraussetzung, daß dieses Spannungsfeld den Fließeintritt bewirke, die Beziehung der Streckgrenzenspannung σ_S des normalen Zerreißstabes zu diesem Spannungsfeld unter der Annahme verschiedener Fließbedingungen festgestellt werden. Je nach der angenommenen Bedingung

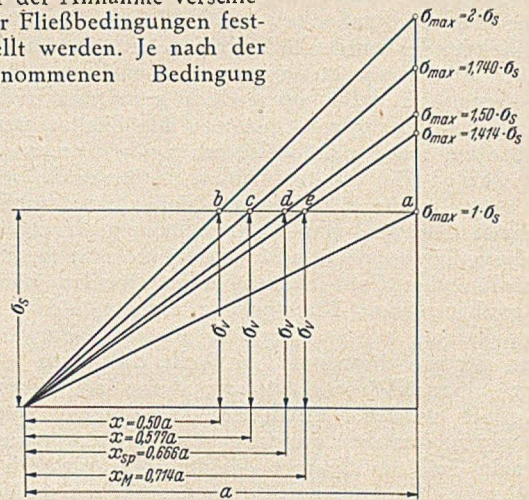


Abb. 1. Größe der fiktiven oder wirklichen Spitzenspannung $\max \sigma$ in Vielfachem der Streckgrenze σ_S und Abstand x der fiktiven Vergleichsspannung $\sigma_v = \sigma_S$ vom Spannungsnulldpunkt bei gradliniger Spannungsverteilung für die behandelten Fließbedingungen a) bis e)

steht dann $\max \sigma$ in einem ganz bestimmten Zahlenverhältnis zu σ_S . Bei den nachfolgend beurteilten Bedingungen a) bis e) ist der Reihenfolge nach $\max \sigma = 1 \cdot \sigma_S$; $= 2 \cdot \sigma_S$; $= 1,74 \cdot \sigma_S$; $= 1,50 \cdot \sigma_S$; $= 1,41 \cdot \sigma_S$ (vgl. Abb. 1). Man könnte auch annehmen, daß eine bestimmte Faser des Spannungsfeldes die Bedeutung einer Vergleichsspannung σ_v hat, die bei Fließeintritt den Wert σ_S annimmt. Der Abstand x dieser Faser vom Spannungsnulldpunkt des Spannungsfeldes ist bei den Bedingungen a) bis e) der Reihe nach $= 1 \cdot a$; $= 0,5 \cdot a$; $= 0,58 \cdot a$; $= 0,67 \cdot a$; $= 0,71 \cdot a$. Es haben aber nicht alle angeführten Bedingungen einen Anspruch

auf Gültigkeit. Die Bedingungen a), b), c) verfolgen das Prinzip der gleichen Wirkung bei gleichmäßiger und ungleichmäßiger Spannungsverteilung, sei es, daß dieselbe im meistbeanspruchten Elementarteilchen oder im Ganzen erzielt werde. Dieses Prinzip hat nach den einleitenden grundsätzlichen Erwägungen keinen Anspruch auf exakte Gültigkeit. Die im Abschnitt 2 nach dem Prinzip der kleinsten Wirkung zusammengefaßten Bedingungen d) und e) unterscheiden sich dadurch, daß erstere eine reine mechanische Auffassung wiedergibt, letztere aber die stofflichen Vorgänge erfaßt und daher eine allgemeingültige Grundlage für die Entwicklung einer Festigkeitstheorie abgeben kann.

a) Bedingung gleicher maximaler Grenzspannung. Dieser Bedingung liegt das Theorem zugrunde, daß bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung in jeder Faser des Querschnittes die Verformung analog der Fließkurve des gleichmäßig beanspruchten Zerreißstabes erfolge. Die Fließgrenze wird hierbei dadurch definiert, daß die meistbeanspruchte Stelle die Streckgrenze σ_S erreicht. Die Spitzenspannung $\max \sigma$ wird als Vergleichsspannung σ_V angesehen. Wird das Verhältnis von Maximalspannung zu mittlerer Spannung (Nennspannung) als Formziffer α_K bezeichnet, also $\alpha_K = \max \sigma / \sigma_N$, so wird, wenn die Maximalspannung die Streckgrenze erreicht, die Streckkraft

$$\sigma_N \cdot F = \sigma_S \cdot F / \alpha_K.$$

Ist die Formziffer hoch (bei kreisrunden Löchern bis 3 oder bei schärferen Kerben noch höher), so folgt, daß die Streckkraft bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung nur einen Bruchteil der Streckkraft des normalen Zerreißstabes gleichen Querschnittes betragen darf. Die Voraussetzungen für diese Lösung haben sich jedoch nicht als richtig erwiesen. Die Maximalbedingung hat nur eine nominelle Bedeutung. Man kann die Kontrolle der meistbeanspruchten Stelle, die der Konstrukteur aus begrifflichen Gründen wünscht, auch mittels der anderen Bedingungen durchführen.

Mit Rücksicht auf eine wirtschaftlichere Ausnutzung des Werkstoffes wurde seit längerem eine teilweise Plastizierung des Querschnittes zugelassen, wenn auch die Berechnungen sich dafür umständlich gestalteten und die diesen zugrundegelegten Annahmen den hier vertretenen Grundsätzen meist nicht entsprachen. In neuester Zeit hat Siebel [3] dieses Problem systematisch behandelt, indem er die Berechnungen von Dehngrenzen für bestimmte Gruppen von Beanspruchungen durchgeführt hat, deren Ergebnisse vom Konstrukteur leicht (eventuell in tabellarischer Form) übernommen werden können. Ein mathematischer Kunstgriff erleichtert hierbei die Übertragbarkeit auf variierte Verhältnisse dadurch, daß die an der meistbeanspruchten Stelle zulässigen Dehngrenzen einer „fiktiven Maximalspannung“ am Werkstück zugeordnet werden. Hierunter ist diejenige Spitzenspannung zu verstehen, welche vorhanden wäre, wenn der maximale Teil des Spannungsfeldes nicht plastisch abgebaut wäre. Mit der Formziffer α_K eines beliebigen Werkstückes ist die Belastung für diese Spannung ohne weiteres gegeben. Dieses Verfahren entspricht zwar dem dringenden Bedürfnis, die meistbeanspruchte Stelle überwachen zu können. Jedoch kann die dort zugrundegelegte Voraussetzung, nach welcher bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung sich jede im Verbands befindliche Faser so verforme, wie es die Fließkurve eines selbständigen Zugversuches anzeigt, nur als Annäherung gewertet werden. Zu erwägen wäre außerdem, ob dieses Dehngrenzenverfahren auch die Werkstoffe mit ausgeprägter Streckgrenze einbeziehen darf. Bei diesen könnte trotz einer angesetzten Dehngrenze von 0,2% an der Spannungsspitze die ausgeprägte Streckgrenze im ganzen Querschnitt überschritten werden, weil das angegebene Verfahren immerhin um 6 bis 8% zu hohe Tragmomente errechnet. Es würde dann spontan ein örtliches Fließen bis zu 2,5%

Dehnung oder mehr, je nach der Länge des Horizontalgebietes der Fließkurve, eintreten können (vergl. Abschnitt 3).

b) Bedingung gleicher mittlerer Grenzspannung. Sie bedeutet, daß bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung die Resultierende (Summe der Spannungen) die gleiche Wirkung erziele wie die Kraft am vergleichenden Zerreißstab. Diese Annahme trifft zwar bei Lochstäben mit großer Annäherung zu, so daß man bei genieteten Stäben den Restquerschnitt voll beanspruchen kann (falls ein Spröbruch nicht zu befürchten ist), indessen würde die Biegebeanspruchung unter dieser Voraussetzung um etwa 40% zu günstige Werte ergeben, so daß das an Lochstäben gefundene Ergebnis nicht verallgemeinert werden darf. Für einen Querschnitt F von der veränderlichen Breite b und der Spannungsbasis $x = a$, wobei x von derjenigen Seite der Basis zählt, wo die Spannung = 0 ist, ergibt sich:

$$\int_0^a b \cdot \sigma \cdot dx = K_N = \sigma_N \cdot F.$$

K_N ist die Nennkraft, d. h. die Kraft, welche als Belastung an der Prüfmaschine abgelesen wird.

Dementsprechend bedeutet die Nennspannung σ_N das arithmetische Mittel aus dem ungleichmäßigen Spannungsfeld. Beim Fließeintritt ergibt sich dann:

$$K_N = \sigma_S \cdot F.$$

Die Streckkraft würde also mit derjenigen am normalen Zerreißstab übereinstimmen und die mittlere Spannung σ_N hätte die Bedeutung einer Vergleichsspannung $\sigma_V = \sigma_S$, womit in Abb 1 $\max \sigma = 2 \sigma_S$ würde.

c) Bedingung gleicher mittlerer Grenzarbeit. Häufig wird auch der Vermutung Ausdruck gegeben, daß das Fließen bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung unter Aufwendung der gleichen Verformungsarbeit eintreten müsse, wie bei gleichmäßiger Spannungsverteilung. Entsprechend den einleitenden Grundsätzen muß aber vorausgesetzt werden, daß nicht die gleiche, sondern die kleinstmögliche Arbeit zu leisten ist. Dies würde eine innere Gleichgewichtsbedingung erfordern. Weder die beiden voranstehenden Bedingungen noch die Bedingung gleicher Verformungsarbeit formulieren eine innere Gleichgewichtsbedingung, sondern nur den nominellen Wert der Grenzspannung oder Arbeit. Trotz dieser Voraussetzungen, daß aus dem angeführten Grunde auch die Arbeitsbedingung nicht den wirklichen Verhältnissen entsprechen kann, soll sie hier abgeleitet werden, weil ihre Folgerungen instruktiv sind*.

Als Vergleichsspannung σ_V für ein ungleichmäßiges Spannungsfeld, das von der Spannung 0 auf der einen Seite zu einem Größtwert $\max \sigma$ geradlinig anwächst, soll diejenige Spannung verstanden werden, die als gleichmäßig verteilte Spannung die gleiche elastische Arbeit liefert wie das ungleichmäßige Spannungsfeld. Für die Abhängigkeit der Dehnung von der Spannung soll dabei das Gesetz

$$\epsilon = \frac{1}{E} \cdot \sigma^n$$

angenommen werden.

Mit obigen Bezeichnungen und $\frac{x}{a} = \xi$, sowie $b = 1$ ist an der Stelle x die Spannung $\sigma = \xi_{\max} \sigma$. Die Arbeit einer Faser von der Breite dx ist

$$dA = \int_0^{\sigma} \epsilon \cdot d\sigma.$$

In das Integral ist der Ausdruck für die Dehnung einzusetzen. Dann folgt

$$dA = \frac{1}{E} \cdot \frac{1}{n+1} \sigma^{n+1}.$$

* Herrn Dr.-Ing. K. Rühl danke ich für die gefällige Durchführung der Berechnung.

Die gesamte Arbeit für den ganzen Querschnitt wird

$$A = \frac{1}{E \cdot (n+1)} \cdot \int_0^a \sigma^{n+1} \cdot dx.$$

Mit der Einführung von $\sigma = \xi \cdot \max \sigma$ und von $dx = a \cdot d\xi$ und mit den Grenzen $\xi = 0$ und $\xi = 1$ wird die ganze Arbeit

$$A = \frac{a \cdot \max \sigma^{n+1}}{(n+1)(n+2) \cdot E}.$$

Bei gleichmäßig verteilter Spannung σ_v wird unter Annahme derselben Abhängigkeit der Dehnung von der Spannung wie oben eine elastische Arbeit erzeugt von

$$A = \int_0^{\sigma_v} \varepsilon \cdot a \cdot d\sigma_v = \frac{a}{E} \cdot \int_0^{\sigma_v} \sigma_v^n \cdot d\sigma_v = \frac{a \cdot \sigma_v^{n+1}}{E \cdot (n+1)}.$$

Die beiden Werte sind einander gleichzusetzen. Dadurch ergibt sich für die Grenzspannung als Vielfaches der Vergleichsspannung folgender Ausdruck

$$\frac{\max \sigma}{\sigma_v} = \sqrt[n+1]{n+2}.$$

Für den Abstand x_v der Vergleichsspannung vom Spannungsnullpunkt ergibt sich die einfache Proportion

$$x_v = a \cdot \frac{\sigma_v}{\max \sigma}.$$

Der Zahlenwert dieser Ausdrücke ist abhängig von dem Exponenten n . Die Ausrechnung liefert folgende Zahlenreihe

n	1	2	3	4	5
$\frac{\max \sigma}{\sigma_v}$	1,74	1,59	1,49	1,42	1,39
$\frac{x_v}{a}$	0,577	0,630	0,672	0,704	0,720

Sollen die errechneten Beziehungen auf den Fließbeginn angewendet werden, so muß $\sigma_v = \sigma_S$ gesetzt werden. Bei elastischer Arbeitsgleichheit ergibt sich dann $\max \sigma = 1,74 \sigma_S$ (vgl. Abb. 1). Das ist erfahrungsgemäß ein um etwa 25 % zu hoher Wert gegenüber der Wirklichkeit, und es läßt sich daraus folgern, daß sich nicht das Gesetz der gleichen elastischen Arbeitswirkung erfüllt. Setzt man aber voraus, daß an der Fließgrenze schon eine gewisse Plastizierung eingetreten sei und dann Arbeitsgleichheit bei gleichmäßiger und ungleichmäßiger Spannungsverteilung herrschen solle, so ergäbe sich aus der vorstehenden Zahlenreihe für den der Wirklichkeit angepaßten Quotienten $\max \sigma / \sigma_S = 1,41$ ein zwischen 4 und 5 liegender Exponent n . Hiermit ergäbe sich für eine Spannung, die der Streckgrenze des Stahles gleichkommt, eine Dehnung von der Größe einer siebenstelligen Zahl, wohingegen das Horizontalgebiet an der Streckgrenze dieses Werkstoffes in der Regel einer Dehnung von 1 bis 2 % entspricht. Diese Diskrepanz ist so groß, daß nicht nur die angenommene Bedingung gleicher Arbeitsleistung hinfällig wird, sondern daß auch die Art der Formulierung derselben durch Summierung Faser für Faser unter Zugrundelegung der Fließkurve ein unwirkliches Verfahren darstellt.

2. Bedingungen kleinster Wirkung.

d) Gleichgewicht zwischen elastischem und plastischem Moment (nach Prager).

Bei den drei erstgenannten Bedingungen wurde bei zwei vergleichenden Spannungszuständen die gleiche Wirkung zur Voraussetzung gemacht, obgleich nach allgemeinen Überlegungen die geringste Wirkung erwartet werden muß. Bei der jetzt zu beschreibenden Bedingung wird nicht beim zu vergleichenden Zug- und Biegeversuch die unmittelbar gleiche Wirkung gesucht, sondern eine Gleich-

gewichtsbedingung erfüllt. Dies entspricht zwar den eingangs entwickelten Voraussetzungen, doch sei voraus bemerkt, daß die hier angesetzte mechanische Gleichgewichtsbedingung immer noch nicht vollständig die Forderung des geringsten inneren Widerstandes erfüllt, welche erst mit der letzten beschriebenen Fließbedingung c) zum Ausdruck gebracht wird. Doch ist die Beschreibung dieser Fließbedingung für das Verständnis von Vorteil.

Auf Grund der Biegeversuche von Thum und Wunderlich [4], welche eine Fließgrenzenüberhöhung an der maximalbeanspruchten Stelle zeigten, stellte Prager [5] folgende mathematische Fließbedingung auf: Bei Eintritt des spontanen Fließens ist das elastische Biegemoment, welches die ungleichmäßige Spannungsverteilung erzeugt, gleich dem plastischen Biegemoment bei vollständiger und ausgeglichener Plastizierung des Querschnittes unter der Streckgrenzenspannung des Zerreißstabes. Es ergibt sich, wenn die halbe Höhe des Biegestabes von rechteckigem Querschnitt mit a bezeichnet wird, das nur auf eine Querschnittshälfte F , also auf ein Spannungsfeld einheitlichen Vorzeichens bezogene Moment

$$M/2 = \max \sigma \cdot W/2 = \sigma_S \cdot F \cdot a/2.$$

Mit $W = b \cdot (2a)^2/6 = F \cdot 2a/3$ ergeben sich

$$\max \sigma = 1,5 \sigma_S$$

und

$$M = 1,5 \cdot \sigma_S \cdot W.$$

Dadurch, daß diese Bedingung nicht mittels einer Vergleichsspannung σ_v auf die Streckspannung σ_S , sondern auf den Totalwert $\sigma_S \cdot F$ zurückgeführt wird und einer inneren Gleichgewichtsbedingung genügt, entspricht sie, wenigstens nach mechanischen Gesichtspunkten, der Anforderung nach geringstem Energieaufwand. Die Gleichgewichtsbedingung zerfällt einerseits in das in der Baustatik für die reine Biegung allgemein angewandte zweifache Axiom, daß das äußere Biegemoment gleich dem inneren Moment und das Moment der Zugzone gleich dem Moment der Druckzone sein muß und andererseits in das Postulat, daß das elastische Moment bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung gleich dem plastischen bei gleichmäßiger Spannungsverteilung sei. Letzteres schließt zwei Merkmale in sich ein: erstens, daß es sich mit der Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung der Wahrnehmung durchschießender Fließschichten anpaßt und zweitens, daß sich mit dieser Bedingung die Biegekraft auf die Streckkraft $\sigma_S \cdot F$ des normalen Zerreißstabes zurückführen läßt. Daß aber die Prager'sche Bedingung den stofflichen Anforderungen noch nicht voll genügt, geht aus folgendem hervor.

e) Momentengleichgewicht bezogen auf den Fließmittelpunkt (Widerstandsmittelpunkt). In dem Prager'schen Ansatz ist noch eine weitere formale Gleichgewichtsbedingung enthalten, welcher man in der Baustatik keinen besonderen Wert zumißt, welche aber für das stoffliche Verhalten von entscheidender Bedeutung ist. Man kann das innere Moment aus Spannungen gleichen Vorzeichens auch so schreiben, daß die Spannungserresultierende im Schwerpunkt des Spannungskörpers angreife, dann ergibt sich, wenn x_{SP} den Abstand der Resultierenden vom Schwerpunkt bedeutet:

$$R \cdot x_{SP} = R' \cdot x'_{SP} = \sigma_S \cdot F \cdot \frac{a}{2}. \quad [1]$$

Mit $x_{SP} = a \cdot 2/3$ und $R = \max \sigma \cdot a \cdot b/2 = \max \sigma \cdot F/2 = 0,75 \sigma_S \cdot F$ ergibt sich sowohl das Biegemoment $M/2$ als auch die Spitzenspannung $\max \sigma$. Diese Formulierung, die mit der Einführung des Widerstandsmomentes W nicht mehr in Erscheinung trat, bringt zum Ausdruck, daß auch innerhalb des Spannungsfeldes (bzw. Spannungskörpers) einheitlichen Vorzeichens Gleichgewicht herrscht, indem die Summe der Momente bezogen auf den Schwerpunkt des Spannungskörpers = 0 ist. Es besteht also die allgemeine

Beziehung, wenn b auch als veränderlich angenommen wird:

$$\int_0^{x_{SP}} \sigma \cdot (x_{SP} - x) \cdot b \cdot dx = \int_{x_{SP}}^a \sigma \cdot (x - x_{SP}) \cdot b \cdot dx. \quad [II]$$

Nun kann diese Gleichgewichtsbedingung nur in einem elastisch steifen System Gültigkeit haben, weil nur dann die virtuellen Verschiebungen der einzelnen Punkte proportional ihrem Abstand vom Schwerpunkt sind. In der Mechanik elastisch-steifer Körper ist das immer der Fall. Sobald aber Fließen eintritt, ist diese Bedingung in dieser Form, d. h. unter Ansatz des Momentensatzes, nicht mehr aufrecht zu erhalten. Das Fließen vollzieht sich so, daß benachbarte Teilchen, ungeachtet der auf ihnen lastenden verschiedenen Spannungen, eine möglichst gleichgroße Bewegung durchführen. Es zeigt sich hier wieder das Prinzip der geringsten Energie. Wir wissen aus dem Gebiete der Kristallplastizität, daß bei großer Gleichmäßigkeit der Atomabstände translative Bewegungen fast energielos vor sich gehen und der Fließwiderstand von Metallkristallen nur nach Gramm zählt. Selbst im weniger geordneten, vielkristallinen Stahl bleibt, wegen der damit verbundenen Energiesparnis, die Neigung zu translativer Verformung sogar in makroskopischer Form bestehen. So erkennen wir die durchschießenden Fließschichten als ein gemeinsames und daher gleichmäßiges Umklappen aller Fasern in die Schubrichtung. Diese Vorgänge bleiben nicht ohne Einwirkung auf den Ansatz der inneren Gleichgewichtsbedingung.

Jede Gleichgewichtsbedingung besteht aus mindestens zwei Teilen: Erstens muß die Summe der Kräfte gleich 0 sein, um eine fortschreitende Bewegung zu verhindern, und zweitens muß die Summe der Momente gleich 0 sein, um eine Drehung auszuschließen. Hinsichtlich des stofflichen Gleichgewichts im fließenden Querschnitt bildet der erste Teil der Gleichgewichtsbedingung kein Problem, da der stoffliche Widerstand immer gleich den Anspannungen ist, wohl aber der zweite Teil. Die Resultierenden auf beiden Seiten der Gl. [I] müssen im Gleichgewichtspunkt jedes Spannungsfeldes angreifen, damit nicht ein zusätzliches Drehmoment hinzutritt. Der Gleichgewichtsmittelpunkt ist, wie schon erwähnt, bei einem elastisch steifen Werkstoff identisch mit dem Schwerpunkt des Spannungsfeldes, welcher mit Gl. [II] dadurch definiert ist, daß die Summe der Momente, bezogen auf ihn selbst, gleich 0 ist. Diese Momentengleichung ist nicht identisch mit dem Gleichgewicht der Biegemomente, sie bezieht sich auf die virtuellen Arbeiten, und zwar innerhalb der Fließschichten, in welchen sich ja die Fließgrenzenüberschreitung vollzieht.

Da hierbei die Materie in der beschriebenen Weise in eine sprunghafte, gleichartige Bewegung gerät, und ihre allseitige Steifigkeit verliert, ist sie in diesem Raume nicht imstande, momentenbedingte virtuelle Verschiebungen anzunehmen, d. h. Verschiebungen, die proportional dem jeweiligen Abstand vom Schwerpunkt sind. Die virtuellen Verschiebungen können, entsprechend dem gemeinsamen Umklappmechanismus aller Fasern, wie überhaupt entsprechend dem Begriff der Translation, über der ganzen Spannungsbasis nur die gleichen sein. Der Gleichgewichtsmittelpunkt liegt aber nicht im Schwerpunkt des Kraftfeldes, sondern nach Gl. [III] im Kraftmittelpunkt, so, wie etwa die Resultierende der Windkräfte nicht im Schwerpunkt einer Schiffsegelfläche, sondern in deren Kraftmittelpunkt angreifen muß, weil das Segeltuch nicht imstande ist, Momente zu übertragen.

