# BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

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

SPRINGER-VERLAG BERLIN/GÖTTINGEN/HEIDELBERG

24. JAHRGANG

1949

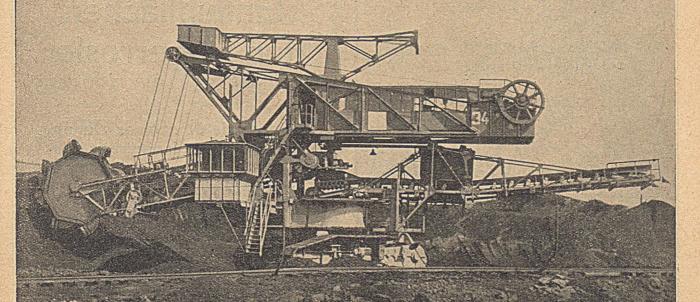
HEFT 11

#### INHALT:

Stahlbrücken im Verbund mit Stahlbetondruckplatten		Kurze Technische Berichte:	
bei gleichzeitiger Vorspannung durch hochwertige Seile. Von Prof. DrIng. e. h. DrIng. e. h. DrIng.		Seitlicher Erddruck gegen biegsame Stützwände	343
Fr. Dischinger, Berlin	321	Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken	348
Stahlskelett-Hochhäuser am Grindelberg. Hamburg. Von DiplIng. Heimo Maul, Hamburg-Volksdorf.	333	Bemerkenswerte Schalung für Brückenpfeiler	349
Kritische Betrachtung der "Grundsätze für die bauliche		Buchbesprechungen und Neuerscheinungen	350
Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE). Von Prof. DrIng. E. Gaber, Karlsruhe	339	Persönliches	351

## **Unser Fertigungsprogramm:**

Brückenbau · Hochbau · Wohnungsbau · Wasserbau · Apparate- u. Behälterbau · Bergbauzulieferungen · Weichenbau · Baggerbau · Aufbereitung für Kohle und Erz · Maschinen und Einrichtungen für Zement-, Kalk-, Gipswerke und verwandte Industrien · Zerkleinerung



Schaufelradbagger mit 200 – 250 Liter Eimerinhalt - Abtragshöhe 12 m - Tagesleistung 10 – 12 000 cbm



STAHLBAU RHEINHAUSEN (



Drahtwort: Stahlbau Rheinhausen • Fernschreiber Nr. 035838 Fernsprechanschlüsse: Duisburg 34341 • Rheinhausen 270, 271, 272 • Moers 2742, 2743

### 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, (22 a) Düsseldorf, Grunerstraße 32; 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,

(22 a) Düsseldorf,

Grunerstraße 32.

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

Erscheinungsweise:

Monatlich 1 Heft im Umfang von 32 Seiten.

Bezugspreis:

Halbjährlich DMark 18,-, für das Einzelheft DMark 3,50 zuzüglich Postgebühren. Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Halb-jahres- bzw. Jahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar.

Bestellungen

nimmt der Verlag und jede Buchhandlung 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, Britischer Sektor, Fernsprecher 91 29 37) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

#### SPRINGER-VERLAG

Heidelberg

Neuenheimer Landstraße 24, Fernsprecher: 24 40.

Berlin-Charlottenburg 2 Jebensstraße 1, Fernsprecher: 32 20 70.



Soeben erscheint:

# Einflußflächen für Trägerroste

von Dr.-Ing. HELLMUT HOMBERG

1. Teil

Trägerroste über einer Öffnung mit Tafeln der Querverteilungszahlen

von Dr.-Ing. JOSEF WEINMEISTER

60 Seiten DIN A4 · geheftet DM 15,-Versandkosten 0,60 DM und Einschreibgebühr

Ausdem Vorwort:

A u s d e m V o r w o r t :

Es werden gebrouchsfertige, im Sinne der Baustatik strenge
Lösungen der Einflußflächen aller statischen Größen geboten,
die dazu dienen sollen, dem Statiker eine schnelle Berechnung
der mehrfach oder hochgradig statisch unbestimmten Trägerroste
zu ermöglichen. Die Lösungen für 1 bis 9 und unendlich
viele lostverteilende Querträger sind angegeben, Anzahl und
Steifigkeit der Hauptträger ist beliebig. Die Gleichungen können
auch zur Berechnung orthotroper Platten benutzt werden.
Die Lösungen sind von erstaunlicher Einfachheit und Kürze. Sie
wurden auf bekannte Begriffe zurückgeführt, so daß ihre Benutzung ohne Kenntnis der Theorie ohne weiteres möglich ist.
Zur Erleichterung der Ermittlung und Auswertung der Einflußflächen wurden umfangreiche Hilfsmittel ausgearbeitet. Die genaue Berechnung der Trägerroste kann daher in einem Bruchteil
der Zeit durchgeführt werden, die nach üblichen Methoden für die
Berechnung derortiger Systeme erforderlich ist.

Zu beziehen vom Verfasser, (21b) Dahl bei Hagen in Westfalen, Reichsstr. 78

# Stahlbrücken im Verbund mit Stahlbetondruckplatten bei gleichzeitiger Vorspannung durch hochwertige Seile.

Von Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. e. h. Dr.-Ing. Franz Dischinger, o. Prof. a. d. Techn. Universität Berlin.

#### I. Vorwort.

Durch die Vorspannung mittels hochwertiger Seile [1] konnten die Spannweiten der massiven Balkenbrücken auf mehr als das Doppelte gesteigert werden. Der Vorteil der Kombination des Stahlbetons mit Seilen, die in Form von Hängewerken angeordnet werden, besteht darin, daß die Eigengewichtsmomente der Balken ganz oder teilweise ausgeschaltet werden. Wir sprechen von einer formtreuen Vorspannung, wenn die Form des Hängewerks so gewählt wird, daß die negativen Momente aus den Seilvorspannungen den Eigengewichtsmomenten affin sind und wenn zugleich die Größe der Vorspannkraft so groß ist, daß die Eigengewichtsmomente in dem Zeitpunkt des Ausrüstens ganz verschwinden, so daß in dem Balken nur zentrische Druckkräfte wirksam sind. Die Vorspannkräfte bei formtreuer Vorspannung ergeben sich aus der Bedingung, daß die Durchbiegungen des Balkens bei der Ausrüstung Null sein müssen. Die Berechnung der Vorspannkräfte dient deshalb nur der Kontrolle. Die tatsächliche, vom spezifischen Gewicht des Betons abhängige Vorspannkraft ergibt sich durch Messung aus der obigen Formänderungsbedingung.

Durch das Kriechen und Schwinden des Betons geht ein Teil der Vorspannkräfte verloren, womit auch die formtreue Vorspannung nicht mehr vorhanden ist und in dem Balken Biegungsmomente ausgelöst werden. Durch Nachspannen der Seile kann aber dieser Spannungsabfall jederzeit beseitigt und der formtreue Zustand wiederhergestellt werden, wobei man zweckmäßig so vorgeht, daß man nach der Ausrüstung etwas überspannt und eine negative Durchbiegung des Balkens bewirkt. Die erste Nachspannung führt man durch, wenn die Überhöhung in eine positive Durchbiegung übergegangen ist. Im allgemeinen genügt ein zweimaliges Nachspannen. Durch den Ersatz der laufenden Nachspannung durch eine stufenweise ergeben sich selbstverständlich gewisse Biegungsmomente, die aber gering sind und mittels der Kriechtheorien berechnet werden können.

Durch die Vorspannung der Stahlbetonbalken ergeben sich so hohe Druckvorspannungen, daß hierdurch die Biegezugspannungen aus Verkehr überlagert werden. Wir sprechen von einer vollkommenen Vorspannungen für den Bereich der Gebrauchsspannungen (Eigengewicht und Verkehr bei Berücksichtigung von Kriechen und Schwinden) vollständig ausgeschaltet werden, und von einer unvollkommenen Vorspannung, wenn geringe Zugspannungen verbleiben, die aber kleiner sind als die Biegezugsestigkeit des Betons, so daß wenigstens für den Bereich der Gebrauchslasten Haarrisse ausgeschlossen sind.

Durch die Verkehrslasten werden die Seilkräfte nur geringfügig beeinflußt, weil die auf Biegung beanspruchten Balken eine viel höhere Steifigkeit besitzen als das aus dem Druckbalken und den Seilen bestehende Hängewerk. Die Spannungen der Seile aus Verkehr betragen nur wenige Prozent der Vorspannkräfte. Die Seile sind demnach im wesentlichen nur durch ruhende Lasten beansprucht, und infolgedessen sind auch die Biegebeanspruchungen

der Seile geringfügig. Das ist der Grund dafür, daß nach den vorläufigen Richtlinien für vorgespannte Tragwerke die Seile mit  $\sigma_{ezul}^S = 0.55 \, \sigma_{ez}^S$  beansprucht werden dürfen, wobei  $\sigma_{ez}^S$  die Zerreißfestigkeit ist. Der obere Index S deutet an, daß es sich um eine Seilspannung handelt, Im Gegensatz zu den vorgespannten Stahlbetonbrücken sind bei den Hängebrücken die Seilspannungen aus Verkehr und die Durchbiegungen des Tragwerks aus Verkehr erheblich, womit auch die Biegespannungen der Seile bzw. der aus den Seilen zusammengesetzten Kabel rasch anwachsen. Infolgedessen ist bei den Hängebrücken die zulässige Zugspannung der Seile mit  $\sigma_{ezul}^S = 0.33$  bis 0,40  $\sigma_{ez}^S$  begrenzt.

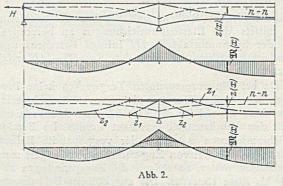
II. Die Definition der formtreuen Vorspannung und ein wichtiger Lehrsatz über die Vorspannung durchlaufender Balken sowie Betrachtungen über die Bruchsicherheit.

a) Bei einem frei aufliegenden vorgespannten Balken (Abb. 1) beträgt das Moment

 $M(x) = \mathfrak{M}(x) - Hz(x)$ . Wählt man  $Hz(x) = \alpha \mathfrak{M}(x)$  # (Affinität der statisch bestimmten Momente  $\mathfrak{M}(x)$  zu den Ordinaten z(x) des Seiles bezogen auf die neutrale Faser),

 $M(x) = (1-\alpha) \mathfrak{M}(x)$ . (1) Mit  $\alpha = 1$  wird M(x) = 0, und der Balken ist formtreu vorgespannt.

Bei einem durchlaufenden Balken kann die Vorspannung nach Abb. 2 durch einen einzigen oder aber zwecks einer günstigeren Entlastung der Stützenquerschnitte auch



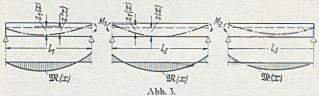
gemäß Abb. 2 a durch mehrere Seilzüge erfolgen. Aus  $M(x) = \mathfrak{M}(x) - \Sigma H z(x)$  folgt mit dem Affinitätsgesetz  $\Sigma H z(x) = a \, \mathfrak{M}(x)$  wiederum

$$M(x) = (1 - \alpha) \mathfrak{M}(x) \tag{1 a}$$

Bei a = 1 wird M(x) = 0, und der Balken ist formtreu vorgespannt.

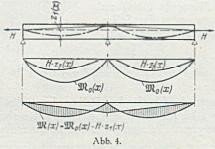
b) Wir betrachten nun Balken nach Abb. 3, auf welche Endmomente beliebiger Größe M einwirken. Wir spannen diese Balken so vor, daß sie frei von Durchbiegungen und damit formtreu bleiben. Hierzu müssen wir die Ordinaten z(x) affin zu  $\mathfrak{M}(x)$  wählen, und da die Momente in der

Nähe der Auflager negativ sind, müssen die Seile in diesen Bereichen oberhalb der neutralen Achse des Balkens liegen, Diese formtreue Vorspannung führen wir für alle Balken der Abb. 3 bei gleichen Seilkräften durch, und zugleich setzen wir voraus, daß die Endmomente  $M_1$  und  $M_2$ für zwei aneinanderstoßende Balken gleich groß sind. Da sämtliche Balken formtreu vorgespannt und damit keine Auflagerdrehwinkel vorhanden sind, können wir die Einzelbalken zu einem durchlaufenden Balken vereinigen.



Wir erkennen, daß wir bei einer formtreuen Vorspannung freie Wahl haben in der Verteilung der Seilmomente Hz(x), nach Abb. 3 können wir die Momente  $\mathfrak{M}(x)$ der frei aufliegenden Balken durch eine beliebig gewählte Schlußlinie unterteilen. Diese Freiheit in der Wahl der Stütz- und Feldmomente, die durch die Seile aufgenommen werden sollen, ist von grundlegender Bedeutung. Hiermit ist auch die Lösung bei fehlender Affinität (d. h.  $H z(x) + \mathfrak{M}(x)$  und nicht formtreuer Vorspannung gekennzeichnet. Für den Anteil der formtreuen Vorspannung besteht freie Wahl in der Verteilung der Seilmomente auf die Stütz- und Feldquerschnitte, für den Restbetrag müssen die Stützmomente mittels der Kontinuitätsbedingungen ermittelt werden.