Bezeichnet man diese Verschiebung mit η und den Abstand des neuen Gleichgewichtsmittelpunktes, welcher eine vom Schwerpunkt etwas abweichende Lage hat, von der Nulllinie mit x_M , so lautet die neue Gleichgewichtsbedingung:

$$\eta \cdot \int_0^{x_M} \sigma \cdot b \cdot dx = \eta \int_{x_M}^a \sigma \cdot b \cdot dx, \quad [III]$$

aus welcher sich, wenn die Spannungsverteilung bekannt ist, x_M ermitteln läßt. Diesen so ausgezeichneten Kraftmittelpunkt wollen wir zum Unterschied vom Schwerpunkt des Spannungskörpers mit Fließmittelpunkt oder Widerstandsmittelpunkt bezeichnen. In ihm muß man sich, sobald das Fließen eingetreten ist, die Resultierende des Spannungskörpers angreifen denken, wenn dieselbe dem Fließwiderstand das Gleichgewicht halten soll. Stellt man unter dieser Voraussetzung die Momentengleichung für den Biegevorgang analog Gl. [I] auf, so lautet sie:

$$R \cdot x_M = (\max \sigma \cdot F/2) \cdot x_M = R' \cdot x'_M = \sigma_S \cdot F \cdot a/2, \quad [IV]$$

wobei für die rechte Seite der Gleichung zu bemerken ist, daß bei gleichmäßiger Spannungsverteilung und gleichbleibender Querschnittsbreite b der Fließmittelpunkt mit dem Schwerpunkt des Spannungsfeldes zusammenfällt, also

$x'_M = x_{SP} = \frac{a}{2}$ ist. Aus der Bedingung [III] ergibt sich für das dreieckige Spannungsfeld $x_M = a/\sqrt{2}$, so daß

$$\max \sigma = \sqrt{2} \cdot \sigma_S = 1,414 \cdot \sigma_S$$

wird. Damit ergibt sich das normale mechanische Biegemoment:

$$M/2 = 1,414 \sigma_S \cdot W/2 = (1,414 \sigma_S \cdot F/2) \cdot x_{SP}. \quad [V]$$

Zwecks klarer Unterscheidung der mechanischen und stofflichen Begriffe soll das auf den Schwerpunkt bezogene Moment als „Spannungsmoment“ oder mechanisches Moment, das auf den Fließmittelpunkt bezogene als „Fließmoment“ und das aus der gleichmäßig verteilten Streckkraft herrührende als „Streckmoment“ bezeichnet werden. (Der bisher übliche Begriff „Widerstandsmoment“ paßt terminologisch nicht in diese Gedankenfolge, da er das verschiedenen Querschnittsprofilen zugeordnete mechanische Moment, nicht aber einen stofflichen Widerstand zum Ausdruck bringt.) Streckmoment und Fließmoment werden als Ausdrücke des Fließzustandes einander gleichgesetzt. Das mittels des mechanischen Momentes ausgedrückte Tragmoment muß bei Eintritt des spontanen Fließens schon deshalb kleiner ausfallen als diese beiden, weil es sich hierbei nicht nur um eine theoretische, sondern reale Umwandlung der aufgespeicherten elastischen Arbeit in eine plastische handelt, wobei die Dehnungswege plötzlich größer und Kraft und Moment daher kleiner werden. Mit diesem Umstand stehen die verschiedenen Abstände des Fließmittelpunktes und Schwerpunktes von der Nulllinie in Einklang, mit denen die Resultierende R angreift. Zwischen elastisch-steifem und plastischem Zustand kann kein Momentengleichgewicht herrschen. Die Bedingung von Prager genügt dieser Forderung nicht, und wie an einer umfassenden Übersicht von Versuchsbeispielen von Fritsche [2] nachgewiesen wurde, fallen die nach Prager berechneten Tragmomente gegenüber der Wirklichkeit zu hoch aus, während die über das Fließmoment ermittelten Tragmomente sich der Wirklichkeit gut anpassen. Fritsche schreibt: „Bei ihrer sinngemäßen Erweiterung auf die Berechnung der Tragfähigkeit außer mittig gedrückter Stahlstützen liefert sie (die Pragersche Fließbedingung) unverkennbar gegenüber der Erfahrung zu große Werte, so daß, wenn auch ein endgültiges Urteil noch nicht gesprochen werden kann, doch der Kuntze'schen Fassung der Fließbedingung der Vorzug gegeben werden muß.“

Die mittels des Fließmomentes formulierte Fließbedingung wurde in [1] kurzerhand durch die Gl. [III] zum Ausdruck gebracht mit der Zusatzbedingung, daß die im Fließmittelpunkt des Spannungskörpers auftretende örtliche, als Widerstandsmittel bezeichnete Spannung σ_M gleich σ_S zu setzen, also als Vergleichsspannung zu betrachten sei. Denn aus Gl. [IV] ergibt sich unmittelbar die Proportion $\max \sigma / \sigma_S = a/x_M$, d. h. im Fließmittelpunkt tritt die Spannung σ_S auf (ebenso wie nach der Bedingung von Prager nach

Gl. [I] im Schwerpunkt die Spannung σ_S auftritt; Abb. 1). Diese Proportion trifft aber nur bei geradliniger Spannungsverteilung zu. Bei nicht geradliniger Spannungsverteilung weicht σ_M etwas von σ_S ab und σ_M hat daher (ebenso wie die örtliche Spannung im Schwerpunkt bei der Bedingung von Prager) nicht allgemein die Bedeutung einer Vergleichsspannung. In diesem Fall ist dann die Lösung analog der Gl. [IV] vorzunehmen. Die diesbezügliche abweichende Formulierung, die in genannter Veröffentlichung [1] mangels der erst jetzt gegebenen theoretischen Ableitung erfolgte, sei hiermit richtiggestellt.

Jede ungleichmäßige Spannungsverteilung, gleichgültig ob sie beim Geradrichten, bei Zug- oder Druckbeanspruchung gelochter Stäbe oder durch außermittige Zug- oder Druckbeanspruchung von Stäben entsteht, ist auf eine Momentenwirkung zurückzuführen. Deshalb kann für solche Fälle grundsätzlich das beschriebene Berechnungsverfahren angewendet werden. Verlaufen die Spannungen bei einheitlichem Vorzeichen von einem endlichen Wert $\min \sigma$ bis zu dem Wert $\max \sigma$, wie es z. B. beim einfachen Lochstab der Fall ist, so ist das Spannungsfeld ($\sigma - \min \sigma$) gesondert wie bei der einfachen Biegung zu behandeln. Es ist also:

$$R \cdot x_M = (\sigma_S - \min \sigma) \cdot F \cdot \frac{a}{2}$$

Mit $\sigma - \min \sigma = \sigma'$ ist

$$R = \int_0^a \sigma' \cdot b \cdot dx = \sigma'_N \cdot F$$

Dies eingesetzt ergibt

$$\sigma'_N \cdot F \cdot x_M = (\sigma_S - \min \sigma) \cdot F \cdot \frac{a}{2}$$

Das Verhältnis $\sigma'_N / \min \sigma = u$

ist aus der Spannungsverteilung bekannt und wird in die Gleichung eingeführt:

$$u \cdot \min \sigma \cdot x_M = \sigma_S \cdot \frac{a}{2} - \min \sigma \cdot \frac{a}{2}$$

$$\min \sigma = \frac{\sigma_S \cdot \frac{a}{2}}{u \cdot x_M + \frac{a}{2}}$$

Für den Fall des symmetrischen Lochstabes wäre dann die gesamte Zugkraft an der Fließgrenze

$$Z_S = 2 (\min \sigma + \sigma'_N) \cdot F = 2 \sigma_S \cdot F \cdot \frac{a(1+u)}{2u \cdot x_M + a}$$

Für den Fall, daß bei Überlagerung von Biegespannungen mit Zug- oder Druckspannungen zwei Spannungsfelder verschiedenen Vorzeichens entstehen, wie z. B. bei außermittig beanspruchten Stützen, hat Fritsche [2] eine Reduktion beider Spannungsfelder auf ein Spannungsfeld von der Form $\sigma - (-\min \sigma)$ vorgenommen, mit der Zusatzbedingung, daß $\sigma_M = 2 \sigma_S - 2 \sigma_N$ ist. Diese Formulierung, die von dem Bestreben ausgeht, den Gesamtquerschnitt in die Bedingung einzubeziehen, steht aber nicht im Einklang mit der neuerdings gegebenen Ableitung der Fließmomentenbedingung. Diese setzt voraus, daß jedes Spannungsfeld einheitlichen Vorzeichens für sich im Gleichgewicht mit dem stofflichen Widerstand steht und die Fließbedingung daher nur für das wirksamste Spannungsfeld einheitlichen Vorzeichens angesetzt werden muß.

3. Einfluß der Fließformen des normalen Zerreißstabes.

Die mittels des Fließmomentes formulierte Fließbedingung beruht auf dem auf den Fließmittelpunkt bezogenen inneren Gleichgewicht im Fließzustand. Dabei ist es für die Gültigkeit dieser Fließbedingung bedeutungslos, ob die Fließkurve des Werkstoffes kontinuierlich verläuft oder einen Knick an der Streckgrenze zeigt. In beiden Fällen resultiert das Tragmoment aus der Streckkraft $\sigma_S \cdot F$ bzw. bei konventioneller Streckgrenze $\sigma_{0,2} \cdot F$. Ob bei ausgeprägter Streckgrenze am Zugstab wie am Biegestab die bis dahin unterbundene Verformung spontan nachgeholt wird oder bei konventioneller Streckgrenze (Werkstoff

mit kontinuierlicher Fließkurve) die Verformung an der Spannungsspitze vorausläuft, ist für die Gültigkeit der Fließbedingung ebenfalls ohne Belang; denn für die Gleichgewichtsbedingung sind die virtuellen Verschiebungen, nicht aber die vorausgegangenen Plastizierungen, maßgebend. Die Fließbedingung sagt daher auch nichts darüber aus, wie groß die Verformung in der meistbeanspruchten Faser oder im Gesamten ist. Damit ist die universelle Anwendbarkeit dieser Bedingung begründet. Die Gültigkeit dieser Fließbedingung wird demnach auch nicht dadurch berührt, daß man die Streckgrenzenüberhöhung an der Spannungsspitze nicht als allgemein erwiesen ansieht und die Fließschichten nicht immer den ganzen Querschnitt durchdringen.

Da der Fließmechanismus am einfachen Zerreißstab im allgemeinen nicht richtig gedeutet wird, sei nachfolgend eine kurze schematische Erklärung der beiden Erscheinungsformen seines Ablaufs wiederholt. Der erste Fall (ausgeprägte Streckgrenze) ist der, daß ein die Kristallkörner schachtelartig umschließendes sprödes Gerüst (hervorgehoben durch disperse Karbideinlagerungen) zunächst die Plastizität unterbindet und nach dem Zusammenbruch dieses Gerüsts sich die aufgespeicherte elastische Energie spontan in plastische umsetzt. Dies geschieht nun nicht so, daß sich der Stab sofort auf seiner ganzen Länge plastisch verformt, dazu reicht die aufgespeicherte elastische Energie nicht aus. Vielmehr verformt sich sprunghaft nur ein kleiner Abschnitt der Stablänge, aber voll bis zu dem Grade, wie es der plastische Grundstoff ohne Beeinflussung durch das spröde Gerüst unter der erreichten Spannung tun würde. Bei weiterer Zufuhr von Energie schreitet dann unter gleichem Kraftaufwand die Verformung in Richtung der Stablänge fort und erzeugt so das Horizontalgebiet im Fließdiagramm. Dasselbe darf also nicht als eine verfestigungslose „idealplastische“ Verformung des Werkstoffes gedeutet werden; es bedeutet lediglich eine Aneinanderreihung gleicher Energiequanten. Diese Tatsache wurde in [6] meßtechnisch nachgewiesen. Bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung unterscheidet sich der

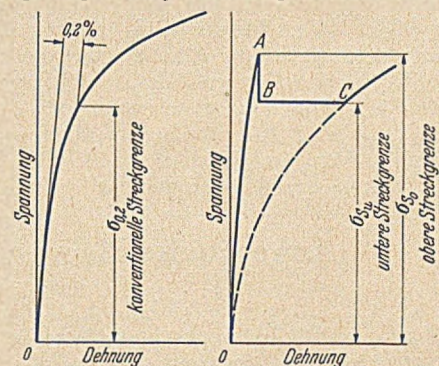


Abb. 2a und b. Schematische Dehnungsdiagramme für zwei verschiedene Fließformen: a) kontinuierliches Fließen von Werkstoffen ohne Horizontalgebiet im Dehnungsschaubild, b) sprunghaftes Fließen in Fließschichten von Werkstoffen mit Knick und Horizontalgebiet im Dehnungsschaubild.

Fließvorgang eines Werkstoffes mit a) kontinuierlicher und b) knickartiger Fließkurve dadurch, daß im Falle b) (Abb. 2b und 3b) das Fließen zunächst in Richtung der Stablänge und im Falle a) (Abb. 2a und 3a) von der Maximalspannung ausgehend, in der Querrichtung fort-schreitet. Ist im Falle b) die nachzuholende Verformung über die ganze Stablänge fortgeschritten, die Horizontale der Fließkurve also im Punkte C angelangt, dann erfolgt die weitere Verformung wie im Falle a) nach einer kontinuierlichen Fließkurve, deren rückwärtige Verlängerung durch den Koordinatenanfangspunkt 0 geht. Nach Erreichen des Punktes C verhalten sich demnach beide Werkstoffe gleichartig. Die Fließmomentenbedingung kann sich mit der Einführung des Wertes $\sigma_S \cdot F$ ebenso gut auf den Knickpunkt B wie auf den Punkt C, als Bestandteil der kontinuierlichen Fließkurve, beziehen, wodurch zum

Ausdruck kommt, daß die Bedingung ebenso gut auf die ausgeprägte wie auf eine konventionelle Streckgrenze mit toleriertem Dehnungsbetrag anwendbar ist. Wie sich bei beiden Werkstoffen unter Biegebeanspruchung die plastische Verformung im einzelnen vollzieht, um mit den Verformungsbedingungen des Biegestabes verträglich zu bleiben, dürfte nach den voranstehenden Darlegungen keinen Einfluß auf die Anwendbarkeit der Fließbedingung haben. Beide Fälle unterscheiden sich praktisch nur dadurch, daß man bei ausgeprägter Streckgrenze die Gültigkeit der Fließbedingungen experimentell nachweisen kann, während bei kontinuierlicher Fließkurve ein fester Vergleichspunkt für einen solchen Nachweis fehlt.

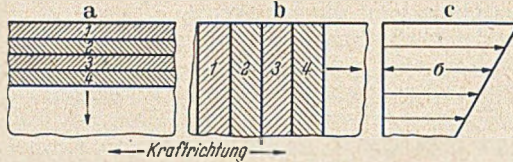


Abb. 3a bis c. Schematische Gegenüberstellung des Fortschreitens der Plastizierung bei den in Abb. 2a und b gekennzeichneten Fließformen; die eingeschriebenen Zahlen deuten die Aufeinanderfolge der plastizierten Volumen an. c = angenommene Spannungsverteilung.

Die erwähnte Verträglichkeit des stofflichen Verformungsmechanismus mit den mechanischen Gesetzen der Biegeverformung besteht darin, daß in beiden Fällen die Verformung an der Außenfaser am größten sein und bis zur neutralen Achse auf den Wert Null abnehmen muß. Bei ausgeprägter Streckgrenze geschieht dies in sprunghaften Einzelvorgängen, deren Anordnung und Ausführungsformen sich der Gesamtbedingung anpassen, aber sonst keine besonderen Regeln erkennen lassen. Bei kontinuierlicher Fließkurve verlaufen die Verformungsunterschiede von außen nach innen zwar sehr stetig, womit aber nicht gesagt ist, daß der plastische Werkstoff sich wie ein elastisches Kontinuum verhalte. Die Verformung bleibt auch hier translativ, wenn auch in kleinen Quanten.

Aus den Gl. [III] und [IV] geht hervor, daß bei einem der Streckkraft $\sigma_s \cdot F$ entsprechenden Fließmoment oder Tragmaent die Resultierende R des ungleichmäßigen Spannungsfeldes um so kleiner wird, je mehr das Spannungsgefälle im Querschnitt zunimmt. Über den Grad der plastischen Verformung besagen diese Gleichungen nichts. Doch muß dieselbe in einer ganz bestimmten noch nicht definierten Beziehung zur Streckgrenzenverformung des Zerreißstabes stehen. Im Vergleich zu dieser ist der Verformungsgrad an der Spannungsspitze größer und im

Spannungstal kleiner. Man kann nach dem Vorhergesagten annehmen, daß dieser Kontrast um so größer wird, je kleiner die Spannungsergebnisierende ist, je mehr also das Spannungsgefälle zunimmt. Das Prinzip der kleinsten Wirkung müßte sich dann neben einer Abnahme der Spannungsergebnisierenden in einer Zunahme der Dehnung an der Spannungsspitze bzw. Außenfaser beim Biegestab zeigen.

Die Tatsache, daß bei ungleichmäßiger Spannungsverteilung der Fließbeginn unter einer kleineren Spannungssumme (Resultierenden) erfolgt als bei gleichmäßiger Spannungsverteilung, scheint im Widerspruch zu einem in neuerer Zeit geläufig gewordenen Erklärungs begriff, der „Stützwirkung“ zu stehen, welcher eine höhere Tragfähigkeit damit begründet, daß die höher beanspruchten Fasern von den weniger beanspruchten gestützt würden. Man meint hierbei aber nicht die totale Tragfähigkeit, sondern, nach Elastizitätstheoretischen Gesichtspunkten, die Erhöhung der elementaren Tragfähigkeit der meistbeanspruchten Faser. Eine solche ist aber bei einer kontinuierlichen Fließkurve nicht vorhanden und das der Tragfähigkeit äquivalente elastische Spannungsfeld ist nur ein fiktives. Bei einem Werkstoff mit ausgeprägter Streckgrenze ist zwar ein mit einer örtlichen Spannungserhöhung verbundener Verformungsverzug vorhanden, welcher aber nicht durch eine Stützung im eben genannten Sinne, sondern durch das verformungsbehindernde spröde Korngrenzengerüst erfolgt.

Da der Totalwiderstand in einer bestimmten Funktion zum Spannungsgefälle steht, bietet sich die Aussicht, solche Festigkeitsvorgänge zu erklären, die mit einer Veränderung des Spannungsgefälles verbunden sind, z. B. Gestaltseinflüsse, Fortschreiten der plastischen Verformung, Einfluß der absoluten Größe, wobei aber die Kenntnis der Veränderung des Spannungszustandes Voraussetzung ist.

Literatur:

1. W. Kuntze: Stahlbau 6 (1933) S. 49/52 und Mitt. d. d. Materialprüf. Sonderh. XXIV (1934) S. 37/44.
2. J. Fritzsche: Vorbericht II, Kongr. Internat. Verb. Brückenbau u. Hochbau, Berlin—München (1936) S. 15/41. — Stahlbau 9 (1936) S. 137/138. — Stahlbau 9 (1936) S. 90/96. — Stahlbau 9 (1936) S. 65/68. — Stahlbau 8 (1935) S. 137. — Stahlbau 11 (1938) S. 54/58.
3. E. Siebel: Die Technik 1 (1946) S. 265, sowie eine Reihe noch unveröffentlichter Berichte.
E. Siebel und M. Pfender: Die Technik 2 (1947) S. 117/121.
E. Siebel und K. Rühl: Die Technik 3 (1948) S. 218/223.
4. A. Thum und F. Wunderlich: Forsch. Ingenieurwes. 3 (1932) S. 261/70.
5. W. Prager: Die Fließgrenze bei behinderter Formänderung. Forsch. Ingenieurwes. 1933.
6. W. Kuntze und G. Sachs: Z. VDI. 72 (1928) S. 1011/16; Mitt. d. d. Materialprüf. Sonderh. IX (1929) S. 82/88.

Angewandte Meeresgeologie im Dienste des Bauwesens.

Von Prof. Dr. W. Wetzel, Kiel.

Meeresgeologie ist an sich die theoretische Betrachtung aller erdgeschichtlichen Vorgänge, die an die Existenz meerwassererfüllter Räume der Gegenwart und der Vergangenheit geknüpft sind. Die gestaltenden Kräfte des Meeres — es sind aufbauende und zerstörende — erschienen den Naturforschern vor 150 Jahren als die das Bild der Erdoberfläche schlechthin beherrschenden. Wenn diese Anschauung der „Neptunisten“ sich auch als unhaltbar einseitig erwiesen hat, die Beschäftigung mit den Umgestaltungen im marinen Bereich blieb stets ein sehr bedeutendes Anliegen der geologischen Forschung. Und die Auseinandersetzung der Praktiker mit dem Kräftespiel des Meeres spiegelt sich in nicht aufzählbaren Maßnahmen, von denen nur die des Küstenschutzes oder die Arbeiten zur Freihaltung der Schifffahrtswege von der Sedimentbildung erwähnt seien.

Eine meeresgeologische Untersuchungsrichtung widmet sich der unter Einwirkung des Meerwassers erfolgenden Gesteinszerstörung. Verschiedene natürliche Materialien verhalten sich dabei nämlich recht unterschiedlich. Dem Laien mag es zunächst befremdlich erscheinen, daß Gesteinsarten, mit denen sich allgemein die Vorstellung be-

sonderer Festigkeit verbindet, unter der dauernden Einwirkung von Meerwasser eine augenfällige Unbeständigkeit an den Tag legen. Indessen ist die mangelnde chemische Widerstandsfähigkeit gewisser Gesteine, z. B. solcher, deren Bildung tief unter der Erdoberfläche erfolgte, sehr wohl verständlich. Beständig im strengen Sinne ist ein anorganischer Naturkörper schließlich nur im eigenen Bildungsbereich. Ein Gestein, das sich aus einem unterirdischen Glutflusse durch Auskristallisation bildete, kann u. U. in einer Salzlösung von wenigen Graden über 0 schneller chemischer Zersetzung unterliegen.

Diese Zersetzungs Vorgänge fallen unter einen besonderen von der Forschung geprägten Begriff, unter den der „Halmyrolyse“. Im Geologischen Institute der Kieler Universität ist eine ganze Serie von Gesteinen zusammengestellt worden, die Bruchstücke großer Findlinge sind von nordischen Großgeschieben des Ostseegrundes. Nach jahrtausendelanger Exposition im Meerwasser wurden sie von Steinfischern gehoben, um mit zur Befriedigung des Steinbedarfes im heimischen Bauwesen zu dienen. Diese besondere Gruppe erratischer Blöcke trägt nun stets eine auffällige, u. U. mehrschichtige Zersetzungsrinde als Folge

der Halmyrolyse, nicht vergleichbar mit einer gewöhnlichen Verwitterungsrinde unter atmosphärischen Bedingungen. Für die Praxis kann man gemäß der stärkeren oder geringeren Ausbildung der Halmyrolyse-Rinde eine förmliche Eignungsreihe der nordischen Gesteinsarten für die Zwecke der Verwendung in Ufermauern u. dgl. aufstellen. Der Basalt, der eine besonders geringfügige Rindenbildung zeigt, ist seit langem bevorzugtes Material für die Erstellung von Deichböschungen und ähnlichen Seebauten. Bei seiner Verwendung spielt nebenbei die säulenförmige Absonderung der Basaltlava eine vorteilhafte Rolle. Die quergeteilten Basaltsäulen lassen sich gut zu einem dichten Pflaster der Böschungsbauten zusammensetzen. In diesem Zusammenhange interessiert vielleicht eine neue Maßnahme holländischer Wasserbauer. Wegen der Kostspieligkeit des auf langem Transportwege heranzuschaffenden Basaltes ersetzen sie bei den augenblicklich im Ysselsee (dem ehemaligen Zuidersee in seinem gegen das Meer abgeschlossenen, von Süßwasser erfüllten Bereich) durchgeführten Dammbauten die Basaltsäulen durch gleichgestaltete Betonkörper, in der Annahme, daß unter Süßwassereinwirkung die chemische Widerstandsfähigkeit des Betons ausreiche.

Daß aber das künstliche Gestein Beton, sofern er mit gewöhnlichem (Portland-)Zement bereitet wurde, kein seefestes Baumaterial ist, diese Erfahrung aus mannigfachem Mißgeschick wird heute allgemein beachtet. Vor 40 Jahren muß sie sich noch nicht allgemein durchgesetzt haben, wie sich aus einem lehrreichen Beispiel erschen läßt, der Meldorfer Schiffahrtsschleuse. An diesem Bauwerk hatten sich seit einiger Zeit bedenkliche Risse und Auftreibungen des Verblendmauerwerkes der Schleusen-kammer gezeigt. Daraufhin wurde die Schleuse durch Fangdämme beiderseits ausgeschaltet und trockengelegt.

Bei der somit ermöglichten gründlichen Untersuchung wurde auch der Geologe hinzugezogen. Nachdem quer durch den aus Beton bestehenden Bauwerkskern ein Stollen getrieben war, offenbarte sich der katastrophale Zustand dieses Baukörpers. Seine Substanz hatte mit Beton nur mehr geringe Ähnlichkeit, sowohl was das Aussehen als auch was die Verbandsfestigkeit betrifft. An vielen Stellen wurde eine tiefdunkel gefärbte Masse vorgefunden, die, zumal im getrockneten Zustande, schon mit der Hand zu zerbröckeln war.

Aus allen Teilen des Bauwerks entnommene Proben wurden im Kieler Geologischen Institut untersucht. Es handelte sich darum, den Zersetzungsvorgang des Betons seiner Ausdehnung und seinem Grade nach festzustellen und die Ursachen in ihrer örtlichen Bedingtheit klarzulegen. Dabei lag es nahe, von den Farberscheinungen auszugehen. Jene blauschwarz verfärbten Betonbereiche zeigten nach dem Trocknen an der Luft nach wenigen Stunden einen Farbumschlag in Braun bis Gelb. Dieser Farbumschlag ist dem Meeresgeologen eine vertraute Erscheinung. Sie beruht auf der Gegenwart von „labilen“ Eisenverbindungen, die wechselweise leicht ineinander übergehen können, nämlich kolloidales Schwefeleisen (blauschwarz) und Eisenhydroxyd (braun). Im Gezeitenbereich vor unserer Nordseeküste gibt es bekanntlich Wattflächen, die aus feinkörnigem Schlick aufgebaut werden. Bei hohem Wasserstand ist die Farbe dieses Schlickes dunkelgrau, um bei jeder gezeitenbedingten Trockenlegung gelbbraune Farbe anzunehmen. Beim nächsten Flutanstieg ist der Farbumschlag rückläufig, so daß also der Chemismus als unendlich oft im Gezeitenwechsel wiederholte Oxydation und Reduktion beschrieben werden kann.

Zweifellos hat sich in unserer Betonmasse Schwefeleisen ausgeschieden. Voraussetzung dafür ist wiederum eine starke Lockerung des Betongefüges unter Substanzauslaugung. Geeignete Untersuchungsmethoden ergaben den sicheren Nachweis, daß es sich so verhält. Von dem ursprünglichen Bindemittel Zement waren in den meisten Fällen nur Überreste, manchmal recht bescheidene, nach-

weisbar. Man kann also mit gutem Recht von der Halmyrolyse des künstlichen Gesteins Beton sprechen, bei der (wie auch im Falle der Halmyrolyse natürlicher Gesteine) Vorgänge der Substanz-Auswanderung mit solchen der Substanz-Einwanderung verknüpft sind.

Ein Teil des Substanzverlustes betrifft die Kalzium-Verbindungen des ursprünglichen Zementes. Dieser Auslaugungsvorgang hatte sich in der Schleuse in sinnfälliger Weise selbst demonstriert: An den Wänden der Schleusen-kammer und auch im Umlaufkanal ist es zu auffälligen „Kalkgewächsen“ gekommen, die sich als Abscheidungen niederer pflanzlicher Organismen (Blualgen und Bakterien) erkennen ließen. Diese haben sich also die aus dem Bauwerksinnern herausdiffundierende Kalklösung zunutze gemacht.

Dabei ergibt sich nun eine deutliche Vorstellung von dem „Milieu“, unter dem die Betonersetzung verlief. Es ist durch fauliges Brackwasser bedingt, das in der nicht gerade stark beanspruchten Schleuse immer wieder zum Stagnieren kam, ein Wasser, aus dem sich dauernd Schwefelwasserstoff entwickelte und in dem hauptsächlich niederste Organismen, Bakterien und Blualgen, ihr Leben fristeten.

Von praktischer Bedeutung erscheint der Umstand, daß nicht nur die Substanzauslaugung und damit verbundene Gefügelockerung stattfand, sondern auch die entgegengesetzte Einwanderung von Eisenlösung und von Schwefelwasserstoff, die im Beton miteinander reagierten. Denn das so zur Ausfällung gelangende kolloidale Eisensulfid muß eine treibende Kraft ausgeübt haben, die Eisenlösung selbst erklärt sich durch die Anätzung der vielen Eisenteile der Schleusen-kammer. (Eine streng wissenschaftliche Behandlung der Erscheinungen muß allerdings feststellen, daß hier nicht ein Fall von reiner Halmyrolyse vorliegt, daß vielmehr von einer Kombination der Halmyrolyse mit der „Thololyse“ gesprochen werden könnte. Mit letzterer Bezeichnung werden die Einwirkungen umrissen, die von fauligem Süßwasser ausgehen. Nun wird die Schleusen-kammer ja zu wesentlichen Teilen gefüllt durch das Wasser der Miele, des dort mündenden Marschfließchens, das ungewöhnlich viel organische Stoffe ins Meer transportiert.)

Der Zerstörungsgrad des Betons war bei jeder der zahlreichen Proben quantitativ zu bestimmen. Dabei gab u. a. die Quantität des eingewanderten Eisensulfides ein gutes Charakteristikum ab.

Eine weitere Frage war nun die nach dem Gerüst des zum Schleusenbau verwandten Betons. Fahrlässigkeiten des Bauverfahrens brauchten ja nicht nur auf die verwandte Zementsorte beschränkt zu sein. Da unser zersetzter Beton mittels Salzsäure vollends in seine Bestandteile zerfällt, konnte die einst benutzte Gerüstmasse, Sand und Kies, quantitativ und sauber wiedergewonnen werden. Die geologische Untersuchung dieser Materialien ergab, daß der Kiesanteil, der zur Verwendung gekommen ist, von geradezu erstklassiger Qualität war. Dagegen wurde in den meisten Fällen ein falsches Mischungsverhältnis der Kornklassen festgestellt in Gestalt eines starken Überwiegens feinsandiger Bestandteile. Außerdem wurde durch die erheblichen Unterschiede des Mischungsverhältnisses bei den einzelnen Proben wahrscheinlich, daß der Betonierungsvorgang seinerzeit intermittierend gewesen sein dürfte, wobei nach jeder Unterbrechung des Betonierens ein anderes Mischungsverhältnis Platz greifen konnte.

Bemerkenswert ist schließlich die Feststellung, daß die Zersetzungsvorgänge in keiner Richtung eine deutliche Begrenzung zeigten, nur Intensitätsunterschiede von Ort zu Ort, offenbar entsprechend den größeren oder geringeren Diffusionsmöglichkeiten der oben bezeichneten Lösungen, und daß die Zersetzungserscheinungen keineswegs zu einem Abschluß gelangt sein konnten. Es sei auch hervorgehoben, daß das Verblendmauerwerk der Schleusen-kammer nicht den geringsten Diffusionsschutz gewährt hat, vielmehr keine andere Rolle spielte als etwa die eines groben Siebes.

Kurze Technische Berichte.

Steinman's aerodynamische Theorie in der Fachdiskussion.

Bei der Erstveröffentlichung wichtiger Forschungsarbeiten stellt die American Society of Civil Engineers einen Termin für die Einsendung von Zuschriften, um diese sodann, mit einem Schlußwort des Verfassers versehen, ebenfalls zu veröffentlichen. Ein solches Vorgehen kann natürlich die Klärung eines Problems erheblich fördern. So hat sich auch zu der „Aerodynamischen Theorie der Brückenschwingungen“ von D. B. Steinman [Bauingenieur 26 (1951) S. 333] eine lebhaft diskussion ergeben, an der sich 18 Wissenschaftler und Ingenieure, etwa zur Hälfte Professoren an Universitäten und technischen Instituten, beteiligt haben. Alle interessierten Fachrichtungen kamen dabei zu Wort, vor allem Brückenbau, Luftfahrt, Mathematik und angewandte Mechanik.

Zum Ergebnis der Diskussion sei im voraus bemerkt: Solange nicht alle diese Fachrichtungen mit einer neuen Theorie einverstanden sind, kann von einer befriedigenden Lösung des Problems der angefachten Hängebrückenschwingungen nicht die Rede sein. Eine solche Lösung existiert also auch heute nicht.

Die Mehrzahl der Einsender (dieser Teil der Zuschriften ist übrigens verhältnismäßig kurz gehalten) äußert sich zustimmend zu St.'s Theorie, z. T. sogar in ungeschränkter Anerkennung. Man würdigt die Sorgfalt und die Ausdauer, die St. für seine Lösung des verwickelten Problems aufgewandt hat, man dankt ihm für die mühevollen Arbeit, die notwendig war, um die gänzlich verschiedenen Wissensgebiete (Aerodynamik in Theorie und Versuchsforschung, Schwingungstheorie, Brückendynamik) zusammenzufügen, man rühmt seine mathematische Gewandtheit und seinen klaren Blick für den physikalischen Sachverhalt. In einigen der Beiträge wird die Theorie St.'s als eine technisch-wissenschaftliche Leistung ersten Ranges, als eine Ingenieurs-Tat von höchstem praktischen Nutzen bezeichnet.

Manche dieser positiv eingestellten Zuschriften bringen noch ergänzende Gesichtspunkte zu der Theorie St.'s. Es werden z. B. Fragen gestellt bezüglich der günstigsten Gestaltung und Bemessung eines Hängebrücken-Querschnitts, es werden Versuchsergebnisse neuesten Datums erwähnt und der Grad ihrer Übereinstimmung mit den Aussagen von St.'s Theorie besprochen, es werden aber auch Hinweise gegeben, z. B. in welchen Punkten bei der Anwendung der Theorie besondere Sorgfalt zum empfehlen ist.

Diesen zustimmenden Äußerungen steht eine kleinere Anzahl von Zuschriften gegenüber, die St.'s Untersuchungsweise in mehr oder weniger krasser Form ablehnen. Es handelt sich dabei im wesentlichen um vier Einsender (auffallenderweise unter den 18 Namen diejenigen, die in Deutschland am ehesten bekannt sind!), die ihre Ablehnung natürlich eingehend begründen. In seinem Schlußwort verteidigt sich St. einerseits sehr ausführlich gegen die vorgebrachten Einwände, andererseits teilt er zum Inhalt seiner früheren Veröffentlichungen noch verschiedene Einzelheiten und Ergänzungen mit.

Der vorliegende Bericht wird sich in erster Linie mit den Einwänden und den Erwidern zu beschäftigen haben. Das Ergebnis ist, um dies vorwegzunehmen, unbefriedigend: es bleibt Auffassung gegen Auffassung stehen, selbst über die Formulierung der Voraussetzungen und über die Zulässigkeit von Vereinfachungen und Vernachlässigungen wird keine Einigkeit erzielt. Die Gegensätze sind so kraß, daß man sogar im Zweifel ist, ob ein nochmaliger Zuschriftenwechsel noch einen Fortschritt bringen kann. — Die Situation in diesem Meinungsstreit kann man durch eine Bemerkung kennzeichnen, die St. in sein Schlußwort einfließt: „Wenn ein technisches Problem dringend einer Lösung bedarf, so kann der Ingenieur es nicht mit der Begründung ungelöst lassen, daß die vorhandene, anerkannte Theorie unfähig ist, es zu lösen.“ Mit dieser Theorie meint St. diejenige der Flatterschwingungen von Tragflügeln, deren mathematische Ableitung er so kompliziert und verwickelt nennt, daß „möglicherweise Irrtümer in den Voraussetzungen und Lücken in der physikalischen Beweisführung unter den Gebirgen von

Mathematik verborgen“ seien. Aber es sei förmlich ein Kult geworden, Beweisführungen auf die Theorie zu stützen, und jede Abkehr davon werde als Ketzerei verurteilt.

Eine der wichtigsten Grundlagen der Steinman-Theorie ist die Erfassung des Strömungsvorganges am schwingenden Modell mit Hilfe von Messungen am unbeweglichen Modell. Gegen dieses Vorgehen werden in der Anwendung auf translatorische Schwingungen keine Einwände erhoben. Bezüglich der Torsionsschwingungen wird jedoch von mehreren Einsendern bezweifelt, daß die Strömung um einen Körper, der innerhalb eines gleichförmigen Flüssigkeitsstromes periodische Drehbewegungen ausführt, dieselbe sei, wie diejenige um einen feststehenden Körper, dessen Form durch eine geeignete Krümmung des ursprünglichen Körpers entsteht. — In verschiedenen Diskussionsbeiträgen wird die grundlegende Bedeutung dieses „Relativitätsprinzips“ besprochen, ohne daß zur Frage seiner Gültigkeit Stellung genommen wird.

Einen entschiedenen Widerspruch gegen dieses Prinzip erhebt E. Pinney (Mathematiker, Universität Californien). Im Falle einer laminaren Strömung sei es gültig. Es versage jedoch, wenn eine freie Turbulenz herrscht, wie sie für die Strömung um schwingende oder nichtstromlinige Körper charakteristisch ist. Zum Beweise seiner Behauptung wählt P. ein möglichst einfaches Beispiel, das der exakten theoretischen Berechnung zugänglich ist: es wird einerseits ein dünner ebener Tragflügel betrachtet, der bei bestimmter Windgeschwindigkeit mit bestimmter Frequenz um seine Mittelachse Drehschwingungen ausführt, andererseits ein in der Strömung ruhender, dünner Tragflügel mit der entsprechenden Krümmung (wobei letztere eine Funktion der Winkelgeschwindigkeit des ebenen Vergleichsflügels ist). Wenn das Relativitätsprinzip gültig wäre, müßten sich in beiden Fällen gleich große Strömungskräfte ergeben. P. entnimmt aus der Literatur der Flattertheorie die entsprechenden Gleichungen und zeigt, daß sich in Sonderfällen, die den Vergleich erleichtern, zwar gleichartige Ausdrücke für die Strömungskräfte ergeben, daß die Zahlenfaktoren dieser Endformeln jedoch erheblich voneinander abweichen.

In seiner Erwiderung stellt Steinman fest, daß die Rechnung Pinneys unzulässige Vernachlässigungen enthalte und daß einer der Zahlenfaktoren falsch berechnet sei. Er erläutert, daß an den fraglichen Gleichungen bestimmte Korrekturen vorgenommen werden müssen, und gibt auszugsweise eine Gegenrechnung wieder, die zu übereinstimmenden Endformeln führt. Mit der Erwähnung der Turbulenz würde nur Verwirrung gestiftet, man solle auf diese Weise doch die offensichtliche Wahrheit nicht verdunkeln.

H. H. Bleich (Zivilingenieur und Lektor an der Columbia-Universität New York) ist der Überzeugung, daß es unmöglich sei, aus dem statischen Windkanalversuch auf die Kräfte am schwingenden Brückenquerschnitt zu schließen. Über diesen Umstand käme St. dadurch hinweg, daß er für die zeitliche Veränderlichkeit der Druckverteilung eine Annahme mache, für die kein wirklicher Grund gegeben sei. Bl. führt weiter aus, daß man sich nur dann, wenn eine Theorie einwandfrei begründet ist, auf ein oder zwei Beispiele beschränken darf, in denen das theoretische und das kontrollierende Versuchsergebnis übereinstimmen. Wenn die Begründung einer Theorie aber Mängel zeigt (wie dies bei St. der Fall sei), so kann sie nur durch eine Versuchsreihe großen Umfanges, die den ganzen Anwendungsbereich umgreift, unterbaut werden. St.'s Theorie sei nicht ausreichend bewiesen, und es gäbe vieles, was gegen sie spricht.

In seiner Entgegnung zeigt St. erstens, daß die fragliche Annahme in keiner Weise willkürlich ist. Ferner stellt er ausführliche Erörterungen über das Prüfen von Theorien an. Man dürfe die mathematische Begründung einer Theorie nicht blindlings annehmen, ohne die Grenzen ihrer Gültigkeit nachzuprüfen, man dürfe aber umgekehrt einen mathematischen Ansatz nicht ohne weiteres verworfen, wenn seine Endformeln mit bestimmten Versuchsergebnissen nicht übereinzustimmen scheinen.

Besonders umfangreich ist der Meinungsaustausch mit F. B. Farquharson (Ingenieurwissenschaftliche Versuchsstation der Washington-Universität, Seattle), der

schon 1945 in einer Diskussion über den damaligen Stand der Steinmannschen Theorie nicht ganz mit dieser einverstanden war. F. hält es nicht für statthaft, daß St. seine theoretisch-empirische Lösung des Problems nur auf statischen Modellversuchen aufbaut, jedenfalls nicht bei vollwandigen Versteifungsträgern; F. habe noch nicht untersuchen können, wie weit dies auch bei Fachwerkversteifung gilt.

F. begründet seine Bedenken, indem er ausführlich auf die bisherigen Versuchsergebnisse eingeht, und zwar aus verschiedenen Forschungslaboratorien, sowohl aus statischen als auch aus Schwingungsversuchen, und sowohl an vollen Brückenmodellen als auch an Querschnittsmodellen. Dabei greift er in erster Linie die Messungen der Schwingungsdämpfung heraus, deren logarithmisches Dekrement er für Brücken mit Werten zwischen 0,006 und 0,09 angibt. Auf Grund dieser Zahlen kritisiert er die von St. angegebenen Instabilitätsdiagramme [vergl. Abb. 3 und 4 des Berichts, Bauingenieur 26 (1951) S. 335]:

Im Diagramm für vertikale Instabilität habe ein wesentlicher Teil der Kurve (z. B. die tieferen Instabilitätsbereiche) keinerlei praktische Bedeutung. Aber auch der obere und größte Instabilitätsbereich bedürfe wesentlicher Korrekturen: seine Grenzen (damals zwischen $V/nb = 1,08$ und $2,57$ angegeben) müßten verschoben werden und die Kurven hätten in ihrer Nähe einen viel steileren Verlauf. — St. lehnt in seiner Antwort diese Kritik völlig ab. F. habe erstens in seine Dämpfungsdekremente die atmosphärische Dämpfung eingeschlossen, daher lägen sie viel zu hoch. Bei der Tacoma-Brücke sei der tatsächliche Wert des Dekrements der Bauwerksdämpfung 0,002 oder sogar niedriger gewesen. Zweitens habe der Brückenquerschnitt, für den die von F. benutzten Daten gelten, andere Form und andere Abmessungsverhältnisse gehabt und sei zum Vergleich nicht geeignet.

Noch schärfer ist F.'s Kritik an dem Diagramm der Torsionsinstabilität [vergl. Abb. 4, Bauingenieur 26 (1951) S. 335]. Erstens habe St. die beiden dort angegebenen Kurven, die gerechnete und die gemessene, nicht parallel zeichnen dürfen, sie hätten sogar soeben außerhalb der Zeichenfläche ihren Schnittpunkt. Zweitens schiene St. einen Vorzeichenfehler bei der Berechnung seines Berichtigungsfaktors gemacht zu haben, um die Versuchsergebnisse in Übereinstimmung mit seiner Theorie zu bringen. — St. erklärt, daß er schon das angenäherte Parallellaufen der fraglichen Kurven als eine bemerkenswerte Bestätigung seiner Theorie ansieht. Bezüglich des Korrekturfaktors stellt er fest, daß zwischen verschiedenen, im offiziellen Tacoma-Bericht mitgeteilten Messungsergebnissen ein Widerspruch in Erscheinung getreten sei, für den es nur eine folgerichtige Erklärung gebe: bei der Auswertung und Auftragung müsse ein unbekannter Beitrag zur Gesamtdämpfung übersehen worden sein. Da St. sein Zahlenbeispiel nur als Veranschaulichung und nicht als Grundlage einer Gültigkeitsprüfung gedacht habe, habe er jenes Versäumnis durch Anheben der Nulllinie korrigiert.

G. S. Vincent (Brücken-Abteilung der Straßenbau-Behörde, Seattle) vergleicht in seiner ausführlichen Zusage die Berechnungsmethode von St. mit der des verstorbenen F. Bleich [Transactions Amer. Soc. Civ. Eng. 114, (1949) S. 1177]. Beide folgen der Theorie von Theodorsen für das Flattern der dünnen Platte, wobei sie die gleichen Nebeneinflüsse vernachlässigen. Der Unterschied ist: Bleich betrachtet nur horizontalen oder schwach geneigten Wind, er benutzt die Grundkräfte auf die flache Platte nach Theodorsen und führt am Schluß als korrigierenden Ausdruck eine Luftkraft ein, die aus dynamischen Versuchen an einem Brückenquerschnittsmodell abgeleitet ist. St. erstreckt seine Betrachtungen auch auf einen vorgegebenen Anströmungswinkel und entwickelt die Ansätze für die Strömungskräfte aus Windkanalmessungen an gewöhnlichen und an gekrümmten Querschnittsmodellen. Dabei verwendet er die Daten für Auftrieb und Auftriebsmoment getrennt, um reine Vertikal- und reine Torsionsschwingungen beschreiben zu können. Vincent, den vor allem fachwerk-versteifte Hängebrücken interessieren, hält die Bleichsche Methode für die bessere, da in ihr die korrigierenden Ausdrücke erst in den letzten Schritten der Rechnung eingeführt werden, während Steinmann die am Anfang stehenden experimentellen Daten schrittweise verschie-

denen Operationen unterwirft und jeweils dabei Vereinfachungen macht, so daß sich möglicherweise die Ungenauigkeiten vervielfältigen.