Hieraus folgt die Lösung Abb. 4. Man zieht von  $\mathfrak{M}_0(x)$ des frei aufliegenden Balkens die Momente  $\mathfrak{M}_1(x) = Hz_1(x)$ infolge der beliebig eingelegten Seile ab. Für die Restmomente  $\mathfrak{M}(x) = \mathfrak{M}_0(x) - \mathfrak{M}_1(x)$  sind die Kontinuitätsbedingungen maßgebend und die Stützmomente M1 und M2



des durchlaufenden Balkens sind für diese Restmomente M(x) mittels der Elastizitätsgleichungen zu berechnen. Wenn der Spannungsabfall AH infolge Kriechens und Schwindens berücksichtigt wird, ist  $\mathfrak{M}_1 = (H - \Delta H) z_1(x)$ 

c) Da bei den vorgespannten Tragwerken keine Proportionalität zwischen Lasten und inneren Kräften besteht, müssen diese sowohl für den Zustand der Gebrauchslasten wie für den Bruchzustand berechnet werden. Im Bereich der Gebrauchslasten g + p ist der vorgespannte Balken ganz oder nahezu frei von Zugspannungen. Steigert man die Belastung weiter, so steigen die Zugspannungen zunächst bis Risse eintreten. Die zugehörigen Belastungen bezeichnen wir mit  $q_R$ . Bei einer weiteren Steigerung von q<sub>R</sub> bis zur Bruchlast q<sub>B</sub> erweitern sich die Haarrisse zu klaffenden Rissen, und die Betondruckzone wird immer kleiner. Zugleich geht damit die Wirkung der Vorspannung zurück, und im Bruchzustand besteht kein Unterschied mehr zwischen nicht vorgespannten und vorgespannten Balken. Beide besitzen prinzipiell die gleiche Bruchsicherheit. Da der Bewehrungsprozentsatz der eingelegten schlaffen Stähle bezogen auf den Betonquerschnitt bei den vorgespannten Balken immer gering ist, ist für den Bruch immer der sogen. Stahlbereich maßgebend, d. h. der Bruch

wird durch Überschreiten der Streckgrenze der schlaffen Stähle herbeigeführt, womit aber keineswegs gesagt ist, daß die schlaffen Stähle und die Vorspannseile gleichzeitig die Streckgrenze erreichen. Das wäre nur möglich bei einer Vorspannung der Seile, die erheblich über  $\sigma_{e\, ext{zul}}^{S} = 0.55\,\sigma_{ez}^{S}$ liegt, da die Spannungsänderung der Seile geringer als die der schlaffen Stahleinlagen ist. Zwei Gründe sind hierfür maßgebend: Einerseits ist der Elastizitätsmodul der Spiralseile mit etwa 16 · 106 t/m² gegenüber dem der Rundstähle mit 21 · 106 t/m² geringer, andererseits verlaufen bei einem frei aufliegenden Balken die Stahlspannungen parabelförmig, bei den Vorspannseilen dagegen sind sie auf der gesamten Balkenlänge konstant, und den gleichmäßig verteilten Spannungen entsprechen größere Dehnungen, Wenn man nun davon ausgeht, daß für die Gebrauchslasten die Spannungen der Rundstähle an der Unterseite gleich Null sind, so beträgt der Spannungsweg bei St 52 bis zum Erreichen der Streckgrenze  $\Delta \sigma_e = 3600 \text{ kg/cm}^2$ . Der Spannungsweg der Seile ist wesentlich geringer, nämlich

$$\Delta \sigma_c^S = 3600 \frac{2}{3} \frac{16 \cdot 10^6}{21 \cdot 10^6} = 1800 \text{ kg/cm}^2.$$

Er beträgt also nur die Hälfte desjenigen der Rundstähle. Bei einer Zerreißfestigkeit  $\sigma_{ez}^S=16\,000\,\mathrm{kg/cm^2}$  der Seile ist die zulässige Spannung im Bereich der Gebrauchslasten  $\sigma_{e\,zul}^{S} = 0.55 \cdot 16\,000 = 8\,800\,\text{kg/cm}^2$ . Beim Bruch des Balkens haben die Seile demnach nur eine Spannung von  $\sigma_e^S = 8800 + 1800 = 10600 \text{ kg/cm}^2$ , die im allg. unter deren Streckgrenze  $\sigma_s^S$  liegt.

Es besteht insofern doch ein wesentlicher Unterschied zwischen nicht vorgespannten und vorgespannten Balken, als bei dem Bruch des vorgespannten Balkens die Seile intakt bleiben. Das Bruchmoment für den Stahlbereich ergibt sich beim Plastischwerden der Betondruckzone nach Abb. 5 aus

$$M_B = F_e \sigma_s (h - x) + F_e^S \sigma_e^S (h^S - x).$$
 (2)

Hierbei ist  $F_e$  der Querschnitt der schlaffen Rundstähle,  $\sigma_s$  deren Streckgrenze und h-x ihr Hebelarm in bezug auf die Druckkraft  $D_b$ ;  $F_e^{\mathcal{S}}$  ist der Querschnitt der Seile,  $\sigma_e^S$  deren beim Bruch vorhandene Spannung und  $h^S - x$  der Hebelarm in bezug auf  $D_b$ .

Die neutrale Faser des plastisch gewordenen Betons ergibt sich aus dem Gleichgewicht der Betondruckkraft und der Stahlkräfte:

$$K_b b x = F_e \sigma_s + F_e^S \sigma_e^S. \tag{2 a}$$

 $K_b\,b\,x = F_e\,\sigma_s + F_e^S\,\sigma_e^S\,.$  Hierbei ist  $K_b$  die Prismenfestigkeit des Betons.

Aus den obigen Darlegungen geht hervor, daß für die schlaffen Stahleinlagen möglichst hochwertiges Material (wenigstens St 52) verwendet werden muß, damit der Spannungsweg der Rundstähle bis zur Streckgrenze und damit auch der Spannungsweg der Seile möglichst groß ist.

Ein gleichzeitiges Zerreißen der Rundstähle und der Seile (entsprechend dem schon 1898 in einem Patent von Doehring ausgesprochenen Grundgedanken) ließe sich nur bei einer wesentlichen Steigerung der Seilspannungen über den jetzt zugelassenen Wert  $\sigma_{ezul}^{S} = 0.55 \sigma_{ez}^{S}$  erreichen. Dies kommt aber nicht in Frage, und infolgedessen ergeben die Seile insofern eine zusätzliche Sicherheit, als sie den Einsturz bei Überschreiten der Streckgrenze der schlaffen Rundstahleinlagen verhindern.

III. Die Kopplung der Hauptträger der Stahlbrücken mit Stahlbetondruckplatten bei gleichzeitiger Vorspannung der Verbundkonstruktion durch hochwertige Seile.

Anschließend an die Erfindung der vorgespannten Stahlbetonbalken im Jahre 1934 (DRP 727 429 u. franz. Patent 798 928) beschäftigte mich schon die Frage, ob es

wirtschaftlich ist, auch Stahlkonstruktionen durch hochwertige Seile vorzuspannen. Hierbei wird ein gewisser Teil des Stahlquerschnitts in einen kleineren Seilquerschnitt mit höheren zulässigen Spannungen verwandelt, wodurch sich bei gleicher Tragfähigkeit eine entsprechende Stahlersparnis ergibt. Andererseits wird aber durch diesen Querschnittsabzug das Widerstandsmoment herabgesetzt, womit die Verkehrslastspannungen etwas anwachsen, so daß der gewonnene Vorteil abgemindert wird. Dazu kommt, daß infolge der Vorspannung die in den beiden Gurtungen vorhandenen Kräfte sehr voneinander abweichen. Ich kam deshalb zu der Ansicht, daß eine Vorspannung von Stahlkonstruktionen wegen der gleichgroßen Druck- und Zugfestigkeit des Baustahles keine wesentlichen Vorteile bringt. Das Bild ändert sich aber sofort, sobald man Stahlbetonfahrbahnen mit den Stahlträgern koppelt oder den Stahldruckgurt durch besondere gekoppelte Stahlbetondruckplatten verstärkt.

Die Untersuchungen über derartige Konstruktionen haben gezeigt, daß sich durch eine Vorspannung der Verbundkonstruktion nicht nur eine wesentliche Kostensenkung erzielen läßt, sondern daß man damit auch die bisherigen Spannweiten und Schlankheitsgrade der Brücken vergrößern kann.

Die Koppelung der Fahrbahnplatten mit den Stahlplatten hat den Vorteil, daß wegen der Rissesicherheit der vorgespannten Stahlbetonplatten für die Stahlplatten besondere Isolierungen und Schutzschichten hierfür nicht benötigt werden. Zugleich ergeben sich infolge der Koppelung hohe Widerstandsmomente, womit eine weitere Gewichtsverminderung verbunden ist. Da die neutrale Faser der Querschnitte sehr hoch in der Nähe der Betonplatte liegt, können bei den gekoppelten Tragwerken die Stahlspannungen unterhalb der Betonplatten nicht ausgenutzt werden, wenn nicht zu gleicher Zeit das Tragwerk durch Seile in Vorspannung gesetzt wird. Durch diese Vorspannung gelingt es, bei den gekoppelten Tragwerken die Stahlspannungen an der Oberseite wie auch an der Unterseite vollständig auszunutzen.

Um die Vor- und Nachteile der Koppelung von Stahlbetonplatten und insbesondere der Fahrbahnplatten mit den Stahlträgern übersehen zu können, müssen wir uns zunächst mit den Beanspruchungen beschäftigen, denen die gekoppelten Platten durch den Verbund unterworfen sind.

# A. Beanspruchungen der gekoppelten Betonplatten setzen sich zusammen

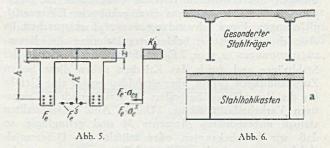
1. aus den Längsspannungen eines Plattenbalkens, der aus einem Stahlträger mit gekoppelter Betondruckplatte besteht. Für die Verkehrslasten handelt es sich um zeitlose Belastungen, bei denen die Kriechwirkungen keine Rolle spielen, so daß bei der Ermittlung der Spannungen nach der Bernoullischen Hypothese die Zahl n<sub>0</sub>

 $=\frac{E_e}{E_{ob}} \text{ maßgebend ist. Da infolge der hohen Beanspruchungen für die Stahlbetondruckplatten nur Beton B 450 mit <math>K_b=300 \text{ kg/cm}^2$  in Frage kommt, dessen Elastizitätsmodul  $E_{ob}\approx 400\,000 \text{ kg/cm}^2$  beträgt, ist mit  $n_o=2.1\cdot 10^6$   $0.4\cdot 10^6$  = 5,25 zu rechnen. Mit Rücksicht auf die hohen Spannungen kann mit höchstens  $n_o=6$  gerechnet werden. Die von Roš durchgeführten Versuche bestätigen diese niedrigen Werte von  $n_o$ , obwohl er Beton verwandte, dessen Prismenfestigkeit unter 300 kg/cm² lag. Die niedrigen Werte  $n_o$  bedingen in den gekoppelten Stahlbetonplatten sehr hohe Spannungen. So entspricht z.B. einer Stahlspannung von  $o_e=600 \text{ kg/cm}^2$  aus Verkehr eine

Betonspannung von  $\sigma_b = \frac{\sigma_e}{n_0} = 100 \text{ kg/cm}^2$ . Dies ist be-

sonders unangenehm bei negativen Momenten, denen in den Betonplatten hohe Zugspannungen entsprechen. Wir ersehen daraus, daß wir Sicherheit gegen Rißbildung nur durch Vorspannung erreichen können.

Durch die Anordnung von Druckplatten aus Stahlbeton werden die Trägheitsmomente wesentlich erhöht, und zugleich wird die neutrale Faser nach der Betonplatte hin verlegt, wodurch die Betonspannungen abgemindert werden. Trotzdem treten bei weitgespannten Brücken



Betonspannungen in der oben angegebenen Höhe auf, wenn man die Stahlspannungen auf der unteren Trägerseite voll ausnützt. Spätere Zahlenbeispiele zeigen dies.