In diese vergleichenden Betrachtungen fügt Vincent eine Reihe von kritischen Bemerkungen zur St.-Theorie ein. Daß z. B. bei einer Brücke mit beiderseitigem Längsgefälle gewisse Verfeinerungen notwendig sind, wird von St. in seiner Erwiderung bestätigt. Als eine Verfeinerung sieht es St. auch an, wenn man statt der einfachen, symmetrischen H -Querschnitte ohne Flanschen und Längsträger andere Querschnittsgestaltungen behandeln würde. V.'s Bedenken zu den „ δ -Parabeln“, die sich aus dem [im Bauing. 26 (1951) S. 336, erwähnten] kubischen Ansatz für die Windkraftkurven ergeben, beantwortet St. in dem Sinne, daß er nur eine Möglichkeit der Auswertung angegeben wollte. Die Einflüsse des Geländes und der Böigkeit des Windes, auf die V. hinweist, kennzeichnet St. als nicht ausschlaggebend.

Es ist ferner von der „Theorie der negativen Kurven-Neigungen“ die Rede, d. h. von dem einfachsten Weg, wie man das Zustandekommen angefachter Schwingungen erklären kann (bei bestimmtem Neigungssinn der Auftriebskurve wächst der Auftrieb gleichgerichtet mit wachsendem Schwingungsaus Schlag). St. führt aus, daß er ursprünglich von dieser Theorie ausgegangen sei, daß aber erst seine Theorie, die weit über die andere hinausgeht, Auskunft geben könne über viele charakteristische Erscheinungen bei Brückenschwingungen, wie Torsionsschwingungen, Phasenverschiebungen und die Reihe der begrenzten Instabilitätsbereiche, an deren Ende bei „instabilen Querschnitten“ ein katastrophaler Bereich steht.

Auch auf die seitenwechselnde Wirbelablösung als denkbare Ursache einer Schwingungsanfangung geht der Meinungs austausch zwischen V. und St. ein. St. umreißt nochmals kurz die Beweise dafür, daß die Wirbelablösung hinter einem unbeweglichen Körper ganz anderen Gesetzmäßigkeiten unterworfen sein muß als die hinter einem schwingenden Körper.

St. bringt in seinem Schlußwort zum Ausdruck, daß er auch weiterhin eine unparteiische, aufrichtige wissenschaftliche Nachprüfung seiner Theorie begrüßen würde. [Nach Proc. Amer. Soc. Civil Engineers, Band 76, Sonderheft D-XX vom Juli 1950.]

F. W. Waltking, Düsseldorf.

Sprödrübe in geschweißten Brücken.

Der Zusammenbruch der Duplessis-Brücke in Quebec am 31. 1. 1951 (Ursache anscheinend Materialfehler, unruhiger Stahl) erinnert an verschiedentliches Versagen von Brücken, das in Europa eintrat. Dieses Versagen hier und in vielen anderen Fällen zeigt deutlich, daß sich Konstruktionsmaterial nicht immer als dehnbares Material erweist. Es ist Tatsache, daß das spröde oder plastische Verhalten irgendeines Materials von der Temperatur und dem Spannungszustand abhängt.

Das Eintreten einer plastischen Verformung oder eines Sprödrübes wird von ziemlich verwickelten Gesetzen beherrscht. In vereinfachter Form geschieht folgendes:

Wenn zwei von drei Hauptspannungen, wie etwa durch Schweißen verursachte Schrumpfspannungen, gleich oder nahezu gleich sind, kann das Beginnen einer plastischen Verformung angenommen werden, wenn die maximale Scherkraft einen bestimmten Grenzwert erreicht. Für Stahl mit einem genau bestimmten Fließpunkt ist z. B. dieser Grenzwert, den man Scherfließspannung nennen kann, halb so groß wie die Fließspannung bei reinem Zug (da in dem Spezialfall reinen Zuges die maximale Scherspannung zahlenmäßig gleich der halben Zugspannung ist). Andererseits kann man der Einfachheit halber mit genügender Genauigkeit annehmen, daß ein Sprödrübe eintreten wird, wenn die maximale Hauptzugspannung einen bestimmten Wert der Sprödrübe-festigkeit erreicht.

Wie in Abb. 1 gezeigt ist, können die Spannungen in irgendeiner Ebene durch einen Punkt eines Körpers durch Punkte eines Normalspannungs-Scherspannungs-Diagramms angegeben werden (Mohr'scher Kreis). In diesem Diagramm für Stahl mit einer genau bekannten Fließspannung und bei einer bestimmten Temperatur wird die oben definierte Scherspannung durch eine Linie parallel zur Normalspannung achse dargestellt. Die Sprödrübe

bruchfestigkeit wird durch eine Parallele zur Scherachse gezeigt.

In Abb. 1 werden für einfachen Zug (wenn die beiden niedrigeren Hauptspannungen null sind) die Spannungen in allen Ebenen durch Punkte des ausgezogenen Kreises gegeben. Nimmt die aufgebrachte Zugspannung zu, so wird der Kreis größer. Wenn die Spannung groß genug ist, wird sie eine der Grenzlinien berühren. Für die Scherfließspannung und die Sprödbbruchfestigkeit, die in Abb. 1 eingezeichnet sind, trifft der vergrößerte gestrichelte Kreis die Scherfließspannungslinie zuerst. Es wird also plastische Verformung eintreten.

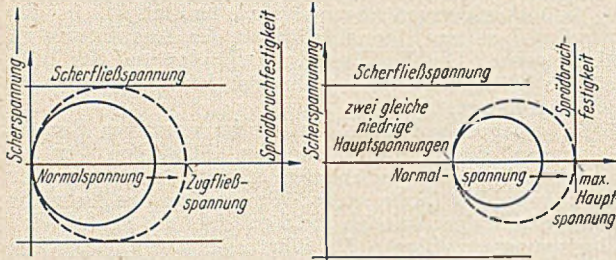


Abb. 1 Bei zunehmendem reinen Zug wird der Mohr'sche Kreis größer und berührt schließlich die Scherfließlinie. Es tritt plastische Verformung ein.

Abb. 2. In geschweißten Konstruktionen kann der Mohr'sche Kreis mit der Sprödbbruchfestigkeitslinie zusammentreffen. Es wird dann ein Sprödbbruch eintreten.

In einer geschweißten Konstruktion jedoch, besonders wenn dicke Bleche verwendet werden, so daß die Schrumpfung in allen Richtungen stark behindert ist, werden hohe dreiachsige Spannungen auftreten. Nehmen wir an, die bleibende Schrumpfungsspannung in einem bestimmten Punkt sei durch den ausgezogenen Kreis in Abb. 2 gegeben. Hier wird angenommen, die Schrumpfungsspannung in der Längsrichtung des Trägers sei die maximale Hauptspannung und die beiden anderen Hauptspannungen seien gleich. Alle drei sind Zugspannungen. Wenn nun beim Aufbringen der ruhenden Last und der Verkehrslast der geschweißte Teil des Trägers einem zusätzlichen Zug ausgesetzt wird, nimmt die maximale Hauptspannung zu, während die anderen Hauptspannungen konstant bleiben. In diesem Falle wird, wie durch den gestrichelten Kreis gezeigt ist, die Sprödbbruchfestigkeitslinie zuerst erreicht. Daher wird der Stahl bei der gleichen Temperatur einen Sprödbbruch aufweisen.

Für einfachen Zug (Abb. 1) tritt plastische Verformung ein, wenn die Hauptspannung zunimmt, bis sie die Zugfließspannung erreicht, die zahlenmäßig gleich der doppelten Scherfließspannung ist. Sprödbbruch tritt ein, wenn die Hauptspannung bis zu dem Wert der Sprödbbruchfestigkeit zunimmt. Für dehnbare Stähle, ausgenommen möglicherweise bei sehr niedrigeren Temperaturen, ist die Zugfließspannung immer niedriger als die Sprödbbruchfestigkeit. Wenn daher die Zugspannung erhöht wird, wird die Zugfließspannung erreicht, und es tritt plastische Verformung ein, noch ehe Sprödbüche eintreten können.

Die Lage ist jedoch anders, wenn Schrumpfungsspannungen vorhanden sind. Nimmt man z. B. an, daß in einer geschweißten Konstruktion bei beginnendem Bruch die beiden kleineren Hauptspannungen gleich der halben maximalen Hauptspannung sind, dann ist die Scherkraft ein Viertel der maximalen Hauptspannung. Es tritt plastische Verformung ein, wenn die maximale Hauptspannung zunimmt, bis sie den vierfachen Wert der Scherfließspannung erreicht. Die Zugfließspannung ist doppelt so groß, als sie es für einfachen Zug war, während die Sprödbbruchspannung unverändert bleibt. Folglich, wenn der Zug zunimmt, wird die Sprödbbruchspannung vor der Zugfließspannung erreicht werden, in welchem Falle Sprödbbruch ohne plastische Verformung eintreten kann. Diese Möglichkeit wird bei niedrigen Temperaturen begünstigt.

Abb. 3 gibt eine graphische Darstellung der Schwankungen der Grenzspannung infolge von Temperatureinflüssen. Die Sprödbbruchfestigkeit wechselt nicht merklich, und sicherlich nimmt sie mit abnehmender Temperatur nicht ab. Diese Bedingung ist durch die Linie (1) dargestellt. Andererseits wird die Fließspannung mit fallender Temperatur steigen.

Daher wird in Abb. 3, wo für reinen Zug die maximale Hauptspannung durch die Linien (1) und (2) begrenzt ist, Sprödbbruch bei Temperaturen unterhalb der Übergangstemperatur t_1 eintreten, während plastische Verformung bei höheren Werten als t_1 eintreten wird.

Für eine geschweißte Konstruktion mit hohen dreiachsigen Spannungen wird jedoch die maximale Hauptspannung durch die Linien (1) und (3) begrenzt. Die letztere stellt die Bedingung dar, daß die Zugfließspannung gleich dem Vierfachen der Scherfließspannung ist. Daher tritt Sprödbbruch bei viel höheren Werten als t_1 ein, nämlich bei t_2 .

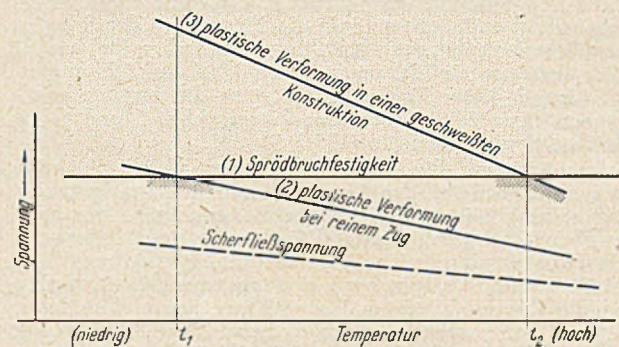


Abb. 3. Die Übergangstemperaturen bei reinem Zug und in einer geschweißten Konstruktion werden durch den Schnitt mit Linien, die die Zugfließspannung und die Sprödbbruchfestigkeit darstellen, bestimmt.

Wenn zwei Konstruktionen aus demselben Stahl gefertigt werden und eine davon praktisch frei von Restspannungen ist, während die andere ziemlich hohe Schrumpfungsspannungen hat, werden sie sich unterschiedlich verhalten. Die Übergangstemperatur für die erstere wird sehr niedrig sein, so daß praktisch bei jeder Gebrauchstemperatur der Stahl dehnbar bleiben wird. Für den zweiten Fall wird die Übergangstemperatur viel höher liegen. Wenn daher die wirkliche Gebrauchstemperatur niedrig ist, wird sie unter der Übergangstemperatur liegen. Ist das der Fall, so wird der Stahl in der zweiten Konstruktion zum Sprödbbruch neigen, ohne daß die Möglichkeit besteht, hohe örtliche Spannungen durch plastische Verformung harmlos zu gestalten.

In geschweißten Konstruktionen sind die Schrumpfungsspannungen besonders hoch, wenn dicke Bleche verwendet werden. Sprödbbruch wird daher gern bei wenig niedrigen Temperaturen eintreten. Der genaue Wert dieser Temperatur hängt nicht nur von dem Spannungszustand, sondern auch von den metallurgischen Eigenschaften des Stahles ab. Es ist jedoch wichtig, festzustellen, daß unter bestimmten Spannungsbedingungen Sprödbbruch in jedem beliebigen Fall eintreten kann und daß daher nur eine Kombination angemessenen Entwurfes und entsprechender Montage (zur Verringerung der Schrumpfungsspannung) und geeigneter Stahlqualität (zur Erhöhung der Dehnbarkeit) gegen Sprödbbruch sichern kann.

Das hat man in Europa, wie z. B. in Belgien und Holland, beachtet, wo nach dem zweiten Weltkrieg Blechdicken von mehr als 25 mm für geschweißte Konstruktionen im allgemeinen vermieden werden; außerdem wird ausschließlich beruhigter Stahl verwendet. Weiterhin werden einige besondere Erfordernisse verlangt, die für gewöhnlichen Baustahl (St 37) den Gehalt an Kohlenstoff, Phosphor und Schwefel auf etwa 0,15 %, 0,05 % und 0,05 % begrenzen. Ist die Blechdicke mehr als 25 mm, wird außerdem verlangt, daß nach dem Schweißen die Konstruktion normalgeglüht wird, um Restspannungen zu vermindern. Ähnliche Bedingungen sind in USA vorgeschlagen worden.

Es ist nicht möglich, die endgültigen Ursachen des Zusammenbruches der Duplessis-Brücke anzugeben, aber ungefähre Schlüsse aus der Untersuchung sind z. Z. im Gange. Aus den verfügbaren Daten will es scheinen, daß eine Anzahl von Umständen zusammen wirkten, die den Zusammenbruch durch einen Sprödbbruch auslösten. Unter diesen herrscht z. Z. die niedrige Temperatur, die ungeeignete Stahlart, die den aufgezählten Erfordernissen nicht genügte, und die Verwendung dicker Bleche mit entsprechend hohen unausgeglichenen Schrumpfungsspannungen vor.

Die vorstehend gegebene Auskunft über Sprödbrüche, hier in vereinfachter Form dargestellt, ist nicht neu. Sie ist vielen Spezialisten auf diesem Gebiet bekannt. Angesichts des Versagens der Duplessis-Brücke scheint eine zusammenfassende Unterrichtung gerechtfertigt. [Nach Engineering News Record 146 (1951), Nr. 17, vom 26. 4. 1951, S. 46.]
Reg.-Baumeister W e n k, Köln.

Verbund in vorgespanntem Beton.

Zur Klärung einiger noch offenstehender Fragen der Verbundwirkung bei vorgespannten Betonbauteilen nach Art des Spannbetons wurde in England eine Reihe von Versuchen durchgeführt, über deren Ergebnisse ein Bericht von W. E. A r m s t r o n g vorliegt.

Bei einem mit hochfesten Einzeldrähten vorgespannten Beton werden die Vorspannkraften nach Erhärten des Betons durch Haftung auf den Betonquerschnitt übertragen. Von ausschlaggebender Bedeutung ist dabei die Größe des Verbundes zwischen Stahldraht und Beton sowie die zur Überleitung der Vorspannkraften erforderliche Übertragungslänge.

Bei gewöhnlichen Stahlbetonbauteilen wird der Verbund zwischen Bewehrungsstab und Beton durch Haftung und Reibung hergestellt, wobei die Haftung schon bei Eintritt geringster Verschiebungen des Stabes überwunden wird, während die Reibung von der Oberflächenrauheit des Bewehrungsstabes und der Pressung zwischen Stahlab und Beton abhängt. Diese Pressung wird einerseits durch Schwinden des Betons erhöht, andererseits durch die Querkontraktion des beanspruchten Bewehrungsstabes verringert.

Die gleichen Verhältnisse liegen bei den Drähten des vorgespannten Betons vor. Dort tritt außerdem noch eine Keilwirkung an den freien Drahtenden auf, die zur Vergrößerung der Pressung zwischen Draht und Beton in den Endbereichen führt.

Die den Versuchen zugrunde liegende Fragestellung lautet:

1. Unterschied der Bruchlast bei vorgespannten und nicht vorgespannten Betonbauteilen.

2. Größte Zugkraft in Balkenmitte in dem Vorspanndraht im Augenblick des Bruches im Vergleich zu der Kraft, die zum Herausziehen eines nicht vorgespannten gleichartigen Drahtes von halber Länge erforderlich ist.

3. Einfluß verschiedener Oberflächenbedingungen des Drahtes auf die Bruchlast des vorgespannten Betonbauteiles.

Es wurde Stahldraht von 4,8 mm ϕ mit einer Zugfestigkeit von 21,3 t/cm² verwendet, der mit 12,2 t/cm², das sind 80 % der Streckgrenze (0,2 %), beansprucht wurde. Zum Ausgleich eines Kriechens des Stahls erhielt der Draht vorher eine 10 % höhere Belastung. Um den Einfluß der Oberflächenrauigkeit der Drähte feststellen zu können, wurden durch Rutschversuche die Reibungsbeiwerte μ zwischen Draht und Beton bestimmt (Tabelle 1).

Tabelle 1.
Reibungsbeiwerte μ .

Oberflächenbedingung des Drahtes	μ
Blank, chemisch gereinigt	0,25
Blank, mit Schmirgelsand gereinigt	0,20
Rostig, rau	0,84
Rostig, mäßig rau	0,55
Rostig, rau, gebürstet	0,82
Rostig, rau, leicht geschmirgelt ..	0,79

Die mittels Spiegeltensometers mit einer Genauigkeit von 1/80 000 cm gemessene Durchmesseränderung des belasteten und entlasteten Drahtes ist in Abb. 1 wieder gegeben. Im Zusammenhang mit der Spannungs-Dehnungs-Linie des Drahtes konnte daraus festgestellt werden, daß die Poissonsche Zahl bis zur Elastizitätsgrenze etwa 1/4 betrug und daß darüber hinaus das Verhältnis von Quer- zur Längsdehnung auf etwa 1/2 anstieg. Bei der Entlastung ergab sich von der Bruchgrenze ab das Verhältnis angenähert zu 1/3. Wie aus Abb. 1 zu erschen ist,

war die Verringerung des Durchmessers bei Belastung größer als die Zunahme bei Entlastung.

Beim Lösen der Spannvorrichtung und Aufbringen der Vorspannung auf den Beton vergrößerte sich der Durchmesser des Vorspanndrahtes um rd. 0,0008 cm, was einem Schwindmaß des Betons von 0,165 % gleichzusetzen ist, d. i. der 4- bis 5fache Betrag des wahrscheinlich zu erwartenden Schwindmaßes.

Der Beton bestand aus schnell erhärtendem Portlandzement mit einem Mischungsverhältnis 1 : 1,9 : 2,6, bei

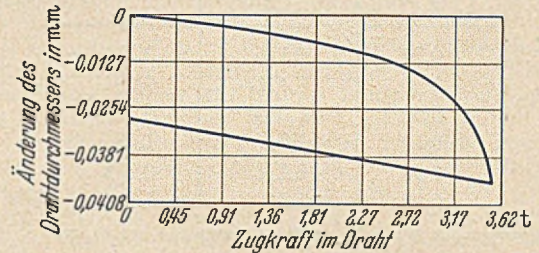


Abb. 1. Abhängigkeit des Drahtdurchmessers von der Zugkraft.

einem Wasserzementfaktor von 0,435. Der Beton wurde eingerüttelt. Die durchschnittliche Würfelzugfestigkeit (15,2 cm Kantenlänge) betrug nach 7 Tagen 350 bis 370 kg/cm².

Folgende Typen von Versuchskörpern wurden überprüft:

a) Vorgespannte Betonbalken von 10 · 10 cm² Querschnitt, 2,44 m lang mit einem vorgespannten Draht unterhalb der Mittellinie;

b) wie a) ohne Vorspannung.

c) Vorgespannter Betonbalken von 20 · 10 cm² Querschnitt, 2,44 m lang mit 2 oberen und 4 unteren vorgespannten rauhen Drähten.

d) Vorgespannter Betonbalken von 20 · 10 cm² Querschnitt mit einem vorgespannten blanken Draht, 5 cm von der Unterkante entfernt.

Aus den Herausziehversuchen mit blanken und rauhen Drähten mit oder ohne Vorspannung an den unter a) und b) aufgeführten Versuchskörpern sind folgende Ergebnisse festzuhalten:

1. Die Herauszielänge ist nicht von der Einbettungslänge abhängig, sondern nur von dem Rauigkeitsgrad (Reibungswert μ).

2. Die Herausziehkraft ist bei reiner Haftung gering und unabhängig von der Einbettungslänge. Bei Hinzutreten von Reibung zwischen Drahtoberfläche und Beton, z. B. bei rauhen Drähten, wächst die Größe der Herausziehkraft auf den mehrfachen Betrag an und steigert sich auch mit der Einbettungslänge. Dies gilt verstärkt bei Drähten mit Höckern oder periodischen Verdickungen.

3. Bei blanken, vorgespannten Drähten ($\mu = 0,25$) trat bei einer Differenz der Zugkraft zwischen Ende und Mitte des Versuchskörpers von 0,4 bis 1,2 t bereits eine Überwindung der Haftung und ein Herausziehen des Drahtes in Brückenmitte ein. Bei rauhen Drähten mit $\mu = 0,55$ bzw. 0,82 setzt das Herausziehen bei 0,8 bzw. 2,2 t ein, um dann bei den Grenzwerten von 2,0 bzw. 3,1 t zu einer untragbar großen Herauszielänge zu führen.

4. Der Einfluß der Betongüte war gering, während die Lagerung der Versuchskörper während der letzten 24 Stunden vor den Versuchen von wesentlicher Bedeutung war und bis zu etwa 30 % unterschiedlichen Ergebnissen führte.

5. Interessant war die Versuchsreihe über die Wiederherstellung der Verbundwirkung im Laufe der Zeit. Zuerst wurde der Draht bis zur Überwindung der Haftfestigkeit gezogen. Nach 10 Monaten wurde dann der Versuch an denselben Versuchskörpern wiederholt mit dem Ergebnis, daß die Herausziehkraft um einen wesentlichen Betrag angestiegen war (Tabelle 2). Die Ursache für dieses Verhalten ist in dem Schwindvorgang des Betons zu suchen und als dessen weitere Folge eine Wiederherstellung der Haftung.

Die Versuche zur Bestimmung der Bruchlast mit den unter c) und d) aufgeführten Versuchskörpern ergaben:

1. Der Bruch trat bei Versuchsbalken A (bemessen für einen Bruch durch Zerreißen des Drahtes) bei einem

Bruchmoment von 2240 kgm ein. Die max. Druckspannung im Beton stieg dabei bis auf 633 kg/cm² an.

Die rechnerische Bruchlast eines nicht vorgespannten Balkens von den gleichen Abmessungen mit dem gleichartigen Draht ergibt sich in der gleichen Höhe. Der Bruch würde in der gleichen Art eintreten sein.

Tabelle 2.

Einbettungs- länge m	Herausziehkraft nach 7 Tagen t	Herausziehkraft 10 Monate später t
0,30	0,136	0,226
0,30	0,471	0,692
0,60	0,063*	0,125
0,60	1,24	1,58
0,90	0,238	0,578
0,90	1,35	1,94

* Herausgezogen bis auf eine Einbettungslänge von 51 cm.

2. Bei dem Versuchsbalken B (bemessen für ein Versagen durch Herausziehen des Drahtes) trat schon beim Lösen der Vorspannvorrichtung ein Abfall spannkraft in Balkenmitte um rd. 1,2 t auf, so daß die Haftung bereits überwunden war. Der Draht begann sich durchzuziehen und wirkt bei der Belastung nicht mehr wie ein vorgespannter Balken, sondern wie eine gewöhnliche Stahlbetonkonstruktion mit einer gleitenden Bewehrung. Der Bruch trat dementsprechend durch eine Vergrößerung des inneren Hebelarmes, verbunden mit einer Abminderung des Widerstandsmomentes und einem Absinken der Drahtspannung ein.

3. Die Bruchlast eines Spannbetonbalkens ist nicht unbedingt die gleiche wie für nicht vorgespannte Betonbalken. Wenn trotzdem die Bruchlast sich in der gleichen Höhe ergibt, so liegt dies an dem Zusammenwirken mehrerer veränderlicher Faktoren. Ein Verlaß ist nicht darauf.

4. Die Bedingungen, unter denen ein vorgespannter Balken versagt, können nicht aus der Herausziehkraft eines nicht vorgespannten Drahtes gleicher Art mit einer Einbettungslänge von der Hälfte der Spannweite abgeleitet werden.

5. Als eine wirksame Erhöhung der Verbundwirkung kann die Verwendung von rauhen Drähten empfohlen werden. Große Schwierigkeiten bestehen jedoch darin, einen hohen Rauheitsgrad zu erreichen. Aus diesem Grunde ist ein entsprechend hoher Sicherheitsfaktor einzuführen.

6. Die Verbesserung der Verbundwirkung durch Vergrößerung der Drahtdurchmesser an den freigelassenen Drahtenden wird allgemein überschätzt.

[Nach Journal Inst. Civil Engineers 33 (1949/50), November 1949 S. 19—40.] H. Fröhlich, Dortmund.

Vorgespannter Beton in USA.

Die in Europa bereits vor dem letzten Kriege entwickelten Verfahren für die Herstellung von vorgespanntem Beton führten in den USA nicht zu den gleichen wirtschaftlichen Erfolgen. Es mußten neue Methoden gefunden werden, welche den besonderen Verhältnissen in den USA gerecht wurden, z. B. den im Gegensatz zu Europa sehr hohen Arbeitslöhnen, sowie den in Amerika zur Verfügung stehenden Baustoffen, insbesondere für die Vorspannglieder. Dieses Ziel setzte sich die Roebing's Sons Co. mit einem 1944 anlaufenden Versuchsprogramm. Als Ergebnis liegt nunmehr ein Verfahren vor, das schon seine ersten praktischen Anwendungen gefunden hat. Es weist folgende, teilweise von den europäischen Gebräuchen abweichende Eigenarten auf:

1. Als Vorspannglieder findet der beim amerikanischen Hängebrückenbau übliche Stahldraht Verwendung, der mit einem galvanisierten Zinküberzug versehen wird.

2. Die Drähte werden bei größeren Vorspannkraften zu Seilen zusammengefaßt, die über die Gebrauchslast hinaus vorgereckt werden. Damit entfällt die unerwünschte bleibende Reckung und es kann außerdem die Proportionalitätsgrenze erhöht werden.

3. Als Endstücke für die Seile wurden dünne zylindrische Klemmen aus Schmiedestahl mit Teilgewinde entwickelt, die sowohl das Vorspannen wie auch die Verankerung erleichtern und vereinfachen.

4. Die Verankerung der Seile wird nicht mit einbetoniert, sondern an der Außenfläche des Betons angebracht, so daß die Höhe der Vorspannung jederzeit nachgeprüft werden kann.

5. Aus zahlreichen untersuchten Querschnittsformen für den vorzuspannenden Beton wurde der Hohlkasten als besonders geeignete Grundform erwählt. Dieser hat außerdem den Vorteil, daß er den im Innern liegenden verzinkten Vorspannelementen einen weiteren Schutz bietet.

Das neue Verfahren wurde zuerst an Modellen ausprobiert. In Abb. 1 ist ein Versuchsstück dargestellt, das im Maßstab 1 : 10 der Fahrbahnplatte einer zweispurigen

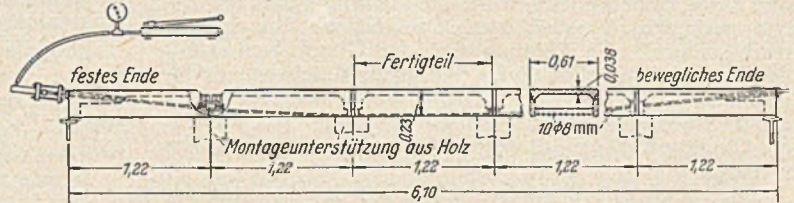


Abb. 1. Versuchs balken.

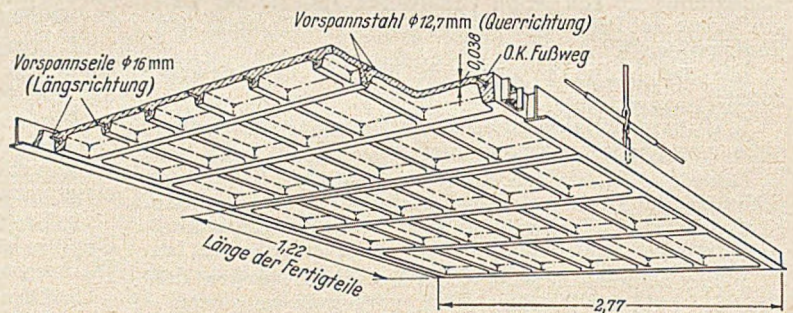


Abb. 2. Fahrbahnplatte der Fußgängerbrücke Lumberville.

Brücke der Belastungsklasse H 20 (Zweiachsiger Lastwagen mit 3,6 t + 14,5 t Achslasten) entspricht. Um ausreichende Wandstärken zu erhalten, wurde dabei an Stelle des Hohlkastenquerschnittes ein U-Querschnitt verwendet. Der Versuchsbalken bestand aus fünf Fertigteilen von 1,22 m Länge und 0,61 m Breite mit einer Plattenstärke von 3,8 cm. Die einzelnen Stücke wurden auf einer Schalung zusammengelegt mit rd. 3,8 cm Zwischenraum, die später mit Frischbeton ausgefüllt wurde. Nach Erhärten des Betons wurden zehn Spannseile angebracht und vorgespannt, wobei sich der Träger von der Schalung abhob. Erst bei der 4fachen Verkehrslast zeigten sich Risse in der Trägermitte, die sich aber bei Entlastung wieder schlossen. Der Träger wurde ferner mit doppelter Verkehrslast über einen Zeitraum von drei Jahren dauerbelastet. Es traten dabei keine weiteren Durchbiegungen oder sonstige Mängel auf.

Als Großversuch war der Einbau als fugenlose vorgespannte Decke in einem Warenhaus in Cicero, Ill., im Oktober 1946 zu werten. Die 7,6 cm starke Deckenplatte blieb trotz schwerer konzentrierter Lasten bis heute rissfrei.

Im Jahre 1948 wurde das Verfahren bei einer Hängebrücke für Fußgängerverkehr über den Delawarefluß bei Lumberville, Pa., verwendet. Die 195 kg/m² schwere Fahrbahn (Abb. 2) hatte bei einer lichten Spannweite von 2,63 m eine Verkehrslast von 415 kg/m² aufzunehmen.

Für die Quervorspannung wurden Rundstäbe aus hochwertigem Stahl von 12,7 mm Ø verwendet, die in Pergamentpapier-Röhren verlegt waren, um einen Verbund mit dem umgebenden Beton zu verhüten. Die Gewinde an

den Enden der Vorspannglieder waren aufgewalzt, um den Querschnittsverlust durch den Gewindecinschnitt auszugleichen. Die Fahrbahnplatte setzte sich aus rd. 200 Einzelstücken von $2,63 \cdot 1,22 \text{ m}^2$ zusammen, die in Serienfertigung in einer Betonfabrik hergestellt wurden. Die 3,8 cm dicke Platte war durch Rippen in Feldern von $22,8 \cdot 26,7 \text{ cm}^2$ unterteilt und mit einem leichten Baustahlgewebe von 25 mm Maschenweite versehen. Nach 24 Stunden wurden die Fertigteile ausgeschalt und nach weiteren 14 Tagen Erhärtungszeit durch Anspannen der Rundstähle mittels hydraulischer Pressen (Abb. 3) vorgespannt.

Der Transport und Einbau der rd. 0,5 t schweren Einzelplatten brachte keine Schwierigkeiten. Nachdem die für die Längsvorspannung vorgesehenen Seile von 16 mm Durchmesser verlegt waren, wurden die Fugen zwischen den Einzelteilen vergossen und nach Erhärten des Vergußbetons die Längsseile angespannt.



Abb. 3. Aufbringen der Vorspannung mittels einer hydraulischen 50-t-Pressen.

Ein Stanzversuch zur Überprüfung des Verhaltens der dünnen Betonplatte bei einer konzentrierten Last, wie sie möglicherweise auftreten kann, wenn ein Rad über einen auf der Fahrbahn liegenden Stein rollt, ergab, daß erst bei einer Last von 11 t mit einer Lastfläche von $15 \text{ cm} \times 15 \text{ cm}$ in Feldmitte ein Durchstanzen der Platte eintritt. Damit

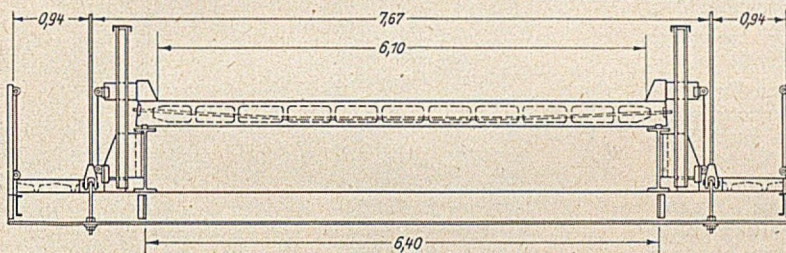


Abb. 4. Querschnitt der Hängebrücke über den Rio Paz.

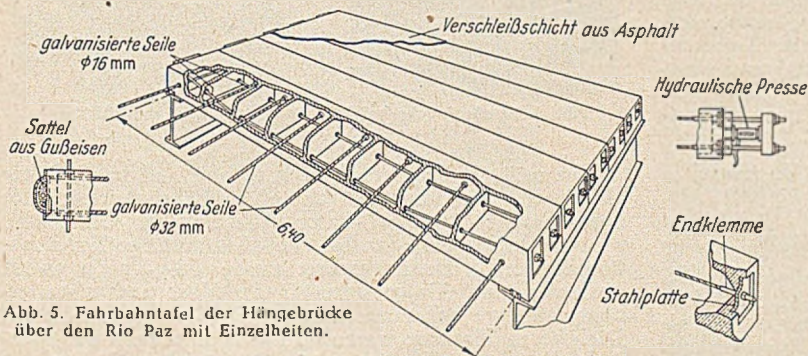


Abb. 5. Fahrbahnplatte der Hängebrücke über den Rio Paz mit Einzelheiten.

war eine ausreichende Sicherheit für den Fußgängerverkehr vorhanden und darüber hinaus erwiesen, daß eine Plattendicke von 3,8 cm als ausreichend für leichten Straßenverkehr erachtet werden kann.

Eine weitere Entwicklungsstufe wurde bei der Hängebrücke mit durchlaufendem Versteifungsträger über den Rio Paz zwischen Salvadore und Guatemala erreicht. Bei rd. 64 m Spannweite der Mittelöffnung und 29,3 m der seitlichen Öffnungen wurde eine in Quer- und Längsrichtung vorgespannte Betonfahrbahn verwendet. Die mit einer Verschleißschicht aus Asphalt versehene Fahrbahn ist 6,10 m breit und zweispurig für die Belastung mit einem Lastenzug H 15-S 12 (Dreiachsiger Lastwagen mit $2,7 \text{ t} + 10,9 \text{ t} + 10,9 \text{ t}$ Achslasten) zu berechnen. Beiderseits ist ein rd. 1 m breiter Fußweg angeordnet (Abb. 4 und 5). Seitliche I-Träger (1,52 m hoch) übernehmen sowohl die Aufgabe der Längsträger wie auch der Versteifungsträger. Die leichten, von der Betonplatte unabhängigen Querträger, dienen gleichzeitig zum Anschluß der Hängeseile und als Konsole für die Fußwege.

Die 6,40 m weit gespannte Fahrbahnplatte wiegt nur 391 kg/m^2 und besteht aus 224 vorgespannten Fertigplatten von 30 cm Höhe, 53 cm Breite und 6,59 m Länge. Die obere Platte ist 5,9 cm dick, die untere 4,6 cm und die seitliche Wand 3,2 cm. Versteifungsrippen sind im Abstand von 58 cm mit einer Stärke von 6,7 cm angeordnet. Jedes Fertigteil ist mit einem verzinkten Seil von 16 mm ϕ vorgespannt. Das an einem Ende über einen Sattel geführte Seil ist an dem anderen Ende mit Stahlplatten gegen den Beton verankert. Zur Aufnahme der Biegemomente aus ständiger Last und der Verkehrslast ist das Seil parabolisch verlegt, wobei die lotrechten Kräfte aus dem Seil an den Zwischenrippen mittels kleiner Sattelstücke aus Gußeisen übertragen werden. Als schlaffe Bewehrung ist nur ein leichtes Baustahlgewebe in allen Betonteilen vorgesehen. Die Balken haben an den Enden an der Unterseite eine Aussparung, in welche eine Stahlleiste des Versteifungsträgers 16 mm tief eingreift. Die Fugen zwischen den einzelnen Plattenstücken wurden nicht vergossen. An den Enden der Brücke sind kurze Fahrbahnstücke an Ort betoniert. In Längsrichtung ist die Fahrbahn mit 8 verzinkten Seilen von 32 mm ϕ vorgespannt, die gleichmäßig über den Querschnitt verteilt sind und rd. 15 cm unter Oberkante Platte liegen.

Die Berechnung der Platte geht von der Annahme aus, daß durch die Längs- und Quervorspannung eine homogen wirkende, elastische Platte entsteht. Bei einer Quervorspannung von 13,6 t je Seil wurde eine volle Vorspannung erreicht, so daß die aus ständiger Last und Verkehrslast entstehende maximale Spannung rd. 67 kg/cm^2 Druck beträgt und die minimale Spannung gleich Null ist. Durch die Längsvorspannung werden die einzelnen Balken mit den erforderlichen Reibungskräften aneinandergedrückt und außerdem dem Betonquerschnitt eine ausreichende Druckvorspannung für die in Längsrichtung auftretenden positiven und negativen Momente gegeben. Erforderlich war eine Vorspannkraft von 363 t.

Die beiden Enden der Seile für die Quervorspannung wurden gleichzeitig mit einer hydraulischen 50-t-Pressen (Abb. 3) angespannt, die zwischen der Kopffläche des Betons und einer Traverse wirkt, wobei die Seilenden mittels besonderer Kuppelstücke mit den Traversen verbunden waren. Bei einem Pressendruck von 27 t wurden die Endmuttern an den Endstücken der Seile gegen die Verankerung von Hand angezogen und die Presse dann nachgelassen. Es blieb dann eine Vorspannkraft von 13,6 t in jedem Kabel.

Als Betongüte war ein B 280 mit 10 mm maximaler Korngröße der Zuschlagstoffe vorgesehen. Um einem zu schnellen Erhärten des Betons in dem heißen Klima vorzubeugen, wurde ein Zusatzmittel verwendet, welches den Beton plastisch machte und das Einbringen in die dünnen Querschnittsteile erleichterte. Das Feuchthalten der frisch betonierten Fertigteile erfolgte in der ersten Woche mittels nasser Strohmatten und dann eine weitere Woche durch regelmäßiges Sprengen mit Wasser.

Nach Montage der Stahlkonstruktion wurden die Fertigteile verlegt, und zwar, um eine zu ungleichmäßige Belastung zu vermeiden, zuerst auf große Abstände verteilt, wobei die Vorspannseile vorher durchgezogen wurden (Abb. 6). Die restlichen Fertigteile wurden dann am Ende der Brücke aufgebracht, die Vorspannseile eingefädelt, danach alle Fertigteile eng verlegt und die Endbereiche der Fahrbahn betoniert. Nach 7 Tagen Erhärtungszeit erfolgte das Vorspannen der Längsseile in ähnlicher Weise wie die Querseile. Die ebenfalls vorgefertigten Schrammbordränder wurden stückweise eingebaut und durch Vergießen der Ankerlöcher mit der Stahlkonstruktion fest verbunden. Zum Schluß wurde eine Verschleißschicht aus Asphalt aufgebracht.

Die vorgespannte Betonkonstruktion für die beiden Fußwege war ähnlich wie bei der Brücke in Lumberville.

Die Breite betrug rd. 1 m und die Spannweite 2,13 m. Die Platte war 3,2 cm stark und durch 2,15 cm hohe Längsrippen verstärkt. Vorgespannt wurde mittels zweier Rundstäbe aus hochwertigem Stahl von 12,7 mm ϕ in jeder Rippe. Die Rundstäbe waren mit Stoffüberzug versehen, um Haftung zwischen Beton und Stahl auszuschalten.

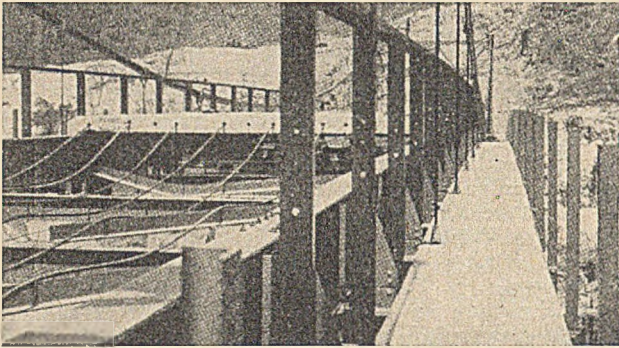


Abb. 6. Hängebrücke über den Rio Paz, Verlegen der Fertigteile.

Diese Lösung erwies sich als billiger und einfacher in der Handhabung als die bei der Brücke Lumberville verwendeten Papierhüllen.

Das oben beschriebene Vorspannsystem vereint alle Vorzüge der in Europa entwickelten Verfahren und verbindet gleichzeitig damit eine Ausnutzung der wirtschaftlichen Verhältnisse und der vorhandenen Baustoffe in den USA. Außerdem schaltet es die unangenehmen Einflüsse von Schwinden und Kriechen des Betons aus.

Die Kriechgrenze des verwendeten verzinkten Brückendrahtes liegt bei etwa 12,6 t/cm². Die Proportionalitätsgrenze ist mit 8,4 t/cm² anzunehmen und kann durch vorheriges Recken wesentlich erhöht werden. Die Gebrauchsspannung wurde unter Einhaltung eines Sicherheitsfaktors gegenüber Erreichen der Streckgrenze mit etwa 7,4 t/cm² festgelegt. Die Erhöhung der zulässigen Spannung hängt von der Entwicklung eines Drahtmaterials mit höheren Streckgrenzen ab, wobei allerdings sichergestellt sein muß, daß keine Verluste durch Kriechen des Drahtes auftreten. Entsprechende Versuchsarbeiten laufen bereits, und es liegt schon ein verbesserter, galvanisierter Brückendraht vor mit einer Streckgrenze von 15,0 t/cm² und einer zulässigen Spannung von 8,4 t/cm², bei dem keine Verluste durch Kriechen eintreten. [Nach Engg. News-Record 144 (1950) Nr. 9, S. 34].

H. Fröhlich, Dortmund.

Richten verbogener Stahlbrücken in USA.

Soweit ihm bekannt, ist Joseph Holt aus Seattle, Washington, USA, der einzige in der Welt, der Brücken gerade, richtet". Die Professoren der Washingtoner Universität suchten ihn deswegen bei seiner Tätigkeit auf. Holt benutzt für seine Arbeiten nur einen Schweißbrenner.

Bei Stahlbrücken können die verschiedensten Teile durch Unfälle verbogen, verdreht oder sonstwie beschädigt werden. Gleich, ob nun die ganze Brücke beschädigt ist oder nicht, die verbogenen Glieder müssen einzeln wieder hergestellt oder sogar ersetzt werden, wenn es die Sicherheit der Konstruktion erfordert.

Die öffentliche Verwaltung in Pacific North-West, USA, der solche Brücken gehören, ruft bei solchen Gelegenheiten oft nach Holt. Holt erhitzt hier ein wenig und da ein wenig, und ein verbogener Träger beginnt sich dann von selbst zu strecken. Man muß nur wissen, wo und wie man zu erhitzen hat, sagt Holt.

Einige der Grundprinzipien der Anwendung von Hitze zur Ausrichtung eines verbogenen Teiles sind allgemein verständlich. Jeder weiß, daß Metall sich in der Hitze ausdehnt und bei Abkühlung zusammenzieht. Wenn keine äußeren Kräfte auftreten, behält ein gleichmäßig erhitzter Stahlteil beim Abkühlen seine ursprüngliche Form.

Wird ein eingespannter Stab, der nicht frei seine Länge ändern kann, erhitzt, so wird er sich mehr als gewöhnlich in den anderen beiden Richtungen ausdehnen. Wird er dann in nicht eingespanntem Zustande abgekühlt, so wird er sich in allen Richtungen zusammenziehen. Es ergibt sich dann, daß der Stab dicker und kürzer als vor dem Versuch geworden ist.