- 2. Die gekoppelten Betonplatten werden weiter örtlich durch die Radlasten der Fahrzeuge beansprucht. Wenn Betonplatten nach Abb. 6 nur an den Stützen mit den Stahlträgern gekoppelt sind, erfolgt die Berechnung dieser Platten für die örtlichen Lasten in üblicher Weise. Wenn dagegen die Stahlträger als Hohlkasten nach Abb. 6 a ausgebildet sind, besteht die tragende Platte aus einem Verbundquerschnitt, nämlich aus der Stahlbetonplatte und der darunter liegenden Stahlplatte. Für das Zusammenwirken dieser beiden Teile ist, da es sich um eine zeitlose Beanspruchung handelt, wiederum  $n_0 = 6$  maßgebend, wobei allerdings gemäß Abschnitt B vorausgesetzt ist, daß die Betonplatte so hoch auf Druck vorgespannt ist, daß die Biegezugspannungen aus den örtlichen Verkehrslasten durch Druckspannungen ganz oder wenigstens zum grö-Beren Teil überlagert werden.
- 3. Die gekoppelten Betonplatten werden weiterhin durch die Eigengewichtsmomente des Tragwerks beansprucht. Diese hängen in hohem Maße von dem Bauvorgang ab. Dabei sind verschiedene Bauvorgänge in Betracht zu ziehen.
- a) Die Betonierung der Fahrbahnplatten erfolgt auf freitragenden Stahlträgern, die sich unter der Last der Betonplatte durchbiegen. Da hierbei der Beton noch plastisch ist, bleibt er, wenn wir vorerst den Einfluß des Schwindens außer acht lassen, spannungsfrei, womit  $n=\infty$  ist.
- $\beta$ ) Die Betonierung erfolgt auf unterrüsteten Stahlträgern und die Rüstungen werden erst nach dem Erhärten des Betons weggenommen. Die Zahlen  $n=E_e/E_b$  für den Zeitpunkt der Ausrüstung sind dann für B 225, B 300 und B 450 n=8,7,6. Diese Werte können jedoch auch etwas höher sein, wenn in einem frühen Zeitpunkt ausgerüstet wird. Durch das Kriechen des Betons lagern sich die Betondruckkräfte vom Beton auf den Stahlquerschnitt um, womit die Zahlen n stark ansteigen. Wir können als Mindestwert n=15 annehmen, jedoch kann n bei hohen Kriechmaßen noch wesentlich größer sein, und zwar ohne Berücksichtigung des Schwindens.
- $\gamma$ ) Wir können aber auch einen mittleren Weg gehen und die Betonplatte in einem Zustand betonieren, in dem der Stahlträger nur einen bestimmten Teil der Last frei trägt und die Restlast von Gerüsten aufgenommen wird. In diesem Falle erhalten wir Eigengewichts- und Druckspannungen in den Stahlbetonplatten, die zwischen den Fällen  $\alpha$ ) und  $\beta$ ) liegen.

Aus den obigen Darlegungen folgt, daß die Werte für Eigengewichtslasten zwischen n=15 und  $\infty$  liegen und daß n durch die Wahl des Arbeitsvorganges in hohem Maße beeinflußbar ist.

4. Beanspruchungen durch das Schwinden des Betons. Durch das Schwinden treten zwischen der Stahlbetonplatte und den Stahlträgern in jedem Element von der Länge ds = 1 ebenso wie bei der Eigengewichtsbelastung zwei unbekannte Kräfte H und M auf. Den algebraischen Gleichungen des elastischen Bereichs entsprechen im plastischen Bereich des Kriechens zwei gekoppelte Differentialgleichungen. Einer Schwindung von  $\omega_s T$  entsprechen im elastischen Bereich bei behinderter Dehnung die Betonzugspannungen  $\sigma_z = \omega_s T E_b$ . Infolge der Elastizität der Stahlträger und durch das Kriechen gehen diese hohen Zugspannungen zurück, aber sie bilden immer eine Gefahr für die Betonplatten besonders in dem Bereich der negativen Verkehrslastmomente. Die in Abb. 7 dargestellten statisch unbestimmten Momente M sind geringfügig, so daß wir bei bekannten oder mittels der Differentialgleichungen ermittelten Schwind-Zugspannungen  $\sigma_z$  des Betons die Beanspruchung der Stahlkonstruktion aus der Druckkraft  $\sigma_z F_b$  und dem Moment  $\sigma_z F_b y_e$  angenähert berechnen können zu

$$\sigma_e = -\sigma_z F_b \left( \frac{1}{F_e} + \frac{y_e e}{J_e} \right)$$
 (3)

Durch das Schwinden werden in den Stahlträgern im Feld und an der Stütze immer positive Momente ausgelöst. Die genaue Berechnung der Spannungen aus Kriechen und Schwinden bei Eigengewichtsbelastung will ich in einer späteren Arbeit zeigen.

5. Die Beanspruchungen infolge verschiedener Erwärmung von Stahlbetonplatte und Stahlträger entsprechen denen aus der Schwindung, nur mit dem Unterschied, daß bei letzteren die Vorzeichen wechselnd sein können. Da die ungleichmäßigen Erwärmungen jedoch von kurzer Dauer sind, so daß sie durch das Kriechen des Betons nicht beeinflußt werden, sind die zwischen den Stahlträgern und den Stahlbetonplatten auftretenden Kräfte H und M mittels der elementaren Gleichungen für den elastischen Zustand zu ermitteln.

# B. Die verschiedenen Methoden der Vorspannung von gekoppelten Stahlbetonplatten.

Da in den gekoppelten Stahlbetonplatten infolge der Schwindung, der Verkehrslast, der örtlichen Beanspruchungen und der ungleichmäßigen Erwärmungen erhebliche Zugspannungen auftreten und der Korrosionsschutz der Stahlkonstruktion in den Berührungsflächen nur gesichert ist, wenn die Fahrbahnplatte rissefrei bleibt, ist es notwendig, die gekoppelten Platten durch eine geeignete Vorspannung unter Druckvorspannungen zu setzen. Hierbei ist es wünschenswert, die Vorspannung so hoch zu halten, daß auch bei voller Verkehrslast in den Platten keine Zugspannungen auftreten. Das ist besonders wichtig an den Stützen durchlaufender Träger. Auch wenn wir dieser Bedingung genügen, ist noch zu beachten, daß bei Steigerung der Lasten von dem Gebrauchslastenzustand g + p zu der Bruchlast, die bei den Stahlkonstruktionen bei 1,70facher Sicherheit etwa  $q_B = 1,70 (g + p)$  ist, die Zugfestigkeit der Betonplatten überschritten wird. Während im Gebrauchslastenzustand die Betonplatte voll mitwirkt, darf sie bei der Berechnung der Bruchlast bzw. der Bruchsicherheit nicht mitgezählt werden. Wir müssen deshalb die Berechnung sowohl für den Zustand (g+p) als auch für  $q_B$  getrennt durchführen. Das gilt nicht nur für den Bereich der negativen Momente der durchlaufenden Träger, sondern auch für die Versteifungsbalken von Hängeund Stabbogenbrücken, die im wesentlichen nur infolge

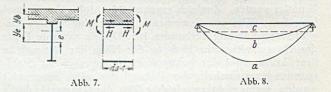
der Verkehrslasten auf Biegung beansprucht werden. Die Frage der Bruchsicherheit wird im Abschnitt C eingehend besprochen werden. Wir erörtern zunächst die verschiedenen Möglichkeiten der Vorspannung der Stahlbetonplatten.

1. Bei den frei aufliegenden Trägern können wir eine Vorspannung erzielen, wenn wir die Fahrbahnplatte auf den noch durch Gerüste gestützten Stahlträger betonieren und die Brücke erst nach dem Erhärten des Betons ausrüsten. Die sich dabei für die Betonplatten ergebenden Druckspannungen errechnen sich auf Grundlage der Bernoullischen Hypothese, wobei für die ideellen Querschnittsflächen  $F_i$  und Trägheitsmomente  $J_i$  kleine Werte  $n_i$  maßgebend sind. Für die verschiedenen Betonarten ist

	B 225 B 300		B 450	
$E_{0b}$	= 300 000	340 000	400 000	kg/cm <sup>2</sup>
$n_0$	= 7,0 (8)	6,18 (7)	5,25 (6)	

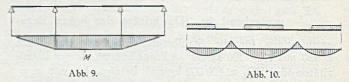
Da der Elastizitätsmodul des Betons bei größeren Druckspannungen etwas zurückgeht, können wir mit den eingeklammerten Werten rechnen.

Die sich mittels dieser Werte  $n_0$  für die Verbundquerschnitte ergebenden Spannungen gelten nur für den Zeitpunkt t=0 des Ausrüstens, mit der Zeit gehen diese Spannungen durch das Kriechen des Betons stark zurück, und zwar um so mehr, je höher das Kriechmaß und je



geringer die Schonzeit des Betons ist. Als Schonzeit bezeichnen wir den Zeitraum zwischen dem Erhärten des Betons und dem Aufbringen der Vorspannkräfte. Bei hohen Kriechmaßen und kurzen Schonzeiten gehen die Druckspannungen aus der Vorspannung fast restlos verloren.

In Abb.8 ist der parabelförmige Verlauf der Druckspannungen aus der Vorspannung  $\sigma_{b\,\nu}$  im Zeitpunkt t=0 durch die Linie a, durch die Linie b dagegen nach Beendigung des Kriechens gekennzeichnet. Wenn wir auch voraussetzen, daß in Feldmitte die Vorspannung b ausreichend ist, um die Zugspannungen aus dem Schwinden zu überlagern, so ist das aber keineswegs an den Balkenenden der Fall, weil hier die Druckvorspannungen zu Null werden, so daß Zugspannungen aus dem Schwinden und aus den örtlichen Beanspruchungen verbleiben, die zu Rissebildungen führen können. Viel geeigneter wäre eine gleichmäßige Vorspannung nach Linie c, die auch den



Vorteil hätte, daß die Vorspannung in Feldmitte klein gehalten werden könnte, so daß eine größere Differenz  $\sigma_{bzul} - \sigma_{bv}$  für die Aufnahme der Verkehrslasten zur Verfügung stände. Eine Vorspannung, mit welcher dieses Ziel erreicht wird, ist in Abschnitt C1 besprochen.

Durch das Schwinden werden entsprechend den obigen Darlegungen die Druckvorspannungen abgemindert. Hierdurch ergeben sich gemäß den Erörterungen zu Abb. 7 für die Stahlträger zusätzliche positive Momente, die nicht außer acht gelassen werden dürfen. Bei Brücken kleinerer Spannweiten kann man die Rechnung durch Einführen einer Zahl n, die das Kriechen und Schwinden umfaßt, vereinfachen. Wenn wir nur das Kriechen berücksichtigen, wird z.B. bei B 450 für die Eigengewichtslasten n von 6 auf wenigstens 15 ansteigen. Wollen wir auch das Schwinden des Betons, das an sich eine gegebene Größe ist und genau genommen durch n nicht erfaßt werden kann, mit berücksichtigen, so müssen wir mit wesentlich höheren Werten n rechnen. In diesem Fall sind die oben erwähnten Zusatzmomente der Stahlträger in der Rechnung schon eingeschlossen.

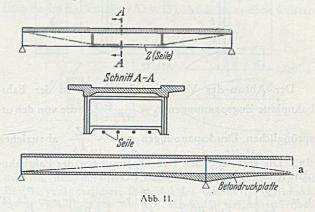
2. Vorspannen durchlaufender Träger mit Hilfe von Stützensenkungen bzw. Stützenhebungen. Wenn wir bei dem Dreifeldträger Abb. 9 nach Betonierung und Erhärtung der Fahrbahnplatte die Zwischenstützen senken oder einfacher die nur gering belasteten Außenstützen heben, ergeben sich für den Verbundträger durchgehende positive, nach einem Trapez verlaufende Momente M und damit für die Fahrbahnplatte Druckvorspannungen, die allerdings durch das spätere Kriechen des Betons und auch das Schwinden stark abgemindert werden, wobei für die Größe des Spannungsabfalles wiederum Kriechmaß und Schonzeit maßgebend sind.

Das geschilderte Verfahren hat aber folgende Nachteile: Will man hiermit an den Stützquerschnitten hinreichend große Druckvorspannungen erzielen, so ergeben sich im Feld ebenso große Druckvorspannungen, wodurch die den Verkehrslasten zur Verfügung stehenden Spannungen  $\sigma_{b\,zul}-\sigma_{b\,v}$  herabgesetzt werden. Weiter bedingen die positiven Momente M in Feldmitte eine Vergrößerung der Stahlquerschnitte und damit größere Eigengewichte, während wir im allgemeinen das Bestreben haben, bei den durchlaufenden Trägern durch ein Anhäufen der Trägheitsmomente an den Stützen mittels veränderlicher Trägerhöhen die positiven Feldmomente auf Kosten der Stützmomente zu verkleinern und damit das Eigengewicht in den Feldern zu vermindern.

3. Ein weiterer Weg, die Betonzugspannungen an den Stützen in günstiger Weise zu beeinflussen, besteht darin, daß nach Abb. 10 zunächst die Stahlbetonplatten nur in dem Bereich der positiven Eigengewichtsmomente betoniert und nach Erhärten provisorisch belastet werden. Hierdurch ergeben sich für die Stützquerschnitte der Stahlträger negative Momente, dagegen für die Feldmomente, in denen der Verbund schon vorhanden ist, positive Momente. In diesem Zustand werden die restlichen Stahlbetonplatten betoniert. Nach Entfernen der in den Feldern aufgebrachten Lasten verbleiben für den jetzt nur durch sein Eigengewicht belasteten Träger an den Stützen positive Momente und Druckvorspannungen der Stahlbetonplatte. die allerdings wieder durch das spätere Kriechen und Schwinden stark herabgesetzt werden, und die deshalb nicht ausreichen, um Sicherheit gegenüber Haarrissen zu schaffen.