Umgekehrt, wenn ein an den Enden frei aufgelagerter Stab erhitzt wird und die Enden dann eingespannt werden, wird sich nach dem Abkühlen ein Stab ergeben, der länger und dünner als zuvor ist.

Holts Arbeit, Brückenglieder zu richten, baut auf diesen Prinzipien der Wärmeausdehnung und Zusammenziehung bei Einspannung auf. Er geht aber noch einen Schritt weiter. Er erhitzt im Augenblick immer nur einen Teil des Stahls. Der übrige Teil des Stabes bleibt kalt und bewirkt selbst die Einspannung. Wenn die erhitzten Teile abkühlen, zieht die Schrumpfung das Stück gerade.

Einen Biegestab gerade zu richten, ist ein einfacher Vorgang. Eine Außenkante des Teiles ist länger geworden als die andere. Die übliche Methode des Richtens besteht darin, die zu langen Kanten zu kürzen. Holt erhitzt einen V-förmigen Bereich an der Außenseite des Biegestabes. Der Stahl in dem erhitzten Bereich dehnt sich, aber der Stab als solcher kann sich nicht längen, da der Großteil seiner Masse kalt bleibt. In dem Maße, wie der Stahl sich in dem erhitzten Teil abkühlt, übt die Zusammenziehung einen kräftigen Zug auf den ganzen Stab aus. Er wird gerader.

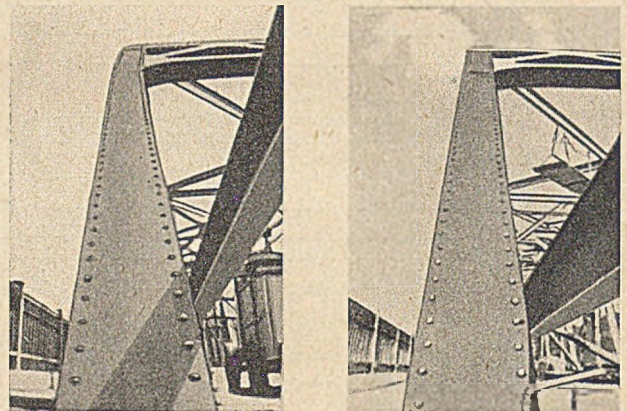


Abb. 1. Straßenbrücke bei Dillard vor und nach dem Richten.

Die meisten der Holtschen Vorgänge sind verwickelter als dieser. Vor kurzem brannte die Fahrbahndecke der Snake-River-Brücke bei Pasco, Washington, USA, und verursachte solchen Schaden, daß diese wichtige Konstruktion für den Verkehr gesperrt wurde. 70 I-Träger waren stark verformt. Einige waren in der Mitte nach oben gebogen, andere nahmen zusammengesetzte Krümmung an. Die oberen Flansche waren im Mittel 15 cm aus der Richtung, die unteren Flansche waren leicht durchgebogen.

Man hielt die Konstruktion zuerst für völlig erledigt. Da aber die Brücke eine wichtige Hauptstraße überführte und kein Umgehungsweg verfügbar war, beschloß die Washingtoner Straßenbrückenverwaltung zu versuchen, die Brücke einspurig herzurichten, bis ein neuer Überbau erstellt war.

Als erstes wurden Holt und sein Sohn Fred herbeigerufen, um die Träger und Streben zu richten, ein Auftrag, der 25 Tage Arbeit erforderte und dem Staat kaum 5000 Dollar kostete.

Die Holts richteten die rd. 21 m über Wasser liegenden Fahrbahnblechträger, 71 cm hoch, mit 27 cm breiten Flanschen, sowie rd. 20 cm aus der Richtung, mit nur einem Azetylenbrenner. Ihr einziges Gerüst bestand aus 3 Bohlen, 10 · 30 cm, und einem leichten Geländer auf einer Seite. Dieses Gerüst trug die Azetylanlage.

Beide Männer arbeiteten rittlings auf den Trägern. Sie bearbeiteten 4—5 Träger gleichzeitig, indem nacheinander V-förmige Stellen bei jedem Träger erhitzt wurden.

den, während die anderen abkühlten. Die Öffnung des V lag in jedem Falle an der Seite der Oberfläche, die sich zusammenziehen sollte. Da die lineare Zusammenziehung beim Abkühlen des Stahls am größten an der Öffnung des V ist, streckt sich der Träger in der gewünschten Weise, und zwar um etwa 3 mm für 30 cm Länge erhitzten Stahls.

Die Erhitzungen wurden wiederholt, bis der Träger wieder ausgerichtet war. Bei Krümmungen wurden die Erhitzungen etwa 30 cm seitlich vorgenommen. Gelegentlich mußten an den Enden, wo die Träger rechtwinklig zur Hauptträgerebene stehen sollen, 4—5 Erhitzungen an derselben Stelle ausgeführt werden. Im Durchschnitt erforderte ein Träger mindestens 20 Erhitzungen, und wenn er nicht unter Spannung der Gurte stand, 4 Erhitzungen.

Die schwierigsten Träger lagen in der Nähe einer 25-cm-Ausbeulung im Obergurt, der auf 9 m Länge um 40 cm aus der Richtung war. Der angrenzende Träger wies Verdrehungsbeanspruchungen auf, die verursachten, daß er sich um 6 mm in falscher Richtung bewegte, als Holt 2 kleine Erhitzungen vornahm, die etwa die Größe einer Kupfermünze hatten. Um diese zu überwinden,

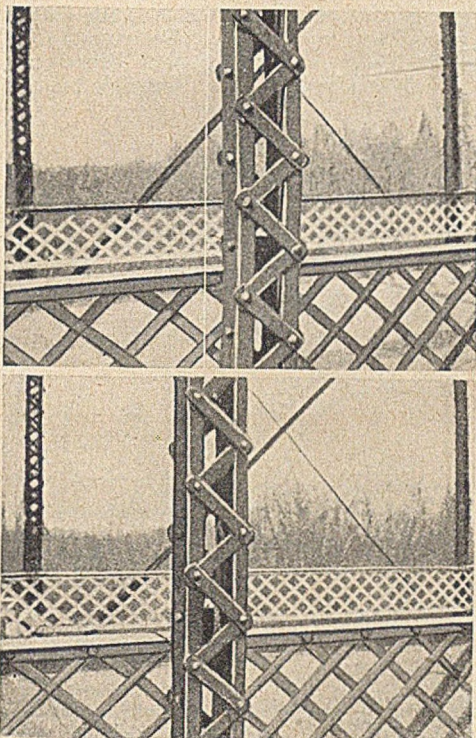


Abb. 2. Ein Druckposten an einer Straßenbrücke im Staate Washington vor und nach der Behandlung. Die weiße Linie zeigt, wie weit der Posten aus der Richtung war.

hämmerte Holt den Träger an der herausgedrehten Seite, bis er sich um 3 mm nach innen bewegte, dann erhitze er mehrmals, bis der Träger wieder gerade war.

Die vorläufigen Versuche an der Universität Washington und auch an der Ohio-Universität zeigen, daß die Erhitzungen dem Stahl in keiner Weise schaden. In einigen Fällen ist die Elastizität des gerichteten Stahls verringert, aber in allen Fällen kann er mehr beansprucht werden, als es vorher der Fall war.

Ein anderer Auftrag Holts bestand darin, die verbogenen Stahlglieder einer durch Hochwasser beschädigten Straßenbrücke in Oregon zu richten. Der stromaufgelegene Posten der Mittelstütze eines Durchlaufträgers über 2 Öffnungen hatte sich fast um 1,06 m gesenkt und rief Knickung im Obergurt und den Querverbänden hervor. Der Untergurt war an einem Ende gebrochen, einige der oberen Querglieder ebenfalls, und etwa 100 Stahlglieder waren verbogen oder verformt. Außer dem Anheben der Brücke und Ersatz des Mittelpfeilers hatte die Brückenverwaltung die Wahl zwischen dem Ersatz der beschädigten Teile mit einem Betrage von 40 000 Dollar, oder aber sie nach Holts Methode mit

einem Aufwand von 6000 Dollar zu richten. Die Verwaltung beschloß, 2 Obergurtabschnitte und 3 obere Windverbandsrahmenstücke zu ersetzen und von Holt die Hauptarbeit vornehmen zu lassen.

Das schlechteste zu richtende Glied war in seinen mittleren Punkten um etwa 1 m aus der Lage. Bei manchen Teilen waren die Eigenspannungen der Konstruktion ausreichend, um die verbogenen Glieder in ihre ursprüngliche Lage zurückschnellen zu lassen, in anderen Fällen wurden äußere Kräfte durch hydraulische Winden aufgebracht.

Holt erhitze an der Spitze des V auf ungefähr 700° C (hellrote Färbung), allmählich nach der Öffnung des V fortschreitend, indem er den Brenner in immer breiterem Strich hin und her bewegt. Er bewirkt so, daß „genügend kühler beanspruchungsfähiger Stahl vorhanden ist, der so liegt, daß der erhitzte Stahl gezwungen wird, sich zu verformen. Evtl. wird zusätzlich eine äußere Kraft aufgebracht, um die Formänderungswirkung zu beschleunigen. Die Konstruktion muß auch daraufhin untersucht werden, ob die einzelnen Glieder unter Zug oder Druck stehen, da unermesslicher Schaden angerichtet werden kann, wenn man diese Kräfte nicht beachtet“.

Die Überprüfungsergebnisse zeigen 1—1,5% Dehnungsverlust, aber Erhöhung des Fließpunktes, der Last- und der Zugbeanspruchbarkeit.

Soweit die Quelle: R. Bloomberg in Building Digest XI (1951) Nr. 7 S. 232.

Über die sonstigen möglichen Veränderungen des Werkstoffes ist in dem Bericht nichts ausgesagt, ebenso nicht über die verschiedenen Bedenken, die man gegen diese nach unseren Begriffen überraschend einfache Verfahren von Holt äußern könnte.

Reg.-Baumeister W e n k , Köln.

Der Washburn-Tunnel.

Als Ergänzung zu dem Bericht im Bauingenieur 25 (1950) S. 456, sei folgendes nachgetragen. Die Länge des Tunnels zwischen den Tunnelhäuptern beträgt 895 m. Die höchste Steigung ist 6%. Die Tunnelabschnitte in den Rampen wurden in offener Baugrube hergestellt, das 457,20 m lange Mittelstück durch Absenken von 4 je rd.

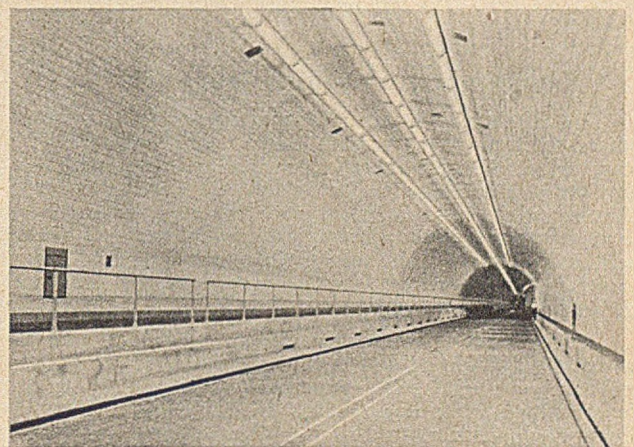


Abb. 1. Innenansicht des Tunnels.

115 m langen Röhren. Der innere Durchmesser der Röhren ist 9,75 m. Den fertigen Tunnel zeigt Abb. 1. Die Fahrbahn besteht aus Ziegelsteinen, die Wandung aus Fliesen. Die Röhren wurden ähnlich wie beim Norfolk-Tunnel [vgl. Bauingenieur 27 (1952)] in schwimmendem Zustand ausgerüstet und durch Einbringen eines Teiles des Füllbetons zum Absenken vorbereitet. Sie wurden dann zur Baustelle geschleppt und nach Zugabe weiteren Füllbetons auf die ausgebaggerte Rinne abgelassen. Während beim Norfolk-Tunnel diese Rinne vor dem Absenken fix und fertig abgeglichen worden war, so daß die Röhren in ihrer ganzen Länge auflagen, wurden sie beim Washburn-Tunnel zunächst auf 2 nach oben konkave stählerne

Stützböcke aufgesetzt. Nach der endgültigen Ausrichtung wurden weitere 80 t Füllbeton eingebracht und die Verbindung der Röhren durch eine Art von Nut und Feder hergestellt. Nachdem dann das Gelenk ausbetoniert worden war, wurde die Rinne durch unter Druck eingebrach-

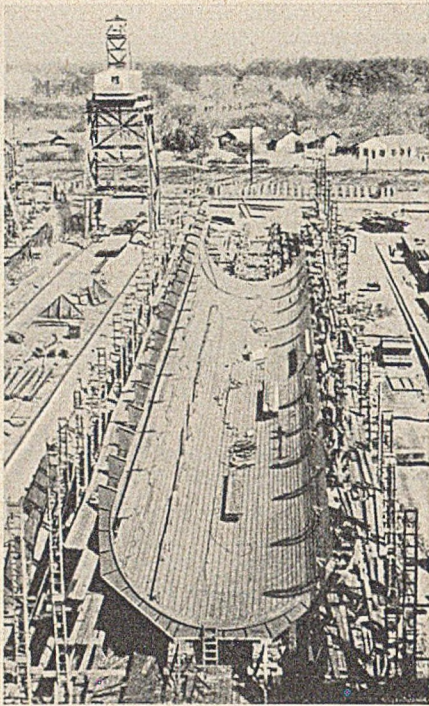


Abb. 2.

ten Sand ausgefüllt, so daß nunmehr die Röhren überall voll auflagen. Anschließend wurden die provisorischen Stützen entfernt und der restliche Füllbeton eingebracht. Nach Beseitigung der Schotten am Zusammenstoß der Röhren wurde zur Schaffung absoluter Wasserundurchlässigkeit noch ein rittlings aufgesetztes U-Eisen auf die Verbindungsstellen aufgeschweißt. [Nach I. B. Yassin u. L. Gain: La Technique des Travaux 27 (1951) S. 115.]

E. Weiß, Berlin.

Neuerungen an Bauaufzugswinden.

Die Konstruktion einer Bauaufzugswinde ist gegenüber anderen Windwerken durch die mögliche Verschiedenheit der Antriebsmotoren bedingt, da je nach Art der Baustelle entweder Elektro- oder Verbrennungsmotoren Anwendung finden können. Aus diesem Grunde geht man zweckmäßig von einem ständig laufenden Antrieb aus, um die Winde je nach Bedarf mit dem einen oder anderen Antriebsmotor ausstatten zu können. Demnach müssen alle Arbeitsgänge mechanisch gesteuert werden.

In der Bauindustrie haben sich zwei Winden-Bezeichnungen eingebürgert, indem man einmal von „Friktionswinden“ und andererseits von „Zahnradwinden“ spricht. Nachstehend wird eine Friktionswinde behandelt, die in ihrer Neukonstruktion die Betriebssicherheit wesentlich erhöht und damit als Sicherheits-Bauaufzugswinde anzusprechen ist.

Bei den Friktionswinden üblicher Bauart ist die Arbeitsweise etwa die folgende: Ein mit Keilrillen versehenes oder glattes Friktionsrad ist mit einer Trommel, die ein Lastseil aufnimmt, auf einer Welle exzentrisch gelagert und wird in der Bremsstellung durch den Lastzug, mitunter zusätzlich auch durch ein Gegengewicht des Bedienungshebels, selbsttätig gegen einen Bremsklotz gedrückt. Soll nun die Last gehoben werden, so werden mit dem Bedienungshebel das Friktionsrad und die Trommel infolge ihrer exzentrischen Lagerung aus der Bremsstellung über eine Freifallstellung gegen ein Keilrillen- oder glattes Friktionsrad geführt, das über eine Zahnraduntersetzung oder eine Riemenscheibe durch den

Antriebsmotor fortlaufend angetrieben wird. Das Lastsenken erfolgt, indem man das Friktionsrad und die Trommel in Mittelstellung, ebenfalls infolge ihrer exzentrischen Lagerung, bringt. Zum Abbremsen dient ein Holzklotz, der nachstellbar angeordnet ist (Abb. 1).

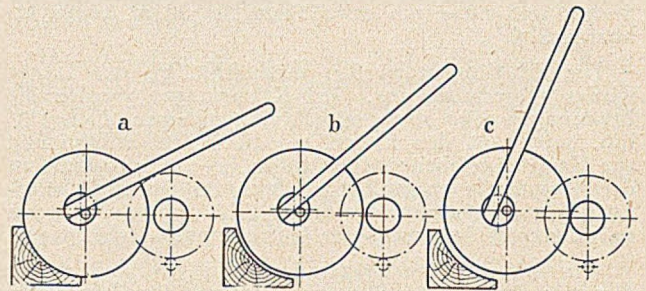


Abb. 1. Die drei Arbeitsstellungen bei den bisher üblichen Friktionswinden, a) Bremsen, b) Senken, c) Heben.

Wenn man die drei Arbeitsstellungen, wie Brems-, Senk- und Hubstellung betrachtet, sieht man, daß man nur über eine Freifallstellung von der Bremsstellung in den Hubgang schalten kann. Dies ist auch nicht zu vermeiden, wenn, wie meist in den Bedienungsvorschriften angegeben wird, der Abstand zwischen Brems- und Hubstellung durch Nachstellen des Bremsklotzes möglichst

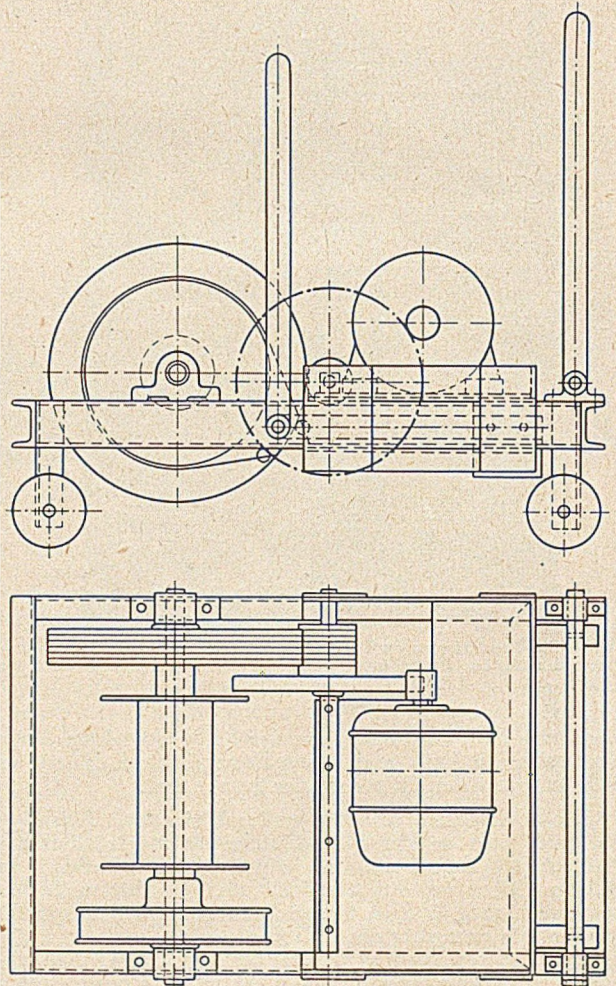


Abb. 2. Neue Friktions-Bauaufzugswinde von 650 kg Tragkraft (System Ernst Brand, Düsseldorf!).

klein gehalten wird, da eine Mittellage für das Senken freibleiben muß. Diese Konstruktion hat also den großen Nachteil, daß man beim Lastheben, wenn die Last in der Schwebe ist und weiter gehoben werden soll, stets über die Freifallstellung wieder einschalten muß, was immer zunächst ein Absacken der Last bedingt. Hierdurch tritt eine überhöhte stoßweise Beanspruchung des Drahtseiles

sowie aller anderen Windenteile und insbesondere des Antriebsmotors auf, da einmal das Absacken der Last und gleichzeitig der Hubgang zu bewältigen sind; zusätzliche Belastungen, die bei der Konstruktion der Winde wohl kaum berücksichtigt worden sind. Weiterhin muß bei der Windenkonstruktion unbedingt damit gerechnet werden, daß der Kraftfluß, sei es durch Motorschaden, Stromunterbrechung usw. während des Hubganges unerwartet unterbrochen werden kann. Sofort tritt dann ein Lastsinken ein, und nur selten wird der Maschinist frühzeitig reagieren, um die Last durch Zurückschalten des Bedienungshebels noch aufzufangen. Auch dürfte bei größeren Lasten das Abbremsen der Last durch Andrücken gegen einen einfachen Holzklotz nicht als einwandfrei anzusehen sein.

Trotz dieser großen Nachteile wird die Friktionswinde seitens der Bauindustrie bevorzugt, da die Anschaffungskosten günstiger liegen als bei sog. Zahnrad-Winden. Dies ist verständlich, da die Gestehungskosten bei dieser verhältnismäßig einfachen Windenbauart auch wesentlich niedriger liegen.

Vorstehende Erwägungen gaben Veranlassung zu prüfen, wieweit man durch Umkonstruktionen diese Nachteile auch bei der Friktionswinde ausschalten kann, um

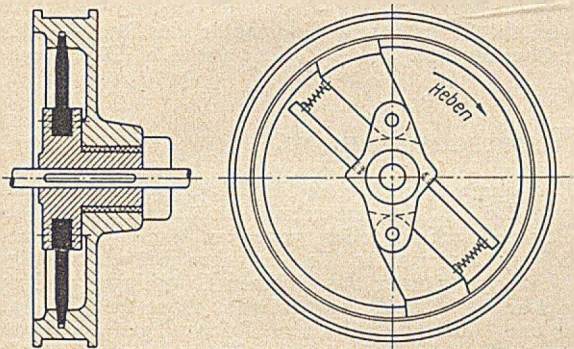


Abb. 3. Klemmgesperre (Rücklaufbremse) zur neuen Friktionswinde.

auch diese Windenbauart zum senkrechten Heben von größeren Lasten unfallsicher verwenden zu können. Diese Aufgabe dürfte durch die neue Friktionswinde „System Brand“ vollkommen gelöst sein.