Wir wollen noch den Spannungszustand in den Feldern verfolgen. Beim Aufbringen der oben erwähnten Belastungen werden in den Stahlbetonplatten im elastischen Zustand Spannungen  $-\sigma_b$  erzeugt, die aber durch das Kriechen und Schwinden auf den Wert  $-\alpha \sigma_b$  absinken. Werden nun nach Erhärten der Fahrbahnplatten an den Stützen diese Lasten wieder entfernt, so ergeben sich hieraus die zunächst elastischen Spannungen +  $\sigma_h$ . Nach Entfernen der Last sind also in der Platte Zugspannungen  $(1-\alpha)\sigma_h$  vorhanden, die sich durch Kriechen ermäßigen. Der Verbesserung des Spannungszustandes in den Stützenquerschnitten entspricht demnach eine Verschlechterung in den Feldquerschnitten, so daß beide Zonen der Gefahr ausgesetzt sind, durch Haarrisse geschädigt zu werden, und zwar sind bei Eigengewichtsbelastung die Feldquerschnitte in Gefahr, bei Verkehrslast dagegen die Stützenquerschnitte. Nach diesem Verfahren wurde die neue Rheinbrücke Köln—Deutz vorgespannt. Inwieweit dieses Verfahren zweckmäßig ist, werden die Erfahrungen der nächsten Jahre zeigen. Wie mir bekannt, sind schon jetzt die vorerwähnten Risse in der Fahrbahn aufgetreten.

Die obigen Darlegungen zeigen, daß die beiden geschilderten Vorspannverfahren nur beschränkte Vorteile bringen und noch mit erheblichen Nachteilen verknüpft sind. Die vom Verfasser geschaffenen Vorspannmethoden der Fahrbahnplatten bzw. allgemein von Stahlbetondruckplatten schaffen für den Gebrauchslastenzustand absolute Sicherheit gegenüber Haarrissen. Es kann sogar erreicht werden, daß die gezogenen Platten erst im Bruchzustand des Verbundquerschnittes reißen.



C. Die Vorspannverfahren Dischinger.

Es handelt sich um zwei Verfahren, die bei der Vorspannung von auf Zug beanspruchten Stahlbetonplatten kombiniert werden.

1. Bei frei ausliegenden Balken, bei denen die gekoppelte Stahlbetonfahrbahn in der Druckzone liegt, wird der aus Stahlträgern und Stahlbetonplatten bestehende Verbundquerschnitt durch hochwertige Seile, die an den beiden Enden des Balkens mittels Stahlplatten und Seilköpfen verankert sind, unter Druckspannungen gesetzt (Abb. 11). Die hängewerkartigen Seile tragen in Verbindung mit dem auf Druck beanspruchten Balken einen wesentlichen Teil des Eigengewichts, so daß wir zwei Vorteile erhalten.

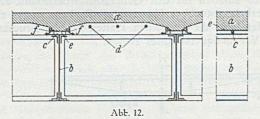
Einerseits kann infolge der Tragwirkung der Hängswerke der Stahlquerschnitt und damit die Eigengewichtslast vermindert werden und andererseits erhalten wir damit eine Vorspannung der gekoppelten Fahrbahnplatten.

Abb. 11 a zeigt die Anwendung dieser Vorspannung für das Kragfeld eines Gerberbalkens. Der auf Druck beanspruchte untere Gurt des Stahlträgers ist zwecks Stahlersparnis durch eine untere Druckplatte aus Stahlbeton verstärkt. Durch die Seile sollen in den Betondruckplatten (Abb. 11 und 11 a) nur so große Druckvorspannungen erzeugt werden, daß für Eigengewichtsbelastung die Zugspannungen mit Sicherheit ganz ausgeschaltet werden. Die Vorspannkräfte der Seile sind aber nicht groß genug, um die Zugspannungen der Fahrbahnplatte infolge Verkehrslast oder gar der Bruchlast  $q_B = v (g + p)$  zu überlagern, weil die Seilkräfte auf den Verbundquerschnitt wirken, bei dem der Stahlquerschnitt erheblich ist und den größeren Teil der Druckkräfte übernimmt. Aus diesem Grunde werden die durch Verkehrslasten auf Zug beanspruchten Fahrbahnplatten noch durch ein gesondertes Verfahren in erhöhter Form vorgespannt.

2. Zusatzvorspannung der durch die Verkehrslasten auf Zug beanspruchten Fahrbahnplatten.

Dieses Verfahren ist in Abb. 12 dargestellt. Hiernach wird zunächst die Fahrbahnplatte (a) auf den Stahlträger (b) z. B. mittels Rollen (c)beweglich gelagert. Nach dem Erhärten wird die Betonplatte im allgemeinen durch

geradlinige Seile (d) unter Druckvorspannung gesetzt und erst nach der Vorspannung mit den Stahlträgern gekoppelt. Zum Zweck der Lagerung und Verkoppelung sind die Stege der Betonplatte auf der Unterseite durch Stahlplatten (e) gepanzert, mit denen die Winkel (f) vernietet sind. Nach erfolgter Vorspannung werden diese Winkel mit den Stahlträgern vernietet. Nach der Koppelung können die Vorspannseile abgebaut und wieder verwendet werden, sie können aber auch im Bauwerk verbleiben und beteiligen sich dann an der Aufnahme der Lasten.



Der Abbau der Vorspannseile erzeugt in der Fahrbahnplatte Zugspannungen  $\sigma_b=\dfrac{Z}{nF_e+F_b}$ , die von den ursprünglichen Druckspannungen  $\sigma_b=-\dfrac{Z}{F_b}$  abzuziehen

sind. Die verbleibenden Druckspannungen der Fahrbahnplatten betragen im elastischen Bereich

$$\sigma_b = -\frac{Z}{F_b} \left( 1 - \frac{F_b}{F_b + nF_e} \right) = -\frac{Z}{F_b} \left( 1 - \frac{1}{1 + n\mu} \right); \mu = \frac{F_e}{F_b} \ . \ (4)$$

Hierbei ist  $F_b$  der Querschnitt der Fahrbahnplatte einschließlich der schlaffen Einlagen und  $F_e$  der Querschnitt der Stahlträger. Mit  $F_e/F_b=1/3$  ergibt sich beispielsweise bei n=6

$$\sigma_b = -\frac{Z}{F_b} \left( 1 - \frac{1}{1 + {}^6/_3} \right) = -\frac{2}{3} \frac{Z}{F_b} .$$

Durch den Abbau der Seile vermindern sich die Druckvorspannungen also auf 2/3. Dieser Spannungsabfall kann aber durch eine erhöhte Vorspannung kompensiert werden, das gleiche gilt auch für den späteren Spannungsabfall aus Kriechen und Schwinden. Die Zugkräfte Z. die sich nach dem Abbau der Seile ergeben, greifen oberhalb der neutralen Faser des Verbundquerschnittes an. Sie bedingen negative Momente, ebenso entstehen beim Lösen der Seile zwischen Stahlbetonplatten und Stahlträgern Schubspannungen, die den Spannungen aus Verkehr entgegenwirken.

Die Vorspannung der Fahrbahnplatte kann auch ohne Seile direkt durch hydraulische Pressen vorgenommen werden, indem man den Stahlträger als Spannbett benutzt. Hierbei ergibt sich für den Stahlträger eine Zugkraft, welche der Druckkraft der Betonplatte das Gleichgewicht hält. Dieses Verfahren ist jedoch nur möglich, wenn der Stahlträger in der Lage ist, die daraus folgenden zusätzlichen Zugspannungen aufzunehmen. Ist dies nicht der Fall, so muß die Vorspannung der Betonträger, wie erläutert, mittels Seilen erfolgen, die in dem Bauwerk verbleiben.

3. Das unter 2. geschilderte Verfahren kann bei frei aufliegenden Balken auch mit hängewerkartigen Seilen durchgeführt werden, die im Bauwerk verbleiben. Dieser Vorgang ist in Abb. 13 für eine frei aufliegende Eisenbahnbrücke dargestellt, bei der eine 50 cm starke Betondruckplatte mit eingebautem Schotterbett vorgesehen ist. Auch hier wird die Betonplatte zunächst beweglich auf dem Stahlträger gelagert und alsdann werden die hängewerkartigen Seile vorgespannt. Die Seile tragen nach der Vorspannung einen wesentlichen Teil des Gewichts der Stahlbetonplatte und verbleiben im Bauwerk. Nach der Vorspannung wird die Verkoppelung mit dem Stahlträger durchgeführt.

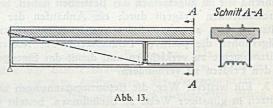
Dieses Verfahren kommt bei geringer Konstruktionshöhe der Stahlträger in Frage, wobei die neutrale Faser sehr hoch oder in der Betonplatte selbst liegt, so daß bei einer Koppelung ohne vorhergehende Vorspannung der Betonplatte die zulässigen Spannungen des Betons nicht ausgenützt werden könnten, da andernfalls die zulässigen Stahlspannungen an der Unterseite überschritten werden würden.

Bei den Vorspannarten 2. und 3. wird der Hohlraum zwischen den Stahlträgern und der Betonplatte, in welchem die Rollen untergebracht sind, nach durchgeführter Koppelung mit Zementmörtel ausgegossen.

Die in 1. bis 3. gekennzeichneten Vorspannungen der Betonplatten in der Längsrichtung können, falls dies erforderlich ist, ohne Schwierigkeiten durch eine Vorspannung in der Querrichtung ergänzt werden. Wir fassen die Vorteile der verschiedenen Vorspannarten nochmals zusammen.

Durch das Vorspannen der Verbundkonstruktion nach 1. wird ein wesentlicher Teil des Eigengewichts durch die hängewerkartigen Seile getragen, zugleich werden damit in dem Verbundbalken und in den Betonplatten so hohe Druckspannungen erzeugt, daß die Zugspannungen infolge des Schwindens, der ungleichmäßigen Temperaturwirkungen und infolge der örtlichen Lasten überlagert werden und dafür keine Gefahr von Haarrissen besteht.

Die nachträgliche Koppelung gestattet es, die Druckvorspannungen in der Fahrbahnplatte so hoch zu gestalten, daß auch für Verkehrslast bei negativen Momenten in ihr keine oder nur geringfügige Zugspannungen auftreten. In manchen Fällen kann bei Verwendung von St 37 für



den Stahlträger die Vorspannung so hoch getrieben werden, daß die gezogene Fahrbahnplatte erst reißt, wenn in der Stahlkonstruktion volle Plastizität eingetreten ist. Die Stahlbetonplatten können dann bei der Berechnung der Bruchlasten mit herangezogen werden. Die für das Vorspannen der Fahrbahnplatten benötigten geraden Seile können nach der Vorspannung wieder ausgebaut werden.

4. Bei frei aufliegenden Trägern können nach 3. die Betonplatten auch durch hängewerkartig angeordnete Seile vorgespannt werden. Diese Seile sind in der Lage, das Eigengewicht der Betonplatten nach den Auflagern durchzutragen. Sie entlasten dadurch die Stahlträger bzw. die Verbundträger und gestatten es, die zulässigen Spannungen der Betonplatten voll auszunutzen.

Die Anwendungsmöglichkeiten dieser Vorspannmethoden werden im Abschnitt E erörtert werden.

D. Berechnung der vorgespannten Verbundträger für den Zustand der Gebrauchslasten (g+p) und der Bruchlasten  $q_B=v\,(g+p)$  und die zulässigen Spannungen.

Da bei den vorgespannten Konstruktionen die Proportionalität zwischen Lasten und Spannungen verloren geht, ist die Berechnung sowohl für die Gebrauchslasten wie für die Bruchlasten durchzuführen. Mit Rücksicht auf die fehlende Proportionalität sind die zulässigen Spannungen des vorgespannten Betons und der für die Vorspannung benutzten Stähle bzw. Seile wesentlich höher angesetzt als bei den linearen Systemen,

Setzt man z.B. die zulässigen Spannungen einer Betondruckplatte im Gebrauchslastenzustand sehr hoch an, so

muß zum Ausgleich der Stahlquerschnitt verstärkt werden, damit die Bruchsicherheit gewährt bleibt. Wir ersehen daraus, daß wir unbedenklich im Gebrauchslastenzustand hohe Betonspannungen bis zu  $K_b/2$  (2fache Sicherheit) zulassen können, wenn dies die Berechnung für den Gebrauchslastenzustand erforderlich macht. Durch die zusätzliche Rechnung für den Bruchzustand wird erst die wirkliche Sicherheit klargestellt. Wird die Berechnung der Bruchsicherheit nicht durchgeführt, so dürfen nicht die erhöhten Betonspannungen der vorgespannten Konstruktionen, sondern nur die der Stahlbetonbestimmungen DIN 1045 zugelassen werden.

1. Die zulässigen Spannungen für den vorgespannten Beton und die Stähle bzw. Seile der Vorspannung. Diese sind festgelegt durch die Richtlinien für die Bemessung vorgespannter Stahlbetonteile. Zugelassen sind hierfür nur die hochwertigen Betonsorten mit einer Würfelfestigkeit gleich oder höher 300 kg/cm².

Es sind die folgenden Spannungen unter Voraussetzung einer vollständigen Vorspannung vorgesehen.

Tabelle 1. Zulässige Spannungen in kg/cm2.

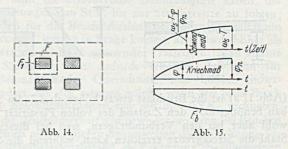
m bauling it mushake it a anolusius.	Güteklasse		
Anwendungsbereich	B 300	B 450	B 600
a) Zulässige Spannungen d. Betons		Arrain St	or isolo
1. in gedrückten Rechteckquer- schnitten bei einachsiger	Series .	E	y Ka
Biegung $\sigma_b$	110	130	150
2. desgl. b. zweiachs. Biegung $\sigma_h$	120	140	160
3. hinter Ankerplatten σ	90	110	130
zulässig. Höchstwert $\sigma_1 = \sigma \sqrt[3]{\frac{F}{F_1}}$	150	225	300
4. in der überdrückten Zugzone bei einachsiger Biegung σ <sub>h</sub>	140	170	200
5. desgl. b. zweiachs. Biegung $\sigma_b$	150	180	210
b) Zulässige Spannungen der Vorspannseile oder -stähle	ndell c		
6. vor dem Koppeln	$\sigma_e^{\nu} \leq 0$	,80 $\sigma_s \leq$	0,60 σ
7. nach dem Koppeln	$\sigma_e^{\nu} \leq 0.75 \ \sigma_s \leq 0.55 \ \sigma_e$		

In Tabelle 1 ist  $\sigma_s$  die Streckgrenze und  $\sigma_{ez}$  die Zerreißfestigkeit der Stähle oder Seile. Die höhere zulässige Spannung vor der Koppelung bezieht sich auf die Vorspannung nach C. 2., sie ist höher als in Zeile 7, weil diese Vorspannung nach C. 3., bei welcher die Seile dauernd in Gebrauch bleiben, ist Zeile 7 maßgebend. Bezüglich der Druckspannungen hinter Ankerplatten ist zu bemerken, daß  $F_1$  nach Abb. 14 die gedrückte Fläche und F die Fläche ist, auf welche sich die Spannungen verteilen; F muß zu

 $F_1$  symmetrisch liegen. Die  $\sqrt{F/F_1}$  kennzeichnet die erhöhte Spannung  $\sigma_b$  als Funktion der Druckspannung  $\sigma$ , die hinter den Ankerplatten auftreten darf.

In den Stahlbetonplatten, die durch die Verkehrslasten auf Zug beansprucht werden, darf entsprechend den Zeilen 4 und 5 die Vorspannung höher gewählt werden als bei den Stahlbetonplatten, die durch die Verkehrslasten auf Druck beansprucht sind. Es bestehen jedoch keine Bedenken, bei den letzteren die zulässigen Höchstbetonspannungen allgemein mit  $\sigma_b = K_b/2$  festzulegen, weil diese Spannungen nichts mit der Bruchsicherheit zu tun haben und die letztere durch eine gesonderte Rechnung nachgewiesen wird. Eine erhöhte Druckvorspannung im Gebrauchslastenzustand bedingt zwecks Erreichung der Bruchsicherheit des Verbundquerschnittes eine entsprechende Verstärkung des Stahlquerschnittes und ist deshalb ohne Belang.

2. Berechnung der vorgespannten Verbundkonstruktionen im Gebrauchslastenzustand. Hinreichend genaue Werte der Spannungen erhält man nur, wenn man die plastischen Eigenschaften des Betons berücksichtigt. Bei den Stahlkonstruktionen ist für die Spannungen des Gebrauchslastenzustandes eine 1,7fache Sicherheit vorgeschrieben. Legt man die Spannungen des Betons mit  $K_b/2$  fest, so ist die entsprechende Sicherheit für den Beton etwa 1,18mal größer. Maßgebend ist jedoch bei Verbundtragwerken die Berechnung der Bruchsicherheit. Es bereitet keine Schwierigkeiten, die plastischen Vorgänge infolge des Kriechens und Schwindens mit Hilfe der Differentialgleichungen des Kriechvorganges zu berechnen, wenn wir das Kriechmaß  $\varphi$  des Betons und dessen Elastizitätsmodul  $E_L$  kennen (Abb. 15). Auch ist es ohne weiteres



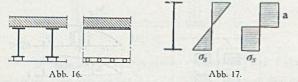
möglich, den mit dem Kriechen und der Erhärtung des Betons veränderlichen E-Modul des Betons zu berücksichtigen. Vgl. [2]. Wenn wir das Schwinden zunächst vernachlässigen, hat bei den vorgespannten Betontragwerken der Zuwachs des Elastizitätsmoduls mit dem Alter nur geringen Einfluß auf die inneren Kräfte, weil wir die Vorspannung erst nach entsprechender Schonzeit aufbringen. Im Zeitpunkt der Vorspannung besitzt der Elastizitätsmodul des Betons schon eine erhebliche Größe, und der Zuwachs bis nach Beendigung des Kriechens beträgt nur etwa 20 bis 25 %.

Grundverschieden liegen die Verhältnisse dagegen bei dem durch das Kriechen beeinflußten Schwindvorgang. Hier beginnen zugleich mit dem Erhärten des Betons die Schwindverkürzungen, die durch das Kriechen beeinflußt werden. Bei Beginn der Erhärtung ist der Elastizitätsmodul noch klein und nimmt bis zum Abschluß des Schwindens auf das Mehrfache zu. Wir können diesen Vorgang theoretisch verfolgen, wenn wir den Anfangswert von Eb und das zugehörige Kriechmaß kennen würden. Es wäre deshalb erwünscht, diesen Vorgang durch Versuche zu kontrollieren, die am einfachsten gemäß Abb. 16 durchgeführt werden könnten. Hiernach wird auf zwei I-Trägern eine Betonplatte betoniert. Die I-Träger, die auf der Unterlage mittels mehrerer Rollen gelagert sind, werden durch senkrechte Lasten daran gehindert, sich unter dem Einfluß der Schwindkräfte zu verbiegen. Wenn diese Verbiegung nicht künstlich verhindert werden würde, so würden zwischen Betonplatte und I-Trägern unbekannte Kräfte M und H auftreten, denen beim Kriechvorgang zwei gekoppelte Differentialgleichungen entsprechen. Dadurch, daß die I-Träger und damit auch die Betonplatte keine Verbiegung ausführen können, fällt M weg, und es verbleibt nur die Schubkraft H. Aus Messungen der Längenänderungen der Stahlträger während des Schwindvorganges können wir die gewünschten Größen berechnen. Allerdings benötigen wir hierfür noch einen parallelen Schwindversuch mit einer ungekoppelten Betonplatte, weil zwei Größen unbekannt sind, nämlich Schwindmaß und Elastizitätsmodul. Noch weitergehende Genauigkeit bezüglich der Kriechmaße würde man durch einen zweiten Parallelversuch mit einer gleichartigen, durch Normalkräfte beanspruchten Platte erhalten.

Diese Versuche, die infolge des kleinen Materialverbrauches mit geringen Kosten durchzuführen sind, würden sehr viel zur Klärung des Schwindvorganges des Betons bei Verbundträgern beitragen.

Die in Abb. 16 dargestellte Versuchsanordnung entspricht den Verhältnissen, wie sie bei den Versteifungsbalken von Hänge- und Stabbogenbrücken auftreten. Die mit dem Versteifungsbalken gekoppelten Stahlbetonfahrbahnen schwinden und wollen den Stahlträger verbiegen. Weil dieser aber am Kabel bzw. am Bogen aufgehängt ist, wird diese Verbiegung fast vollständig ausgeschaltet.

3. Berechnung der vorgespannten Verbundkonstruktionen für den Bruchzustand. Die Spannungen der Handelsstähle und der hochwertigen Stähle für den Gebrauchslastenzustand sind so festgelegt, daß bei 1,7facher Belastung — der Bruchlast — die Plastizität der Querschnitte beginnt (Abb. 17). Bei vollständiger Plastizität



(Abb. 17 a) ist die Bruchlast etwas höher als 1,7. Im Stahlbau benötigt man den Zustand der vollen Plastizität nicht, wohl aber bei den Verbundträgern, weil bei diesen der Stahl die Streckgrenze erreichen kann, während die Spannungen des Betons noch unter der Prismentestigkeit  $K_b$  liegen, wie es umgekehrt auch möglich ist, daß bei dem Beton zuerst  $K_b$  erreicht wird. Zweckmäßig gehen wir deshalb von der vollen Plastizität aus, obwohl bekannt ist, daß die geraden Spannungslinien der Abb. 17 a die Wirklichkeit nur annähern. Immerhin erhalten wir damit ein hinreichend genaues Verhältnis der beiden Bruchsicherheiten, die sich mittels der Gl. (5) und (5 a) berechnen lassen.

Bezeichnen wir den Querschnitt des Steges mit  $F_0$  und die Querschnitte der beiden Flanschen mit F, so ergibt sich das aufnehmbare Moment bei Beginn der Plastizität zu

$$M_{B1} = \sigma_s \left( F_0 \frac{h}{6} + 2 F \frac{h}{2} \right) = \sigma_s \frac{F_0 h}{6} \left( 1 + 6 \frac{F}{F_0} \right),$$
 (5)

und bei voller Plastizität zu

$$M_{Bz} = \sigma_s \left( F_0 \frac{h}{4} + 2 F \frac{h}{2} \right) = \sigma_s \frac{F_0 h}{4} \left( 1 + 4 \frac{F}{F_0} \right).$$
 (5a)

Hieraus folgt das Verhältnis der beiden Tragfähigkeiten

$$\frac{M_{B2}}{M_{B1}} = \frac{3}{2} \frac{1 + 4 F/F_0}{1 + 6 F/F_0}$$
 (5b)

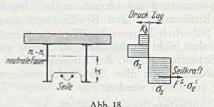
Wir werten diese Gleichungen für verschiedene Verhältnisse  $F/F_0$  aus.

$$F/F_0$$
 = 1,0 2,0 3,0 4,0  $\infty$   $M_{B_2}/M_{B_1}$  = 1,107 1,038 1,026 1,020 1,000  $v = 1,7 M_{B_2}/M_{B_1} = 1,821$  1,765 1,744 1,734 1,700

Die Zahlen der unteren Reihe geben die Sicherheiten bei voller Plastizität an. Da bei den Brückenquerschnitten und insbesondere bei gekoppelten Trägern  $F_0$  klein gegenüber F ist, gehen wir sicher, wenn wir für die gekoppelten Träger bei voller Plastizität mit  $\nu=1,9$  bis 2,0 rechnen.

Wir gehen nun zur Berechnung der Bruchsicherheit der durch Seile vorgespannten gekoppelten Träger über, wobei wir zunächst nur Betondruckplatten berücksichtigen, während wir die gezogenen Betonplatten außer acht lassen. Der Verbundquerschnitt geht zu Bruch, wenn die Stahlwie auch die Betonquerschnitte zugleich plastisch geworden sind, d. h. wenn der Stahl mit seiner Streckgrenze und der Beton mit seiner Prismenfestigkeit beansprucht sind. Die Seile dagegen haben beim Bruch nach II. C. nur eine Spannung von  $\sigma_e^S=10\,600\,\mathrm{kg/cm^2}$ , wenn für die Träger St 52 verwendet wird, und etwa  $10\,000\,\mathrm{kg/cm^2}$  bei Trägern aus

St 37. Diese Zahlen gelten für frei aufliegende Träger, bei durchlaufenden Trägern sind sie noch um etwa 5 % zu ermäßigen. In den Gleichgewichtsbedingungen bei voller Plastizität dürfen deshalb nicht die Streckgrenzen der Seile, sondern nur die obigen Werte  $\sigma_e^S$  eingesetzt werden. Die



Lage der Nullinie bei voller Plastizität folgt nach Abb. 18

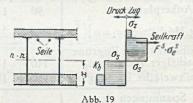
$$\Sigma K = (K_b F_b + \sigma_s F'_e) + (\sigma_s F'_e + \sigma_e^S F^S) = 0.$$
 (6)

Hierbei sind  $F_b$  der gedrückte Betonquerschnitt,  $F_c'$  der gedrückte und  $F_e^*$  der gezogene Stahlquerschnitt,  $K_b$  die Prismenfestigkeit des Betons,  $\sigma_s$  die Streckgrenze des Bewehrungsstahles und  $F^S$  der Querschnitt der Seile. Diese Gleichung ist mittels zweier Proberechnungen und Interpolation leicht nach x aufzulösen. Nachdem x gefunden ist, folgt das aufnehmbare Bruchmoment aus

$$M_B = \sum K y \ge \nu M_{g+p}. \tag{6 a}$$

Hierbei sind K die Kräfte der einzelnen Querschnittsteile und y deren Hebelarme in bezug auf die neutrale Faser.