In Abb. 2 ist die neue Friktionswinde veranschaulicht, wobei als Antrieb ein Elektromotor vorgesehen ist, der auf einem Schlitten montiert über ein Zahnrad-Vorgelege das kleine Friktionsritzel, das als Keilrillenrad ausgeführt ist, ständig antreibt. Es kann also auch ein Verbrennungsmotor Verwendung finden. Die Welle der Seiltrommel, die früher als Exzenterwelle ausgeführt oder in Exzentern gelagert war, ist nun mehr als glatte Welle in normalen Stahlagern gelagert, wobei die Seiltrommel durch Keil und Nute mit der Welle fest verbunden ist. Gleichzeitig ist das große Friktionsrad, das ebenfalls wie das kleine Ritzel als Keilrillenrad ausgeführt ist, auf der Welle fest aufgekeilt. Weiterhin ist auf der Trommelwelle eine Bremscheibe mit Bandbremse angeordnet. Diese Bremscheibe besitzt außerdem ein einseitig wirkendes Klemmgesperre mit Keilnuteneingriff, um ein unbeabsichtigtes Rücklaufen der Last auszuschalten. Der besondere Vorteil hierbei besteht darin, daß die Bandbremse beim Lastheben gelüftet wird. Die Wirkungsweise dieses Klemmgesperres, auch Rücklaufbremse genannt, ist wie folgt: Wie aus Abb. 3 ersichtlich, ist auf der Trommelwelle ein Daumenhalter fest aufgekeilt, auf dessen Nabe die Bremscheibe drehbar gelagert ist. Der Daumenhalter trägt, auf Bolzen drehbar, zwei Daumen, die am anderen Ende als Keilprofil ausgeführt in den als Keilnute ausgebildeten Bremscheiben-Innenrand eingreifen. Infolge der exzentrischen Lagerung der Daumen kann sich die Trommelwelle nunmehr nur noch nach einer Drehrichtung (Hubgang) frei durchdrehen, während die Daumen einen Rückwärtslauf (Lastzug) unmöglich machen, da die Bremscheibe durch die Bandbremse gehalten wird. Die beiden Druckfedern der Daumen machen hierbei, da sie die Daumen immer in

die vorderste Angriffsstellung drücken, auch die geringste Rückwärtsbewegung unmöglich. Eine Ermüdung oder Bruch dieser Federn ist für die Sicherheit des Klemmgesperres nicht ausschlaggebend, da auch ohne diese Federn durch die Formgebung der Daumen eine Rückwärtsdrehung der Welle höchstens von einigen Grad möglich wäre. Durch diese Anordnung sind nun die drei Arbeitsgänge, wie: Bremsen, Senken und Heben vollständig voneinander getrennt und in ihrer Wirkungsweise sowie Bedienung voneinander unabhängig gemacht worden. Soll die Last gehoben werden, so schaltet der Maschinist nach Anlassen des Motors den Hubgang ein, indem er durch den Bedienungshebel das Keilrillenritzel, das sich mit dem Zahnradvorgelege und Motor auf einem Schlitten befindet, gegen das große Keilrillenrad anpreßt. Beim Loslassen des Bedienungshebels zieht eine Zugfeder den Schlitten wieder in die Anfangsstellung zurück. Wird das kleine, ständig laufende Ritzel gegen das große Keilrillenrad gepreßt, so wird letzteres in Hubrichtung mitgenommen, das Drahtseil wickelt sich auf, die Last wird gehoben. — Die Bandbremse bleibt hierbei unbedient im Eingriff, da sich die Trommelwelle bekanntlich durch das Klemmgesperre in Hubrichtung frei durchdrehen läßt. Ein Ausschalten oder Unterbrechen des Kraftflusses ist vollständig ohne Bedeutung, da die Last in jeder Höhe automatisch ohne den geringsten Rückgang gehalten wird. Dadurch ist außerdem ein weiteres Hochfahren der Last aus der Schwebe durch jeden, auch ungelerten Bedienungsmann einwandfrei und unbedingt betriebssicher möglich, und zwar ohne Drahtseil, Triebwerksteile, Antriebsmotor usw. durch vorübergehendes Absinken der Last zusätzlich zu beanspruchen. Soll die Last gesenkt werden, so lüftet man durch einen Bedienungshebel die Bandbremse, die durch reichliche Dimensionierung ein Regulieren der Senkgeschwindigkeit, sowie ein weiches und doch sicheres Anhalten der Last in jeder Höhe möglich macht.

Eingehende Versuche, selbst bei Überlastung, haben die Wirkung vorbeschriebener Konstruktion als unbedingt einwandfrei, betriebssicher und unfallverhütend bei einfachster Wartung und Bedienung gerechtfertigt, so daß diese Bauart auch Friktionswinden zum senkrechten Fördern von größten Lasten zugelassen werden können.

W. Franke, Frankfurt/M.

Die größten Segmentwehre der Welt.

Im Bauingenieur 26 (1951) S. 156 erschien ein Kurzer Technischer Bericht über „Die größten Segmentwehre der Welt“. Die dort erwähnten Hochwasserentlastungsschützen

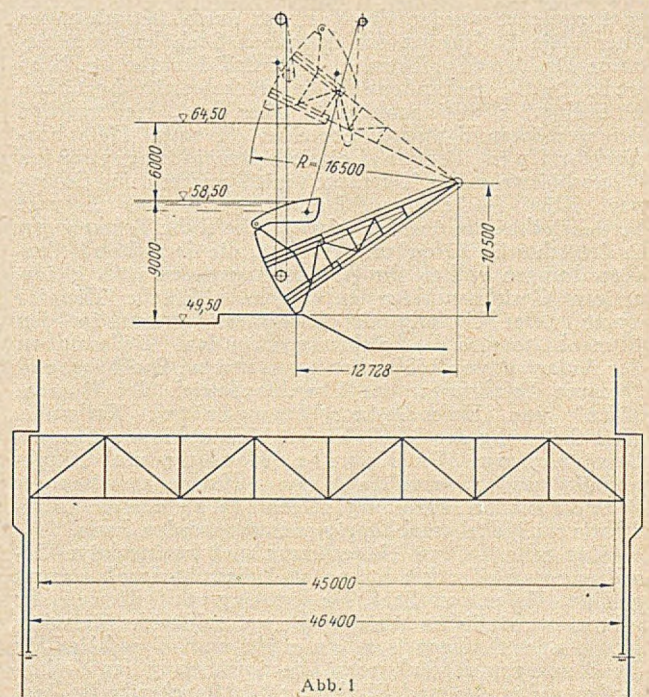


Abb. 1

an der Gewichtsstauwand Villa-campo am Douro-Fluß in Spanien sind bereits übertroffen durch die Schütze in der Schiffsöffnungs des Stauwehres für das Kraftwerk Donzère-Mondragon an der Rhone in Frankreich. Diese Segment-schütze mit aufgesetzter Klappe besitzt eine Länge von 45 m und eine Höhe von 9,15 m. Der Druck auf dem Drehpunkt beträgt an jeder Seite 1090 t. Das Gesamtgewicht der Schütze beläuft sich auf rd. 460 t. Die Lagerdrücke werden durch Stahlgußkastenträger aufgenommen, welche in den Pfeilern einbetoniert sind.

Außer der Schiffsöffnungs sind noch fünf weitere Wehröffnungen von je 31,5 m lichter Weite vorhanden. Sie sind durch Schützen mit gleicher Querschnitts-ausbildung ausgerüstet. Die Projektierung, Berechnung und Planbearbeitung lag in den Händen des Studienbureaus Buss-Zschokke, Schweiz. Die Herstellung und Montage wurde den Firmen Société des Forges et

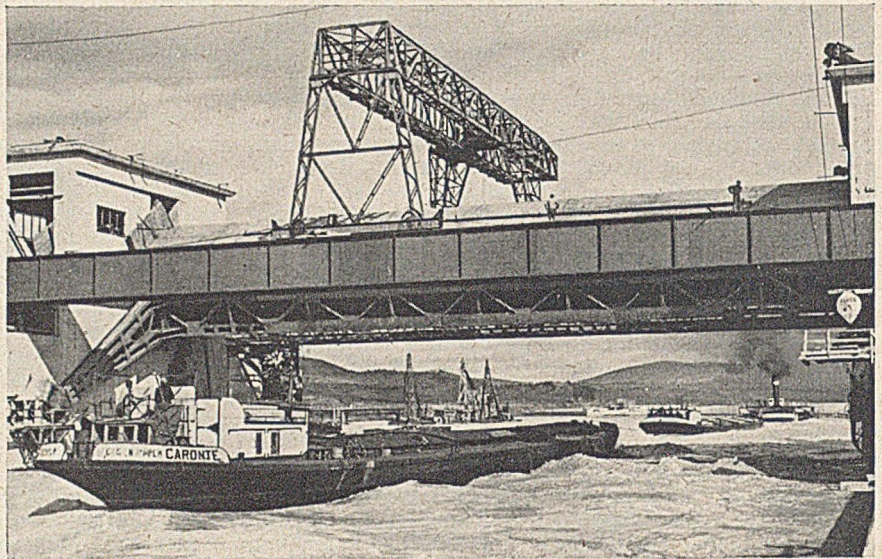


Abb. 2. Stauanlage Retenne, Schiffsöffnungs.

Ateliers du Creusot und Compagnie de Five — Lille, Paris, übertragen. A.-G. C. Zschokke, Döttingen.

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 19 (1941—1949). VII u. 235 S. Gr.-4° mit 6 Bildnissen, 124 Abb. u. 4 Tafeln. Ganzl. Berlin/Göttingen/Heidelberg. Springer-Verlag, 1951. Preis DM 40,—.

Das Jahrbuch ist in friedensmäßiger Aufmachung herausgebracht und dem Rahmen der früher erschienenen Jahrbücher angepaßt. Es gliedert sich nach Vorträgen, die in Hamburg auf der 18. Hauptversammlung im September 1949 gehalten wurden und nach Beiträgen von wertvollen Arbeiten, die sich während des Krieges angesammelt hatten und die noch nicht die Verbreitung gefunden haben, die ihnen nach ihrer Bedeutung zukommt. Deshalb kam es darauf an, diese Aufsätze zunächst erscheinen zu lassen und weiteren Kreisen zugänglich zu machen. Es werden nur wenige umfangreiche Beiträge gebracht, die jedoch ihrem Inhalt nach um so aufschlußreicher sind.

Eingeleitet wurden die Vorträge durch Betrachtungen über „Die Bedeutung der deutschen Seehäfen“ von Senator Dr. A p e l t, Bremen, Oberstadtdirektor Dr. N a g e l, Neuß, behandelte „Die verkehrswirtschaftlichen Grundlagen der Binnenhäfen“. Über den „Wiederaufbau der westlichen deutschen Seehäfen“ brachte Hafendirektor L u t z, Bremen, Beispiele von richtungweisenden Querschnitten neuer Kaianlagen mit Speichern und Schuppen. R b m. T h i e s s e n, Emden, sprach über „Neuere betriebstechnische und betriebswirtschaftliche Erfahrungen in deutschen Seehäfen“ und regte an, die deutschen Hafenerwartungen sollten ihr Abrechnungswesen nach gleichartigen Gesichtspunkten entwickeln. Aktuelle Themata waren „Der Umfang der Kriegszerstörungen in den Binnenhäfen und die Erfahrungen bei dem Wiederaufbau der Anlagen“ von Hafendirektor B u m m, Duisburg, und „Neuere Erfahrungen im Umschlagbetrieb der Binnenhäfen“ von Hafendirektor L a n g f r i t z, Karlsruhe. „Die Sicherung der Schifffahrt bei Nebelfahrten auf engen Gewässern“ von Dr. K r a u s e, Hamburg, und „Funktechnik und Seezeichen“ von Oberregierungsbaurät W i e d e m a n n, Hamburg, zeigen u. a. an, wie die Schifffahrt vom Nebel unabhängig gemacht werden kann.

Der erste Beitrag „Berechnung und konstruktive Gestaltung von Trockendocks und Seeschleusen“ stammt aus der Feder von Prof. Dr.-Ing. A g a t z, Bremen. Er gibt in vorbildlicher Weise nicht nur zahlreiche Beispiele bestehender Anlagen, sondern macht auch Vorschläge für die Planungen der Zukunft. „Die Berechnung des Wellenstoßes auf Molen und Wellenbrecher“ beschreibt Dr.-Ing. B r u n s, Berlin. Der Verfasser stellt die unterschiedlich-

sten Verfahren und Formeln für Schwingungs- und Brandungswellen bei Bauwerken mit lotrechter Seewand, mit seeseitiger Böschung oder geneigter Wand zusammen. Schließlich überprüft er die Verfahren bei gleichzeitiger Berücksichtigung ihrer theoretischen Grundlagen und der Vergleiche mit den Meßergebnissen. Über die „Zentralisation und Dezentralisation von Hafenanlagen an Binnenwasserstraßen am Beispiel des Neckarkanal“ schreibt Dr.-Ing. F r i t z e n, Neuß. Er unterscheidet zwischen den Grenzfällen, in denen das Gesamtgut entweder auf die Eisenbahn oder zwischen Schiff und Lastkraftwagen umgeschlagen wird. Der letzte Beitrag ist der „Bau und Betrieb von Kohlenausfuhrhäfen des rhein.-westf. Industriegebiets und ihre wirtschaftlichen Grenzen“ von Dr.-Ing. O e h l e r, Hannover. Er kehrt die Besonderheiten des Betriebes von Kohlenhäfen gegenüber sonstigen Häfen heraus; er ermittelt die gesamten Selbstkosten der verschiedenen Kohlenumschlaghäfen und zieht die wirtschaftlichen Grenzen für die Beförderungsweise der Kohle von der Zeche nach dem Umschlaghafen.

E. B u n n i e s, Hamburg.

Beton-Kalender 1951. Taschenbuch für Beton- und Stahlbetonbau sowie die verwandten Fächer. Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben vom Verlag der Zeitschrift „Beton- und Stahlbetonbau“. 40. Jahrgang. I. Teil: VIII u. 656 S.; II. Teil: VIII u. 400 S. mit zus. 961 Abb. Berlin: Wilh. Ernst & Sohn. 1951. I. Teil geb., II. Teil geh., zus. DM 16,—.

Der 39. Jahrgang des Beton-Kalenders war als gekürzte Übergangsausgabe 1945—1950 erschienen und entsprach im wesentlichen dem I. Teil der früheren Jahrgänge. Der 40. Jahrgang erscheint wieder in 2 Teilen mit der bewährten stofflichen Aufteilung.

Im Abschnitt „Bemessung“ (Bearbeiter Dr.-Ing. L u e t k e n s) ist neu aufgenommen das sog. dimensionslose Bemessungsverfahren, dessen erste Entwicklungen wir bekanntlich S a l i g e r verdanken. Es hat den Vorteil, mit wenigen Tabulierungen auszukommen, die hier in 2 Tafeln zusammengefaßt sind, während die dimensionsabhängigen Ansätze in der Tabulierung bekanntlich eine Spannung, gewöhnlich σ_e , als Parameter enthalten und deshalb recht umfangreich werden. Auch macht es den entwerfenden Ingenieur vom Maßsystem unabhängig: es ist gleich, ob in t oder kg, in m oder cm gerechnet wird, oder aber ob z. B. das englische Maßsystem verwendet wird. Als Nachteil des dimensionslosen Verfahrens ist ein

gewisses Mehr an Rechenarbeit in Kauf zu nehmen. Es ist dankenswert, daß der Beton-Kalender 1951 beide Verfahren und ihre Tabulierungen bringt, so daß bei der großen Verbreitung des Kalenders das maßgebende Urteil der Praxis über die Zweckmäßigkeit des einen oder anderen Verfahrens erwartet werden kann.

Im II. Band sind neu aufgenommen die Abschnitte „Fertigbauteile“ (Bearbeiter Prof. Dr.-Ing. G a e d e), „Stahlrohrgerüste“ (Dipl.-Ing. L a n g) und „Ausländische Stahlbetonbestimmungen“ (Dipl.-Ing. A s t e r).

Neu bearbeitet wurden im I. Teil der Abschnitt „Bestimmungen“ (Dipl.-Ing. Z ä h r i n g e r), im II. Teil der Abschnitt „Wände im Hochbau“ (Dipl.-Ing. T h o m a s), „Balken- und Rahmenbrücken“ (Reg.-Baumstr. K a i s e r).

Verschiedenes.

Zuschrift

zum Aufsatz H. Ciesielski: Erfahrungen mit Ingenieurkonstruktionen aus Holz in den Anlagen des Lokomotivdienstes.

In Bauingenieur 26 (1951) S. 193 kam der Verfasser C. zu dem Schluß, daß das Holz als Baustoff für Lokhallen abzulehnen ist, solange kein wirksamer preiswerter Schutz gegen schweflige Säure gefunden ist. Vorweg beweisen die Querschnitte der in Frage stehenden Bauten, daß bei ihrem Entwurf keine glückliche Hand gewaltet hat. Die großen Durchbiegungen von Pfetten sind auf unzumutbaren, den heutigen Bestimmungen zuwiderlaufenden Entwurf zurückzuführen. Ähnliches gilt auch von den Bindern, vor allem im Falle der Abb. 6.

Leider vermißt man Einzelheiten, die von Einfluß auf die Schäden sein konnten. Wo Festigkeitswerte genannt sind, wäre zu ihrer Beurteilung die Angabe des Feuchtigkeitsgehaltes des Holzes erwünscht gewesen. Daß der Rauchabzug wohl meist viel zu wünschen übrig ließ, ist offensichtlich, doch fehlt jede nähere Angabe über die Verhältnisse des Einzelfalles. Über den Zustand der Bauwerke und vor allem ihrer Dacheindeckung in den vorhergehenden Jahren ist nichts ersichtlich. Die Hamburger Gegend war besonders früh schweren Fliegerangriffen ausgesetzt. Deren Wirkung auf Dächer sind bekannt. Auffälligerweise traten die Schäden immer in den Jahren nach dem Krieg in Erscheinung. Es bestehen aber zweifellos viele Lokschruppen, die ein Alter bis 25 Jahre erreicht haben, ohne daß etwas über ähnliche Schäden bekannt geworden ist. Es ist naheliegend zu fragen, inwieweit die Verwahrlosung der Dächer, die in den Kriegs- und Nachkriegsjahren nicht zu vermeiden war, hier eine Rolle gespielt hat. Wie soll man sich sonst die Schäden an der „Wagenausstellungshalle E“ erklären? Ist dieses Bauwerk denn auch starken Rauchangriffen ausgesetzt gewesen? Daß bei ihm „fast sämtliche Pfetten in ihren Auflagern in der Giebelwand verfault waren“, zeigt, daß diese Schäden nicht auf Rauchgase zurückzuführen waren (wie sollten diese gerade hier besonders stark einwirken?!), sondern daß unsachgemäße Konstruktion, etwa Einmauern des Holzes ohne Fäulnischutz, zu Bauschäden führen kann, was aber längst bekannt ist und schon in den alten „BH“ (Vorläufigen Bestimmungen für Holztragwerke der DRB.) zu entsprechenden Hinweisen geführt hat.

Bemerkenswert sind die sehr kurzfristig eingetretenen Schäden an Nagelbrettbindern (Lokhalle B Bahnhof und Lokhalle H). Hat die 1945 erbaute Lokhalle H noch die Zeiten der Fliegerangriffe mitgemacht? Sind die Brettbinder dieser beiden Bauten mit rostgeschützten oder, entgegen den Normen, mit gewöhnlichen Stiften genagelt worden? Abb. 10 zeigt, wie stark der Stahl in kurzer Zeit vom Rauch angegriffen wird, was ja auch durch die Feststellungen an den Zugstangen und Unterlegscheiben der Lokhalle B bestätigt wird. Hat man diese letzteren Teile seinerzeit ohne Rostschutz belassen?

Die Beobachtungen an Holzbauten im Hamburger Bereich haben dazu geführt, daß das Holz als Baustoff für Lokschruppen seit 1950 praktisch ausgeschlossen ist. Man kann die vorsichtige Haltung der Bundesbahn im jetzigen Stadium verstehen. Ich glaube aber gezeigt zu haben,

Druck, Papier und Ausstattung sind ausgezeichnet. Der Beton-Kalender wird auch in seinem 40. Jahrgang zum unentbehrlichen Hilfsmittel jedes Stahlbeton-Ingenieurs gehören.

A. M e h m e l, Darmstadt.

Graf, Otto, Dr.-Ing. e. h., o. Prof. an der Techn. Hochschule Stuttgart: Versuche mit Schraubenverbindungen (= Heft 16 der Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Herausgegeben vom Deutschen Stahlbau-Verband, Köln a. Rh.), 19 S., Gr. 20×28 cm, mit 21 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg, Springer-Verlag, 1951, Preis kart. DM 4,—.

Bellina, Willy, Dr.-Ing., Dozent am Badischen Staatstechnikum Karlsruhe: Einführung in den Grundbau, Flachgründungen, 144 S., DIN A5, mit 94 Abb., Karlsruhe, Verlag G. Braun, 1951, Preis: kart. DM 10,50, Ganzleinen DM 12,50.

daß doch noch viel zu einer endgültigen Klärung fehlt. Auch bei den objektiven Feststellungen über Festigkeit und Sulfatgehalt weiß man zunächst nicht, was Ursache und was Folge ist. Zudem sind an anderen Stellen durchaus günstige Erfahrungen mit hölzernen Lokschruppen gemacht worden. Bevor ein endgültiges Urteil abgegeben werden kann, scheint es dringend geboten, daß

1. über die Hamburger Beobachtungen der Fachwelt weitere Einzelheiten mitgeteilt werden,
2. systematisch auch anderweitig Untersuchungen an Lokschruppen angestellt und veröffentlicht werden,
3. etwa vorhandene Erfahrungen unter ähnlichen Betriebsbedingungen, etwa aus Betrieben der chemischen Industrie, mitgeteilt werden,
4. sich die Industrie der Holzschutzmittel dazu äußert, ob geeignete Schutzmittel bereits vorhanden sind oder ob die Entwicklung solcher Mittel aussichtsreich erscheint.

Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. S e i t z, Stuttgart.

Erwiderung.

Es ist nur zu natürlich, daß sich Bedenken erheben, wenn man alte Anschauungen mit vielfacher Bewährung aufgeben oder auch nur berichtigen soll. Und das ist der Fall bei der Vorstellung von der konservierenden Eigenschaft des Rauches. Die Verwendung des Rauches als Konservierungsmittel ist so alt wie die Menschengeschichte, und nun soll der Rauch ausgerechnet bei Lokhallen die gegenteilige Wirkung haben?