Wir betrachten nun den Querschnitt Abb. 19, bei dem die Fahrbahnplatte infolge negativer Momente auf Zug



beansprucht und der gedrückte Stahlquerschnitt durch eine Betondruckplatte verstärkt wird. Auch bei diesem Querschnitt berücksichtigen wir eine Vorspannung mittels Seilen. Der Querschnitt geht zu Bruch, wenn bei dem Stahl die Streckgrenze  $\sigma_s$ , bei dem gedrückten Beton die Prismenfestigkeit  $K_b$ , bei dem gezogenen Beton die Zugfestigkeit  $\sigma_z$  und bei den Seilen die obigen Werte  $\sigma_s^S$  erreicht sind. Die Lage der neutralen Faser bei vollständiger Plastizität ergibt sich aus

 $\Sigma K = (K_b F_b' + \sigma_s F_e') + (\sigma_s F_e'' + \sigma_e^S F^S + \sigma_b F_b'') = 0$ . (7) Hierbei ist  $F_b'$  der gedrückte und  $F_b''$  der gezogene Betonquerschnitt. Für die Ermittlung von x führen wir wieder zwei Proberechnungen mit  $x_1$  und  $x_2$  durch und ermitteln x durch Interpolation aus der Bedingung  $\Sigma K = 0$ . Das Bruchmoment folgt wieder aus

$$M_B = \sum K y \ge \nu M_{g+p}. \tag{7a}$$

Wir müssen uns jedoch noch vergewissern, ob die gezogene Betonplatte nicht vor dem Plastischwerden des Verbundquerschnittes zerrissen wird. In diesem Falle muß bei Gl. (7) und (7 a) die Größe  $K = \sigma_z \, F_b^*$  bzw.  $Ky = \sigma_z \, F_b^* y$  weggelassen werden. Die Dehnfähigkeit des gezogenen hochwertigen Betons setzen wir mit 1/3000 an. Dies entspricht einem Spannungsweg der Stähle von 2 100 000/3000 = 700 kg/cm². Bei Eigengewichtsbelastung soll die Fahrbahnplatte durch Vorspannung nach Verfahren 2. die Druckvorspannung  $\sigma_b^*$  besitzen. Bei dem Übergang von gzur Bruchlast  $q_B$  beträgt der Dehnungsweg der gezogenen Platte

$$\varepsilon = \frac{1}{3000} + \frac{\sigma_b^v}{E_b} \cdot$$

Z. B. ergibt sich für die höchstzulässige Vorspannung nach Tafel 1 bei B 450 mit  $\sigma_b^v = 170 \text{ kg/cm}^2$  eine Dehnung von  $\varepsilon = \frac{1}{3000} + \frac{170}{400000} \approx \frac{1}{1320}$ .

$$\varepsilon = \frac{1}{3000} + \frac{170}{400000} \approx \frac{1}{1320}$$

Diese entspricht einer Stahlspannung von 1600 kg/cm². Bei St 52 ist der Spannungsweg der Zugzone des Stahles beim Anwachsen der Belastung von g auf  $q_B$  immer und bei St 37 sehr oft, vor allem bei geringerer Vorspannung  $\sigma_b^{\nu}$ . größer als 1600 kg/cm². Deshalb ist bei den obigen Gleichungen in diesen Fällen der Betonquerschnitt Fb der gezogenen Betonplatte unberücksichtigt zu lassen. Wir dürfen aber die in diese Platte eingelegten Rundeisen, deren Querschnitt mit  $F_e^R$  bezeichnet wird, berücksichtigen. An Stelle von Gl. (7) tritt

$$\Sigma K = (K_b F_b' + \sigma_s F_e') + (\sigma_s F_e'' + \sigma_e^S F_e^S + \sigma_s F_e^R) = 0.$$
 (7b)  
Die Vorspannung hat doch den Vorteil, daß die Platte auch bei erhöhter Verkehrslast mit Sicherheit frei von Zugspannungen und Haarrissen bleibt.

#### E. Entwürfe von vorgespannten Brücken mit Verbundquerschnitten.

Die Darlegungen der Abschnitte A und D haben gezeigt, daß die Berechnung der vorgespannten Stahlbrücken mit Verbund für die Gebrauchslasten Schwierigkeiten bringt, weil die Spannungen von den Kriech- und Schwindmaßen abhängig sind, die je nach Witterung und Lage des Bauwerkes stark wechseln und außerdem auch abhängig sind von dem Alter des Betons, in dem die Lasten aufgebracht werden. Dagegen ist die Berechnung für den Bruchzustand einfach und übersichtlich, weil hierbei die Schwind- und Kriechmaße herausfallen.

Die Berechnung ist analog derjenigen von bewehrten Stahlbetonsäulen, wobei man vom Bruchzustand ausgeht und sich nicht darum kümmert, welche Spannungen in der Säule im Gebrauchslastenzustand auftreten. Die Spannungen der Säule im Gebrauchslastenzustand sind stark wechselnd. Beim Aufbringen der Last handelt es sich um ein elastisches Problem, und die Verteilung der Spannungen auf Beton und Stähle ergibt sich aus der niedrigen Zahl

 $n=rac{E_e}{E_b}$ . Bei länger dauernder Belastung entzieht sich der

Beton infolge des Kriechens weitgehend der Mitarbeit, und infolgedessen wachsen die Stahlspannungen ständig an und die Betonspannungen gehen zurück. Es kann der Fall eintreten, daß nach Abschluß des Kriechens die Stähle im Gebrauchslastenzustand bis zur Streckgrenze belastet sind, während die Betonspannungen zu Null werden, ja es kann sogar der Fall eintreten, daß bei starken Bewehrungsprozentsätzen im Gebrauchslastenzustand in dem Beton sogar Zugspannungen auftreten.

Im Gebrauchslastenzustand werden demnach die zulässigen Stahlspannungen bei Säulen weit überschritten, ohne daß man sich darum kümmert. Maßgebend ist allein, daß bei dem Bruchzustand beide Materialien Beton und Stahl voll mitarbeiten. In diesem Zustand sind die Stahlspannungen durch die Streckgrenze und die Betonspannungen durch die Prismenfestigkeit gekennzeichnet, und damit ergibt sich die Bruchlast der Säule zu

$$P_b = F_b K_b + F_e \sigma_s. (8)$$

In gleicher Weise sollten auch die Verbundquerschnitte von vorgespannten Stahlbrücken berechnet werden. Es ist von geringerem Interesse, wie sich die Spannungen im Gebrauchslastenzustand auf Beton und Stahl verteilen. Maßgebend ist

a) daß die notwendige Bruchsicherheit vorhanden ist, wobei beachtet werden muß, daß die Seile nicht mit ihrer Streckgrenze, sondern mit den oben angegebenen reduzierten Spannungen eingesetzt werden, während die Spannungen des Verbundquerschnittes durch die Streckgrenze os

des Stahles und die Prismenfestigkeit des Betons Kh gegeben sind;

b) daß die Betonplatten eine so hohe Druckvorspannung erhalten, daß sie im Gebrauchslastenzustand frei von Zugspannungen sind oder daß mindestens diese Betonspannungen so gering sind, daß mit Sicherheit keine Haarrisse im Beton entstehen können. Bei Brücken großer Spannweite sollte man jedoch fordern, daß Zugspannungen im Gebrauchslastenzustand nicht auftreten;

c) daß gezogene Stahlbetonplatten bei der Berechnung der Bruchsicherheit nur berücksichtigt werden dürfen, wenn sie nicht vor Eintritt des Bruchzustandes aufreißen. Wenn mit einem Aufreißen zu rechnen ist, dürfen nur die Stahleinlagen der Betonplatten in Rechnung gestellt werden. Bei St 52 erübrigt sich dieser Nachweis, weil die Betonplatten nicht die erforderliche Dehnfähigkeit haben, um den Dehnungen von St 52 bis zur Streckgrenze zu folgen;

d) daß für die Bruchsicherheit bei voller Plastizität ein Wert von rd. v = 1.8 in Frage kommt, also etwas höher als der Wert v = 1,7 bei beginnender Plastizität. Man könnte diese Sicherheit noch dadurch erhöhen, daß man für den Betonanteil der Querschnitte eine höhere Sicherheit fordert, die sich ergeben würde, wenn wir beim Bruch für die Betondruckplatten nur mit  $\sigma_b = 0.8 K_b$  rechneten.

Ist die Bruchsicherheit nachgewiesen, so kann bei Brücken mit kleinen oder mittleren Spannweiten die Berechnung für den Gebrauchslastenzustand als Ergänzung im allgemeinen in vereinfachter Form durchgeführt werden, ohne die plastischen Vorgänge genau zu verfolgen. Hierfür würde ich vorschlagen:

e) Bei Berechnung der Spannungen aus Verkehrslast sind zugrunde zu legen

Betonart B 450 B 300 B 225 
$$n_0 = 6$$
 7 8

f) Für die Berechnung der Spannungen aus Eigengewicht, die durch das Kriechen beeinflußt werden,

Betonart 
$$B450$$
  $B300$   $B225$   $17,5$   $20$ 

Werden die Stahlbetonplatten auf frei tragenden Stahlträgern betoniert, so ist  $n = \infty$ , und der Beton bleibt spannungsfrei. Je nach dem Arbeitsvorgang kann n zwischen den obigen Werten und  $n = \infty$  schwanken.

g) Für Schwinden ist mit einer zentrischen Zugspannung des Betons wie folgt zu rechnen:

Betonart B 450 B 300 B 225 
$$\sigma_z = 30$$
 26 22 kg/cm<sup>2</sup>.

Aus dieser Zugspannung folgt die Zugkraft in den Betonplatten, welcher eine gleich große Druckkraft in den Stahleinlagen entspricht und außerdem ein zusätzliches positives Biegungsmoment, dessen zugehörige Spannungen nach 3. zu berechnen sind.

Für gekoppelte vorgespannte Tragwerke kommen nach den Richtlinien nur Betonsorten B 300 und höher in Frage. Für ungeköppelte Tragwerke dagegen kann auch Beton B 225 verwendet werden, wobei dann allerdings nicht die erhöhten Spannungen der Richtlinien, sondern die der DIN 1045 maßgebend sind.

Bei den nachfolgenden Projekten wurden vielfach geschlossene Stahl-Hohlkästen verwendet. Neben ihren Vorteilen haben diese aber den Nachteil, daß sich in ihnen Schwitzwasser niederschlägt und eine frühzeitige Korrosion herbeiführt. Die Stahlbeton-Hohlkästen, denen die des Stahlbaues nachgebildet sind, zeigen diese störende Erscheinung nicht, weil der austrocknende Beton Schwitzwasser in hohem Maße verbraucht und es ihm außerdem nicht schädlich ist.

Es muß deshalb für eine besonders gut funktionierende Belüftung der Stahl-Hohlkästen gesorgt werden. Am einfachsten erreicht man das dadurch, daß man das untere Blech nach Abb. 20 a in den mittleren Streifen durch ein engmaschiges Fachwerk crsetzt, das eine hinreichende

Steifigkeit gegenüber den Verzerrungen besitzt. Zweckmäßig werden diese Entlüftungen noch ergänzt durch

Öffnungen in den Stegblechen.

Auf den oben angeführten Grundlagen sind die folgenden Zahlenbeispiele durchgerechnet. In einer späteren Arbeit werden jedoch die plastischen Vorgänge bei den Verbundträgern noch eingehend untersucht, so daß es dann auch möglich sein wird, die Spannungen des Gebrauchslastenzustandes genauer zu berechnen.

#### 1. Frei aufliegende Balkenbrücken.

a) Eisenbahnbrücken. Bei den Eisenbahnbrücken aus Stahl ist der Stoßzuschlag bei Vorhandensein einer Bettung durch

$$\varphi = 1.00 + \frac{60}{l + 150} \tag{9}$$

festgelegt. Wenn diese Stahlbrücken, wie in den folgenden Projekten durch 50 cm starke Betonplatten verstärkt werden, so steigt das Eigengewicht auf das Doppelte und mehr an. Es würde daher angebracht sein, Gl. (9) durch

$$\varphi = 1,00 + \frac{60}{l(1+g/p) + 150}$$
 (9 a)

zu ersetzen, bei welcher der günstige Einfluß des hohen Eigengewichts Berücksichtigung findet. Ich erwähne in diesem Zusammenhang, daß für die vorgespannten Stahlder gezogenen Zonen. Die Rundstähle der Stahlbetonplatte werden zum Stahlquerschnitt gerechnet.

a) Stahlquerschnitt.

$$F \qquad St \qquad J_e \\ 8,6 \cdot 0,05 = 0,43 \text{ m}^2 \quad 0,43 \cdot 0,00 = 0,00 \text{ m}^3 \quad 0,22 \left(\frac{5,5^3}{12} + 0,12^3\right) = 0,55 \text{ m}^4 \\ 8,0 \cdot 0,03 = 0,24 \quad , \quad 0,24 \cdot 4,50 = 1,08 \quad , \quad 0,09 \left(\frac{4,5^2}{12} + 0,38^2\right) = 0,16 \quad , \\ 3,0 \cdot 0,06 = 0,18 \quad , \quad 0,18 \cdot 5,50 = 0,99 \quad , \\ 2 \cdot 5,50 \cdot 0,02 = 0,22 \quad , \quad 0,22 \cdot 2,75 = 0,60 \quad , \quad 0,43 \cdot 2,63^2 = 2,98 \quad , \\ 4,5 \cdot 0,02 = 0,09 \quad , \quad 0,09 \cdot 2,25 = 0,20 \quad , \quad 0,18 \cdot 2,87^2 = 1,48 \quad , \\ Rundstahl \quad 0,08 \quad , \quad 0,08 \cdot 4,90 = 0,39 \quad , \quad 0,08 \cdot 2,27^2 = 0,41 \quad , \\ F_e = 1,24 \text{ m}^3, \qquad St_e = 3,26 \text{ m}^3, \qquad J_e = 6,42 \quad , \\ \eta_e = \frac{3,26}{1,24} = 2,63 \text{ m}, \qquad W_{ext} = \frac{6,42}{2,63} = 2,44 \text{ m}^3, \qquad W_{ext} = \frac{6,42}{2,87} = 2,24 \text{ m}^3.$$

b) Betonquerschnitt.

$$F_{b1} = 8 \cdot 0.57 = 4.56 \text{ m}^{2} \qquad St_{1} = 4.56 \cdot 4.78 = 21.80 \text{ m}^{3}$$

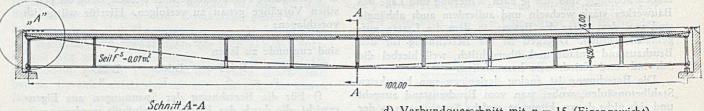
$$F_{b2} = 2.0 \cdot 0.4 = 0.80 \text{ m}$$

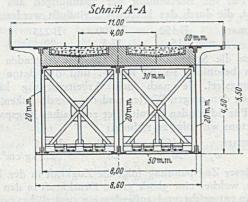
$$St_{2} = 0.80 \cdot 5.30 = 4.24 \text{ m}$$

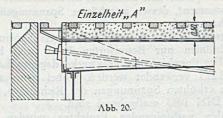
$$St_{b} = 5.36 \text{ m}^{2}, \qquad St_{b} = 26.04 \text{ m}^{3}.$$

c) Verbundquerschnitt mit n = 6 (Verkehr).

$$\begin{split} F &= F_e + \frac{1}{n} \; F_b = 1,24 + \frac{1}{6} \; 5,36 = 1,24 + 0,89 = 2,13 \; \text{m}^2, \\ St &= St_e + \frac{1}{n} \; St_b = 3,26 + \frac{1}{6} \; 26,04 = 3,26 + 4,35 = 7,61 \; \text{m}^2; \; \eta_i = \frac{7,61}{2,15} = 3,56 \; \text{m}, \\ J_i &= 6,42 + 1,24 \cdot 0,93^2 + 0,89 \cdot 1,29^2 = 6,42 + 1,09 + 1,48 = 8,99 \; \text{m}^4, \\ W^*_{c\,u} &= \frac{8,99}{3,56} = 2,52 \; \text{m}^3, & W_{e\,o} = \frac{8,99}{1,94} = 4,64 \; \text{m}^3, \\ W_{b\,u} &= \frac{8,99}{0,94} \; 6 = 57,5 \; \text{m}^3, & W_{b\,u} = \frac{8,99}{1,94} \; 6 = 27,9 \; \text{m}^3 \; . \end{split}$$







beton-Eisenbahnbrücken, die im Kriege im Bau waren, und bei denen das Eigengewicht noch größer ist, der Stoßzuschlag mit  $\varphi = 1,1$  festgelegt wurde.

Projekt I. Frei aufliegende zweigleisige Eisenbahnbrücke mit 100 m Spannweite aus St 52 und B 450 (Abb. 20).

Eigengewicht: 
$$g \approx 32 \text{ t/m}$$
,  $M_g = 32 \cdot \frac{100^2}{8} = 40\,000 \text{ tm}$ .  
Verkehr:  $\varphi = 1.0 + \frac{60}{100\,(1 + \frac{32}{21}) + 150} = 1.15$ ,  $M_p = 1.15 \cdot 2 \cdot 13\,178 = 1.15 \cdot 26\,356 = 30\,200 \text{ tm}$ .

$$M_p = 1,15 \cdot 2 \cdot 13178 = 1,15 \cdot 26356 = 30200 \text{ tm}.$$

Die in Abb. 20 eingetragenen Blechstärken schließen die Winkel mit ein und berücksichtigen auch den Nietabzug

d) Verbundquerschnitt mit n = 15 (Eigengewicht).  $F = 1.24 + \frac{1}{15}5,36 = 1.24 + 0.36 = 1.60 \text{ m}^2$ 

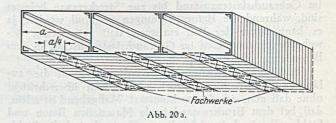
$$St = 3,26 + \frac{1}{15}26,04 = 3,26 + 1,73 = 4,99 \text{ m}^3, \qquad \eta_i = \frac{4,99}{1,60} = 3,12 \text{ m},$$

$$J_i = 6,42 + 1,24 \cdot 0,45^2 + 0,36 \cdot 1,73^2 = 6,42 + 0,25 + 1,08 = 7,75 \text{ m}^4,$$

$$W_{e ii} = \frac{7,75}{3,12} = 2,48 \text{ m}^3, \qquad W_{e o} = \frac{7,75}{2,38} = 3,26 \text{ m}^3,$$

$$W_{b ii} = \frac{7,75}{1,38}15 = 84,5 \text{ m}^3, \qquad W_{b o} = \frac{7,75}{2,38}15 = 48,9 \text{ m}^3.$$

e) Berechnung für Verkehrslast (n = 6). Der Querschnitt der Vorspannseile beträgt 800 cm². Die Seile tragen



jedoch nur einen geringen Teil der Last (s. Schleicher: Taschenbuch für Bauingenieure, Neudruck, Berlin 1949, S. 1488, Gl. 89 a):

Balkenwirkung 96 %, Bogenwirkung 4 %.

Demnach beträgt das Balkenmoment  $M_p = 30\ 200 \cdot 0,96 = 29\ 000\ tm$ . Die Zugkraft in den Seilen ist gleich der Druckkraft im Balken:

$$Z = -D = \frac{30\ 200 \cdot 0.04}{3.40} = 355 \text{ t.}$$

Damit erhalten wir folgende Spannungen:

Stahl:

$$\begin{split} &\sigma_{eu} = -\frac{355}{2,13} + \frac{29\,000}{2,52} = -167 + 11\,500 = \ 11\,333\ \text{t/m}^2, \\ &\sigma_{eo} = -\ 167\, - \frac{29\,000}{4,64} = -167 - \ 6\,250 = -6\,417\ \text{t/m}^2, \end{split}$$

Beton

$$\sigma_{bu} = -\frac{167}{6} - \frac{29\,000}{57,5} = -28 - 504 = -532 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{bo} = -28 - \frac{29\,000}{27.9} = -28 - 1\,041 = -1\,069 \text{ t/m}^2.$$

Die Durchbiegung beträgt ohne Stoßzuschlag bei M = 29 000/1,15 = 25 200 tm

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5}{48} \frac{Ml}{EJ} = \frac{5}{48} \cdot \frac{25200 \cdot 100}{21 \cdot 10^8 \cdot 8,99} = \frac{1}{720}$$

sie genügt den Bestimmungen für Brücken aus St 52.

f) Berechnung für Eigengewicht. Die Balken werden mit 800 · 8,5 = 6800 t vorgespannt und der durch das Kriechen des Betons eintretende Spannungsabfall durch Nachspannen beseitigt. Damit beträgt das Eigengewichtsmoment

$$M_g = 40\,000 - 6\,800\,(3,12 - 0,16) = 40\,000 - 20\,200 = 19\,800\,\text{tm}.$$

Die Spannungen aus Eigengewicht betragen im Stahl:

$$\sigma_{eu} = -\frac{6800}{1,60} + \frac{19800}{2,48} = -4250 + 8000 = + 3750 \text{ t/m}^2,$$

$$\sigma_{eo} = -4250 - \frac{19800}{3,26} = -4250 - 6060 = -10310 \text{ t/m}^2,$$

Beton

$$\sigma_{b\,u} = -\frac{4250}{15} - \frac{19\,800}{84,3} = -284 - 235 = -519\,\text{t/m}^2,$$

$$\sigma_{b\,o} = -284 - \frac{19\,800}{48.9} = -284 - 405 = -689\,\text{t/m}^2.$$

g) Spannungen aus Schwinden. Wir rechnen mit einer Schwindspannung  $\sigma_z=+30~{\rm kg/cm^2}=300~{\rm t/m^2}.$  Die Zugkraft des Betons bzw. die Druckkraft D des Stahles ist dann  $D=-300\cdot 5,36=-1608$  t. Daraus ergibt sich für den Stahlträger ein positives Moment

$$M = 1608 (4.85 - 2.63) = 3570 \text{ tm}$$

woraus folgende Zusatzspannungen entstehen:

$$\sigma_{eu} = -\frac{1608}{1,24} + \frac{3570}{2,44} = -1300 + 1470 = + 170 \text{ t/m}^2,$$
  
$$\sigma_{eo} = -1300 - \frac{3570}{2,24} = -1300 - 1600 = -2900 \text{ t/m}^2.$$

h) Die Gesamtspannungen betragen im Stahl:

$$\sigma_{eu} = +11333 + 3750 + 170 = 15253 \text{ t/m}^2,$$
  
 $\sigma_{eo} = -6417 - 10310 - 2900 = -19627 \text{ t/m}^2,$ 

Beton:

$$\sigma_{bu} = -532 - 519 + 300 = -751 \text{ t/m}^2 
\sigma_{eo} = -1069 - 689 + 300 = -1458 \text{ t/m}^2 
\text{im Mittel 1105 t/m}^2.$$

Die Betonspannung am oberen Rand der Platte liegt zwar über der nach den Richtlinien zulässigen Spannung  $\sigma_{h}$  =

130 kg/cm², dies ist aber belanglos, weil einerseits die Bruchsicherheit gewährleistet ist (vgl. Abschnitt i) und andererseits, weil wir diesen Wert leicht erniedrigen können, wenn wir durch Absenkung der Unterstützungsböcke dem Verbundträger nur einen Teil des Eigengewichts und dem Stahlträger den Rest zuweisen. Damit steigen die Stahlspannungen und die Betonspannungen fallen.

Die zwischen Stahl und Beton auftretenden Haftspannungen sind gering. Aus der mittleren Bruchspannung  $\sigma_b=1105~{\rm t/m^2}$  ergibt sich die gesamte Druckkraft des Betons ungefähr zu  $1105\cdot 5,36\approx 6000~{\rm t.}$  Hierzu kommt noch die Kraft in den Rundeisen mit etwa  $0,08\cdot 20~000=1600~{\rm t.}$  Gesamtkraft der Betonplatte etwa  $7600~{\rm t.}$  Berührungsfläche  $u=10~{\rm m.}$  Haftspannung

$$\tau_1 = \frac{7600}{u \cdot l/4} = \frac{7600}{10 \cdot 25} = 30 \text{ t/m}^2 = 3 \text{ kg/cm}^2.$$

i) Berechnung für den Bruchzustand mit  $\sigma_s = 36\,000 \text{ t/m}^2$ ,  $K_b = 3000 \text{ t/m}^2$ , Seilspannung  $\sigma_e^S = 10.5 \text{ t/cm}^2$ , Seilkraft

$$6800 \frac{10.6}{8.5} = 8500 \text{ t.}$$

Aus dem Gleichgewicht der waagrechten Kräfte ergibt sich die neutrale Achse. Bei der Annahme x=4,30 m erhält man:

	Druckkraft	
$D_{e1} = 3 \cdot 0.06 \cdot 36000$	= - 6500 t	$M = 6500 \cdot 1,20 = 7800 \text{ tm}$
$D_{e2} = 8 \cdot 0.03 \cdot 36000$	= -8650 t	$+ 8650 \cdot 0.20 = 1730 \text{ tm}$
$D_{e3} = (2 \cdot 1,20 + 0,20) \cdot 0,02$	1.36000 = -1870 t	+ 1870 · 0,10 = 187 tm
$D_b = 5,36 \cdot 3000$	=-16080 t	$+ 16080 \cdot 0.55 = 8840 \text{ tm}$
THE CHART TO A	$\Sigma D = -33100 \text{ t},$	18 557 tm,

 $Z_{e4} = 8.6 \cdot 0.05 \cdot 36\,000 \qquad = +15\,400\,\, \text{t} \qquad +15\,000 \cdot 4.30 \qquad = 66\,250\,\, \text{tm}$   $Z_{e5} = 4.3 \cdot 3 \cdot 0.02 \cdot 36\,000 \qquad = +9\,300\,\, \text{t} \qquad +9\,300 \cdot 2.15 \qquad = 20\,000\,\, \text{tm}$  Scile  $\qquad \qquad +8\,500\,\, \text{t} \qquad +8\,500\,\, (4.30-0.16) = 35\,150\,\, \text{tm}$ 

 $\Sigma Z = + 53200 t$ ,

Das Biegemoment aus Eigengewicht ist  $M_g=40\,000$  tm, aus Verkehr mit Stoß  $\frac{M_p=30\,200 \text{ tm}}{M_{g+p}=70\,200 \text{ tm}}.$ 

Die Sicherheit ist demnach

$$\nu = \frac{139\,957}{70\,200} = 1,99 \approx 2.$$

Die Querschnittsgrößen wurden absichtlich so gewählt, daß im Gebrauchslastenzustand die zulässigen Betonspannungen überschritten werden, um zu zeigen, daß trotzdem die notwendige Bruchsicherheit vorhanden ist, wenn die Stahlspannungen unter den zulässigen Werten liegen.