Es handelt sich bei den Lokhallen um normale, von der Industrie entworfene Ausführungen ohne Besonderheiten oder gar Mängel gegenüber den sonstigen Holzbauten, wie der Einsender vermutet. Die Pflege der Lokhallendächer ist die gleiche wie die der Holzhallen für andere Zweckbestimmungen. Es wurden aber bei diesen Hallen nicht die gleichen durch etwaige „Verwahrlosung der Dachhaut“ hervorgerufenen Verfallserscheinungen wie bei den Lokhallen beobachtet. Die im Darr-Verfahren festgestellte Feuchtigkeit der Hölzer betrug zwischen 10 und 15%. Die Frage nach dem Rostschutz der stählernen Verbindungsmittel geht an dem Kern des Problems vorbei. Ich habe die Gründe für das Versagen der Holzkonstruktion nicht in dem mangelnden Korrosionsschutz der Verbindungsmittel gefunden, sondern in dem mangelnden Schutz von schwefeliger Säure. Das Untersuchungsmaterial ist selbstverständlich viel umfangreicher, als ich in meinem Bericht veröffentlicht habe. Ich führe noch ein Gutachten an:

„Die ermittelten Festigkeitswerte liegen bei sechs Balken bzw. Teilbalken zwischen 48,4 und 117 kg/cm², während sie bei weiteren sechs Balken bzw. Teilbalken zwischen 191 und 361 kg/cm² lagen. Die niederen Werte lassen darauf schließen, daß die Einwirkung der Rauchgase hauptsächlich dort, wo letztere durch Aste, Risse und Bohrlöcher in das Balkeninnere eindringen können, auf die Festigkeiten starken schädlichen Einfluß ausübt.“ Diese objektive Feststellung von der Festigkeitsverminderung des Holzes durch schwefelige Säure ist in meinem Aufsatz ausführlich beschrieben, mit Abbildungen und Gutachten belegt und mit Tabellen und Untersuchungsergebnissen über die organischen und anorganischen Bestandteile der Hölzer, über den E-Modul, über Biege-

Zug-, Druck- und Scherfestigkeiten, über Festigkeiten im Innern eines Balkens und seiner Randzonen weitgehend untermauert. Der Einsender hätte nicht soviel Fragen gestellt, die das Problem nicht oder nur am Rande berühren, sondern er wäre sehr nachdenklich geworden, wenn er gleich mir und mehreren anderen Interessenten einen auf dem Boden über einer kleinen Unebenheit von wenigen cm liegenden trockenen und nicht verfaulten Balken mit den Abmessungen 10/17 cm durch bloßes Darauftreten splitterfrei zerbrochen hätte.

H. Ciesielski, Hamburg.

K. Beyer 70 Jahre alt.

Herr Prof. Dr.-Ing. Kurt Beyer (Techn. Hochschule Dresden) feiert am 27.12.1951 seinen 70. Geburtstag. Eine große Anzahl von Schülern gedenkt seiner an diesem Tage und dankt ihm nicht nur für die Vermittlung von Fachwissen. Der Jubilar hat ihnen auch ein Vorbild an unbestechlicher Sachlichkeit und ernster Pflichterfüllung mitgegeben. Wer das Glück hatte, etwa als Assistent näher mit ihm zusammen zu arbeiten, kann nur seine Arbeitskraft bewundern, deren Triebkraft eine nicht nachlassende Begeisterung für seinen Beruf als Hochschul-lehrer und schaffender Ingenieur ist. Seine Vorlesungen



zeichnen sich durch das Gleichgewicht zwischen systematischer Darlegung der theoretischen Zusammenhänge und Anwendung dieser Ergebnisse auf die praktischen Aufgaben unter ständiger Absteckung der Gültigkeitsgrenzen aus. Diesen Überblick über die Bedeutung der Grundlagen und ihre Bedeutung für die Praxis hat sich B. in einem überaus arbeits- aber auch erfolgreichen Leben als schaffender Ingenieur und Hochschullehrer erworben.

Nach seinem Studium an der Techn. Hochschule Dresden und einer Assistentenzeit bei Geheimrat Mehrens, die er mit der Promotion zum Dr.-Ing. abschloß, ging er 1908 als Sektions-Ingenieur zur siamesischen Staatsbahn und später als Berater zum Innenministerium. Er erwarb sich in den Jahren bis 1914 vielseitige Erfahrungen bei der Ausführung großer Stahl- und Stahlbetonbauten. Der erste Weltkrieg, der ihn auf Heimaturlaub überraschte, brach diese Entwicklung zum Auslandsingenieur, die ihm für die Zukunft weiterhin vorgeschwebt hatte, ab. Unmittelbar nach seiner Entlassung aus dem Militärdienst wurde er als ordentlicher Professor auf den neu geschaffenen Lehrstuhl für Techn. Mechanik und Statik der Baukonstruktionen an die Techn. Hochschule Dresden berufen und ihm damit die theoretische Durchdringung des Bauwesens als neue Aufgabe gestellt. Er widmete sich dieser mit Energie, daß sie bereits ab 1923 ihren Niederschlag in der Abfassung der „Statik im Eisenbetonbau“ fand, die 1927 erschien. Hierauf folgte der Abschnitt über Baustatik im „Taschenbuch für Bauingenieure“ und gemeinsam mit Spangenberg die Neuherausgabe der „Technischen Mechanik von O. Mohr.

Ende der 20er Jahre begann B. mit der Umgestaltung der „Statik im Eisenbetonbau“ zu einem wirklichen Handbuch, dessen 1. Band 1933, der 2. 1934 erschien. Nur der Fachmann kann ermesen, welche Unsumme eindringender Arbeit in diesem Werk niedergelegt ist. Es kann als die abschließende Darstellung der klassischen Stab-Statik der Baukonstruktionen bezeichnet werden.

Die Sächsische Bauverwaltung betraute Beyer 1927 mit der Bauleitung des Kraftwerkes für das Pumpspeicherwerk Niederwartha. 1928 begann ferner die Modernisierung der Mitteldeutschen Braunkohlengruben und brachte ihm ein neues Arbeitsfeld. Es dürfte kaum eines der dort aufgestellten Großgeräte geben, das ohne seine Mitwirkung entstand, da die halbstaatlichen und privaten Verwal-

tungen seine Verantwortungsfreudigkeit und Urteilsfähigkeit in zunehmendem Maße in diese Entwicklung einspannten. Auch bei den schwierigen Untersuchungen über das elasto-kinetische Verhalten von Turbinenfundamenten wurde Beyer öfters zugezogen. Späterhin wurde seine Tätigkeit auf die großen Neubauten von Kraftwerken und Hydrieranlagen in Mittel- und Ostdeutschland ausgedehnt. In unablässiger Arbeit gelangte er so an das selten erreichte Ziel der Verknüpfung gründlicher wissenschaftlicher Erkenntnisse mit umfassenden Bauverfahren.

Es war nur natürlich, daß B. nach dem Zusammenbruch von 1945 zur „ersten Hilfe“ für die provisorische Heilung der Schäden an den Dresdner Elbbrücken gerufen wurde, nachdem er durch seine persönliche Initiative deren letzte vor der Sprengung gerettet hatte. Diese Arbeit führte weiterhin zur Betrauung mit dem Aufbau der Hauptabteilung Bauwesen für das Land Sachsen im Rahmen der Landesregierung, der 1950 seinen Abschluß durch die Zusammenfassung des Bauwesens in Berlin fand. Nebenher brachte er 1946 den Vorlesungsbetrieb der Bauingenieurabteilung der Techn. Hochschule Dresden wieder in Gang und übernahm neben den früheren Fächern, zu denen schon 1933 der Stahlhochbau getreten war, noch die Festigkeitslehre und den gesamten Stahlbau.

Das vielseitige Wirken Beyers fand Anerkennung durch die Berufung zum Beratenden Mitglied des Deutschen Betonvereins, zum Mitglied des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, sowie der Sächsischen und der Deutschen Akademie der Wissenschaften in Leipzig und Berlin.

Wir freuen uns dieser allseitigen Ehrungen, die in gleicher Weise dem Wissenschaftler und dem Menschen Kurt Beyer gelten.

G. Franz, Bad Vilbel.

W. Prielipp †.

Nach längerem Leiden verstarb Direktor Dipl.-Ing. Walther Prielipp am 30. September 1951 im Alter von 63 Jahren in Hemer, Krs. Iserlohn (Westf.).

P. war vielseitig und erfolgreich im In- und Ausland tätig. Als langjähriger Leiter der Spundwandabteilung der Dortmund-Hoerder Hüttenverein AG. hat er wesentlichen Anteil an der Entwicklung der Stahlspundwandbauweise. Es ist mit sein Verdienst — gestützt auf seine eigenen Auslandserfahrungen —, daß das deutsche Spundwandprofil „Larssen“ in der ganzen Welt zur Geltung kam. Sein Tatendrang führte ihn aber zu umfassenderen Ingenieuraufgaben. Im Jahre 1942 übernahm er als technischer Geschäftsführer die Leitung der von den Vereinigten Stahlwerken neu gegründeten Stahlunion-Ingenieur GmbH. Seiner Umsicht und seinem Fleiß hat es diese Neugründung zu verdanken, daß sie sich schnell entwickelte und alle Fährnisse der Kriegs- und Nachkriegszeit überwand. Eine schwere Krankheit zwang P. sich Anfang dieses Jahres vorzeitig zur Ruhe zu setzen.

Alle, die Walther Prielipp kannten, werden sich seines geraden Charakters und der echten Persönlichkeit dankbar erinnern.

H. Blum, Dortmund.

W. Reuleaux Dr.-Ing. e. h.

Die Fakultät für Bauwesen der Techn. Hochschule Karlsruhe hat den ord. Professor für Eisenbahn- und Verkehrswesen an der Techn. Hochschule Darmstadt Herrn Erich Wilfried Reuleaux zum Doktor-Ingenieur ehrenhalber promoviert.

Berichtigung

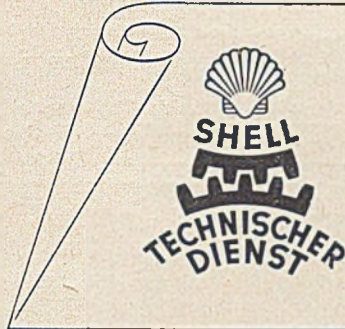
zu dem Aufsatz Lamberg: „Rahmentragwerke mit abhängigen Stabdrehwinkeln“.

Bauingenieur 26 (1951), Seite 240 bis 244.

Der Aufsatz enthält insbesondere in den Indizes der Größen h und k eine größere Anzahl von Druckfehlern, welche der aufmerksame Leser leicht selber erkennen wird. Wir bitten diese Fehler, für die der Verfasser verantwortlich ist, zu entschuldigen.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1951.

Den Bezeichern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1951 zur Verfügung. Preis der Decke 3,20 DM. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin W 35, Reichpietschufer 20.



In allen Schmierungsfragen:

SHELL TECHNISCHER DIENST

DEUTSCHE SHELL AKTIENGESELLSCHAFT

ZWEIGNIEDERLASSUNGEN IN BERLIN, BREMEN, DÜSSELDORF, FRANKFURT/M., HAMBURG,
HANNOVER, KÖLN, LUDWIGSHAFEN, MÜNCHEN, NÜRNBERG, STUTTGART



MENCK & HAMBROCK

GMBH · GEGR. 1868

HAMBURG-ALTONA

Prof. Dr.-Ing. Alfred TROCHE, Hannover

Grundlagen für den Ingenieur-Holzbau

Bemessung u. Konstruktion · 176 S. m. 12 Taf., 124 Abb.
u. 1 Anhang (DIN 1052) brosch. DM 8,— gebd. DM 10,—

Prof. Dr.-Ing. Constantin WEBER, Schlewecke

Festigkeitslehre

2. Aufl., 106 S. m. 204 Abb. brosch. DM 5,40
geb. DM 6,60

Prof. Dr.-Ing. Eugen DOEINCK, Hannover

Einführung in die technische Schwingungslehre für Bauingenieure

104 S. mit 55 Abb. brosch. DM 5,40 gebd. DM 6,60

Prof. Dr.-Ing. Paul KOESSLER, Braunschweig

Grundzüge des baulichen Wärme- schutzes, der Heizung und Lüftung

192 S. m. 85 Abb. und einem Anhang Zahlentafeln und
Normen brosch. DM 12,— gebd. DM 13,50

Prospekte über weitere Titel der Reihe „Bücher der
Technik“ stehen auf Wunsch gern zur Verfügung

HERMANN SCHROEDEL VERLAG K.G.

Hannover

Darmstadt

Streichfertige
hochdisperse
TEGO
BLEIMENNIGE
TEGO
ROSTSCHUTZ-
DECKFARBEN

Rostschutz-Anstrich
seit 25 Jahren bewährt

TH. GOLDSCHMIDT AG.
ESSEN

ARISTO

*verleiht
Überlegenheit*

DENNERT & PAPE · HAMBURG-ALTONA

STELLENANGEBOTE

Dipl.-Ingenieur

mit 5 bis 10 jähriger Unternehmerpraxis, Alter zwischen 35 bis 40 Jahren, in eine fast 100 Jahre bestehende Stahlbetonbau-firma im Raume Bonn, zur Unterstützung des Betriebsinhabers per sofort gesucht. Aufstiegsmöglichkeiten bei Bewährung vorhanden.

Ausführliche Bewerbungsunterlagen erbeten unter „Der Bauingenieur“ 390, Springer-Verlag, Anzeigen-abteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20

STELLENGESUCHE

BAUINGENIEUR

(Fach- und Hochschule, Schweißfachingenieur)

32 Jahre, erfahrener Statiker und Konstrukteur im Industrie-Hallen und Hochbau, sucht ab 1. 1. 1952 neuen Wirkungskreis in Mittel-, Süd- oder Westdeutschland.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 370“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Stahlbau - Diplom - Ingenieur

mit besten Kenntnissen auf allen praktischen und konstruktiven Gebieten, 40 Jahre alt, im Rheinland wohnend, sucht sich zu verändern.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 394“ an den Springer-Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

BAUINGENIEUR

31 Jahre, in ungekündigter Stellung, sucht sich als Statiker im Stahlbeton- oder Holzbau zu verändern. Süddeutschland bevorzugt.

Zuschriften unter „Der Bauingenieur 369“ an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Wir führen aus:

Säurefeste Fußbodenbeläge, Wand-Verkleidungen, Behälter- und Kanalauskleidungen, Wand-, Decken- und Konstruktionsanstriche säurefest in allen Farben

Chemitex-Fußbodenbeläge
linoleumartig, fugenlos

Wir liefern:

Säurefeste Platten u. Formsteine, Säuremörtel, Säure- u. Rostschutzfarben, Transportable Säure- u. Laugenbehälter

CHEMIESCHUTZ

Gesellschaft für Säurebau mbH



BENSHEIM/BERGSTR. - Tel. 30 95

Der Wärme- und Kälteschutz in der Industrie. Von Dr.-Ing. habil.

J. S. Cammerer. Dritte, verbesserte Auflage. Mit 126 Abbildungen. VII, 360

Seiten. 1951.

Ganzleinen DM 36,—

Inhaltsübersicht:

I. Die Grundlagen der Wärme- und Kälteschutztechnik: Die physikalischen Gesetzmäßigkeiten. — Die zahlenmäßigen Werte der wichtigsten wärmeschutztechnischen Größen. — Die Dämmstoffe und ihre Eigenschaften. — Meßtechnik. — II. Die Berechnung und Anwendung des Wärme- und Kälteschutzes in der Industrie: Die Wärmeverluste während des Betriebes. — Die im Dauerzustand aufgespeicherte Wärmemenge. — Die Wärmeverluste einer Rohrleitung bei unterbrochener Betriebsweise. — Die Bemessung von Wärme- und Kälteschutzanlagen unter betriebstechnischen Gesichtspunkten. — Die Bemessung von Wärme- und Kälteschutzmitteln nach Wirtschaftlichkeit. — Vergebung und Belieferung von Aufträgen. — Anhang: Zahlentafeln der natürlichen Logarithmen. — Sachverzeichnis.

Aus den Besprechungen:

Das Buch behandelt sehr eingehend alle Probleme der Isoliertechnik in der Industrie. Zuerst werden die physikalischen Gesetzmäßigkeiten erörtert, worauf die zahlenmäßigen Werte der wichtigsten wärmeschutztechnischen Größen und der Isolierstoffe, sowie deren Eigenschaften aufgeführt werden. Ein besonderes Kapitel ist der Meßtechnik gewidmet, und es werden die neuzeitlichen Laboratoriumsmeßweisen, wie auch die Messung von Wärmeleitzahlen an fertigen Anlagen beschrieben. Für den Betriebskonstrukteur und den -ingenieur sind die Abhandlungen über die Berechnung und die Anwendung des Wärme- und Kälteschutzes besonders wertvoll, in denen in ausführlichen Tabellen die Berechnungsgrundlagen und in Zahlenbeispielen der Gang der Rechnung erläutert sind. Erwähnung verdienen die Kapitel über die Bemessung von Anlagen unter betriebstechnischen Gesichtspunkten und die Bemessung der Isolationen nach der Wirtschaftlichkeit. Zum Schluß sind noch Angaben über die diesbezüglichen Vorschriften des VDI, sowie über die zweckmäßige Vergabung von Wärmeschutzanlagen enthalten.

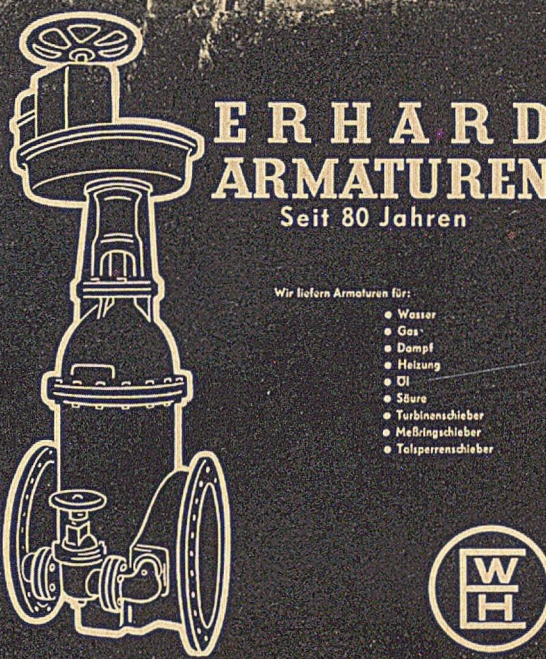
Das Buch bietet allen, die sich mit Wärmeschutzproblemen zu befassen haben, sehr ausführliche Grundlagen für die Projektierung und den Betrieb. . . .

„Monatsbulletin des Schweiz-Vereins von Gas- und Wasserfachmännern“.

SPRINGER-VERLAG / BERLIN . GÖTTINGEN . HEIDELBERG



Lieferfirmen der Bauindustrie



**ERHARD
ARMATUREN**
Seit 80 Jahren

Wir liefern Armaturen für:

- Wasser
- Gas
- Dampf
- Heizung
- Öl
- Säure
- Turbinenschieber
- Meßbringschieber
- Talsperrenschieber

DER SCHLÜSSEL ZUR BETRIEBSSICHERHEIT
Johannes Erhard Inh. H. Waldenmaier Südd. Armaturenfabrik - Heidenheim/Brenz

CERESIT

Das weltbekannte Mörtel- bzw. Betondichtungsmittel gegen Wasserschäden und Feuchtigkeit in Bauwerken aller Art Pulver und breiförmig

WUNNERSCHE BITUMENWERKE G.M.B.H. UNNA

Tricosal S III

Flüssig und in Pulverform. Mörtel und Beton wird plastisch, leicht verarbeitbar, wasserdicht.


Tricosal S III reguliert Abbindezeit, ergibt öl- und wasserdichten Mörtel, ermöglicht Winterarbeit.

Chemische Fabrik Grünau A.G.
Illertissen/Bayern



Drehofen- Gips

Gebr. Knauf
Westdeutsche Gipswerke Jnhofen.



J. Ferbeck & Cie., Industriebau
Aachen Lemgo (Lippe) Mülheim (Ruhr)
Wallstr. 23 Am Wasserlurm Ruhrorter Str. 122

**Schornsteinbau, Kesseleinmauerungen
Feuerungsbau, Eisenbetonbau**

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen.

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund, Plauener Str. 44.

Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel,
(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen für die Schriftleitung des BAUINGENIEUR bestimmten Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten unter der Adresse:

Schriftleitung
„DER BAUINGENIEUR“,
Prof. Dr.-Ing. F. Schleicher,
(21b) Dortmund,
Plauener Str. 44.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf be-

sonderen Blättern erbeten, Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von mindestens 32 bis 40 Seiten.

Bezugspreis:

Vierteljährlich DM 9,—, für das Einzelheft DM 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung, in den Westzonen auch jedes Postamt, entgegen.

Nachdruck:

Der Verlag behält sich das ausschließliche Recht der Vervielfältigung und Verbreitung aller Beiträge sowie ihre Verwendung für fremdsprachige Ausgaben vor.

Anzeigen

nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin, Fernsprecher Sammelnummer 24 92 51) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 24,
Fernsprecher: 24 40 u. 54 30.

Berlin W 35, Reichpietschufer 20
Fernsprecher: Sammelnummer 24 92 51

Vertriebs-Vertretung im Ausland:

Lange, Maxwell & Springer, Ltd., 41-45 Neal Street, London, W. C. 2.

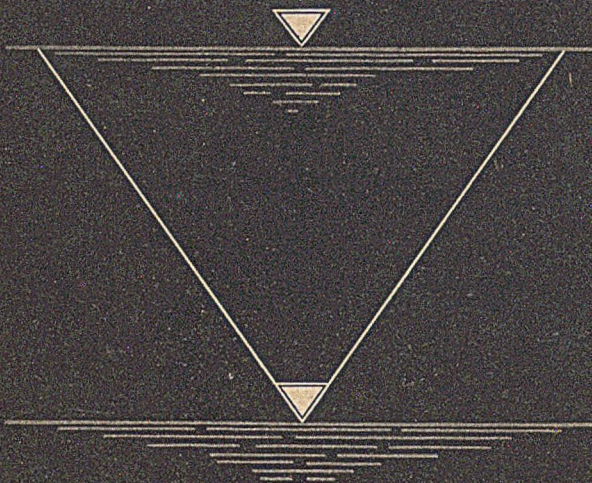
**DER
FACHMANN
NIMMT...**

**PLASTIMENT
PLASTOCRETE
B I N D A
BETOWA**

Die unentbehrlichen Zusatzstoffe
für
BETON u. MÖRTEL

PLASTIMENT GMBH
K A R L S R U H E

**GRUNDWASSER
ABSENKUNG**



JOHANN KELLER
GEGR. 1860

RENCHEN-BD. FRANKFURT-MAIN HAMBURG



WILHELM HIRDES

Baggerei, Tief- und Wasserbau

Siepenstraße 3

Herne in Westfalen

Ruf: 50718 Herne

Zweigstellen:

GUMMERSBACH (Niedersessmar),
Kölner Straße 43 Telefon Gummersbach 2778

DORTMUND, Kipperstraße 8
Telefon Dortmund 32867

Trocken- und Naßbaggerung

Tiefbau

Kanalisation · Kabelverlegung
Felsarbeiten · Bohr- und Sprengarbeiten
Abbrucharbeiten · Straßenbau

Wasserbau

Felsarbeiten unter Wasser
Flußregulierungen · Dükerbau · Kanalbau
Stausee-Anlagen · Rammarbeiten
Taucher- und Bergungsarbeiten

Diesem Heft liegt ein Prospekt des Springer-Verlages, Berlin - Göttingen - Heidelberg, bei.