Wir wollen nun mit einem Stahlträger ohne gekoppelte Betonplatte vergleichen, Trägerhöhe ebenfalls 5,50 m. Bei gleicher Durchbiegung muß das gleiche Trägheitsmoment J=8,99 m² vorhanden sein. Bei den Stegen ist

$$F_0 = 3 \cdot 0.02 \cdot 5.5 = 0.33 \text{ m}^2, \ J_{e0} = 0.33 \frac{5.50^2}{12} = 0.83 \text{ m}^4.$$

Es entfällt also auf die Flansche

$$J_1 = 8.16 = F \cdot 2.625^2$$
;  $F = 1.19 \text{ m}^2$ .

Damit beträgt der gesamte Stahlquerschnitt  $F_e = 1,19 + 0,33 = 1.52$  m². Dagegen benötigen wir bei der gekoppelten Brücke an Querschnitt

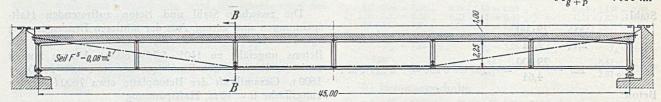
Die Seile sind teurer als St 52, die Rundeisen billiger. Die reine Stahlbrücke erfordert mehr Beulaussteifungen als die Verbundbrücke, während letztere dagegen für die Verankerung der Seile zusätzliche Ankerplatten und Seilköpfe benötigt, hierzu kommt noch der Beton. Trotz ihres viel höheren Gewichtes und ihres besseren dynami-

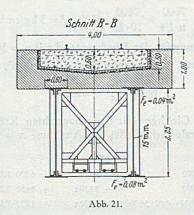
b) Ermittlung der Bruchsicherheit. Stoßzahl

$$\varphi = 1 + \frac{60}{45(1 + {}^{12}/_{12}) + 150} = 1,25, \quad M_p = 1,25 \cdot 3200 = 4000 \text{ tm}^4$$

$$g = 12 \text{ t/m}; \quad p = 12 \text{ t/m}. \quad M_g = 12 \cdot \frac{45^2}{8} = 3030 \text{ m}$$

$$M_g = 12 \cdot \frac{45^2}{8} = 3030 \text{ m}^4$$





schen Verhaltens ist die Verbundbrücke der reinen Stahlbrücke wirtschaftlich überlegen. Bei kleineren Brücken steigt die Überlegenheit noch an.

Projekt II (Abb. 21). Eingleisige Eisenbahnbrücke mit l = 45 m aus St 37, Betonplatte aus B 450, Höhe des Stahlträgers 2,0 m.

a) Querschnittsgrößen und Durchbiegung.

a) Querschnittsgroßen und Durchbiegung. 
$$F_c \qquad St \qquad J_c$$

$$2 \cdot 2,25 \cdot 0,014 = 0,063 \text{ m}^2 \cdot 0,063 \cdot 2,25/2 = 0,071 \text{ m}^3,0,063 \left(\frac{2,25^2}{12} + 0,07^2\right) = 0,027 \text{ m}^4$$

$$2 \cdot 0,60 \cdot 0,04 = 0,048 \text{ m} \cdot 0,048 \cdot 2,25 = 0,108 \text{ m} \quad 0,048 \cdot 1,20^2 = 0,069 \text{ m}^4$$

$$2 \cdot 0,60 \cdot 0,09 = 0,108 \text{ m} \cdot 0,108 \cdot 0,00 = 0,000 \text{ m} \quad 0,108 \cdot 1,05^2 = 0,119 \text{ m}^2$$

$$Rundstahl \qquad 0,040 \text{ m} \quad 0,040 \cdot 2,60 = 0,104 \text{ m} \quad 0,040 \cdot 1,55^2 = 0,097 \text{ m}^4$$

$$F_c = 0,269 \text{ m}^2, \qquad St_c = 0,283 \text{ m}^2, \qquad J_c = 0,312 \text{ m}^4$$

$$\eta_c = 1,05 \text{ m}.$$
Beton: 
$$F_b \qquad St \qquad J_b$$

$$4 \cdot 0,56 = 2,24 \text{ m}^2 \qquad 2,24 \cdot 2,53 = 5,65 \text{ m}^3 \qquad 2,24 \left(\frac{0,56^2}{12} + 0,07^2\right) = 0,056 \text{ m}^4$$

$$2 \cdot 0,5 \cdot 0,4 = 0,40 \text{ m} \qquad 0,40 \cdot 3,05 = 1,22 \text{ m} \qquad 0,40 \left(\frac{0,40^2}{12} + 0,45^2\right) = 0,080 \text{ m}^4$$

$$T_b = \frac{6,87}{2,64} = 2,60 \text{ m}.$$

Damit ergibt sich für den Verbundquerschnitt (n = 6)

$$\Sigma F = 0.269 + \frac{1}{6} 2.64 = 0.269 + 0.441 = 0.712 \text{ m}^2$$

$$\Sigma St = 0.293 + \frac{1}{6} 6.87 = 0.283 + 1.147 = 1.430 \text{ m}^3$$

$$\eta_i = \frac{1.430}{0.712} = 2.02 \text{ m}.$$

$$I_i = 0.312 + 0.269 \cdot 0.97^2 + \frac{1}{6} \cdot 0.136 + \frac{1}{6} \cdot 2.64 \cdot 0.58^2 = 0.312 + 0.253 + 0.023 + 0.148 = 0.736 \text{ m}^4.$$

Ohne Stoß ist  $M_p = 3200 \text{ tm}$ . Die Durchbiegung beträgt

$$\frac{\delta}{l} = \frac{5}{48} \frac{3200 \cdot 45}{21 \cdot 10^6 \cdot 0,736} = \frac{1}{1030} < \frac{1}{900} .$$

Bei voller Plastizität liegt die neutrale Achse bei x = 2,40 m von unten.

Seilguerschnitt 150 cm²,  $\sigma_e^S = 10.5 \text{ t/cm²}$ , Z = 1580 t.

Die Berechnung der Spannungen bei Gebrauchslasten ist wie beim Projekt I, so daß darauf verzichtet werden kann

Wir ermitteln noch den Stahlquerschnitt einer reinen Stahlbrücke gleicher Durchbiegung, d. h. mit  $J = 0.736 \text{ m}^4$ , Konstruktionshöhe h = 2,25 + 0,75 = 3,00 m (3,25 m weniger Schwellenhöhe).

Steg 
$$F_0 = 2 \cdot 3,00 \cdot 0,014 = 0.084 \text{ m}^2,$$
  
 $F_1 = 0,299 \text{ m}^2$   
 $F_e = 0,383 \text{ m}^2,$   
 $J_0 = 0,084 \cdot \frac{3,00^2}{12} = 0,063 \text{ m}^4,$ 

 $J_1 = 0.736 - 0.063 = 0.673 \text{ m}^4 = F_1 \cdot 1.50^2, F_1 = 0.299 \text{ m}^2.$ Geht man dagegen von der zulässigen Durchbiegung  $\delta/l = 1/900$  aus, so ergibt sich  $F_e = 0.33$  m<sup>2</sup>.

Wir benötigen für die Verbundbrücke:

St 52 
$$F_e = 0.219 \text{ m}^2$$
  
Rundstahl  $F_e = 0.040 \text{ m}^2$   
Seile  $F^S = 0.015 \text{ m}^2$   
 $0.274 \text{ m}^2$ .

Zu der Stahlersparnis kommt das dynamisch günstigere Verhalten der Brücke infolge ihres höheren Eigengewichts.

b) Straßenbrücken (frei aufliegend). Auch bei Straßenbrücken zeigt sich der Vorteil von Verkoppelung und Vorspannung darin, daß bei geringerem Materialverbrauch schlankere Brücken errichtet werden können. Bei sehr schlanken Brücken ist es zweckmäßig, die Stahlträger als geschlossene Hohlkästen auszubilden, bei weniger schlanken kann die obere Stahlplatte durch eine mit den Stegen gekoppelte Stahlbetonplatte ersetzt werden. Auch in diesem Fall bleibt der torsionssteife Hohlkasten erhalten. Bei kleineren Spannweiten wird man dagegen einzelne I-Träger benutzen. An Hand des Projektes III soll die mögliche Spannweite untersucht werden.

(Schluß folgt.)

## Stahlskelett-Hochhäuser am Grindelberg, Hamburg.

Von Dipl.-Ing. Heimo Maul, Hamburg-Volksdorf.

Von den ursprünglich von der englischen Besatzungsmacht für die Unterbringung von Besatzungsangehörigen geplanten 12 Hochhäusern am Grindelberg in Hamburg werden z. Z. die beiden ersten nach fast zweijähriger Unterbrechung der Bauarbeiten fertiggestellt (Abb. 1). Es handelt sich hierbei um Stahlskelettbauten, die sowohl hinsichtlich ihrer Abmessungen als auch ihrer Konstruktion bemerkenswert sind. Hier zunächst die Hauptabmessungen:

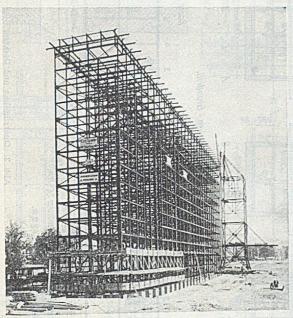


Abb. 1. Ansicht des fertigen Stahlskelettes,

Jeder Block von rd. 108 m Länge besteht aus 3 einzelnen Häusern von je 36 m Länge, die durch Dehnfugen voneinander getrennt sind, aber unmittelbar aneinander anschließen. Die Breite des Gebäudes beträgt nur 11,50 m, die Höhe rd. 42 m bei 14 Stock-

werken (vgl. die Übersicht Abb. 2). Die Bauwerke sind flach gegründet, und zwar in der Weise, daß der Kellerboden zusammen mit den äußeren Kellerwänden in Form einer stark bewehrten Stahlbetonwanne ausgebildet ist. Die Stärke der Grundplatte beträgt rd.

1,50 m (vgl. auch Abb. 3).

Der statische Aufbau des Stahlskeletts ist klar und übersichtlich. In jedem Querschnitt sind zwei Außenstützen und eine Mittelstütze vorhanden, die durch die Deckenunterzüge zu Gelenkscheiben verbunden sind. Die Deckenunterzüge sind im Normalfall als Träger auf drei Stützen ausgebildet, sie sind durch Aussparungen im Steg der Mittelstütze durchgesteckt. Dieses wurde erforderlich, da die Lasten der Mittelstütze in den unteren Geschossen so groß werden, daß eine Unterbrechung der Stützen im ganzen als nicht mehr tragbar erachtet wurde. Die Quer-

steifigkeit des Bauwerkes wurde erreicht durch die Giebelwandendscheiben 1, die Scheiben zwischen den Dehnfugen 1', sowie die Scheiben in den Wänden 5 und 5', zwischen denen ursprünglich die Treppenhäuser angeordnet waren. Vgl. Abb. 3 und 4. Die Einleitung der Windkräfte in diese Scheiben erfolgt durch die massiven Stahlbetondecken. Während des Montagezustandes, d.h. vor Einbringen der Decken, wurden die übrigen Gelenkscheiben 2, 3 und 4 dadurch standsicher gemacht, daß in jeder dritten Decke ein horizontal liegender Montageverband eingezogen wurde.

Die Feldweite beträgt gleichmäßig 4,0 m, sie wird von den Betondecken frei überspannt. Von der Verbundwirkung zwischen Decke und Unterzügen konnte im vorliegenden Fall leider kein Gebrauch gemacht werden, da ursprünglich wegen der geforderten kurzen Bauzeit für die Decke die Verwendung von Betonfertig!eilen vorgesehen war, die zwischen den Stahlträgern auf dem unteren Trägerflansch aufgelagert werden sollten. Zu diesem Zweck wurden die oberen Trägerflanschen am Auflager so ausgeklinkt, daß die Fertigteile von oben eingesetzt und dann seitlich verschoben werden konnten. Von dieser Deckenart wurde jedoch bei der späteren Ausführung Abstand genommen, da normale, an Ort und Stelle geschüttete Decken wirtschaftlicher waren.

In der Längsrichtung war in den Außenwänden eine Aussteifung durch Verbände nicht möglich, da die Fenster in allen Stockwerken bis unmittelbar an die Giebelwände herangeführt wurden. Da auch die Wandausmauerung für die Aufnahme des Längswindes nicht ausreichte, blieb kein anderer Weg, als die Fenstersturzträger als biegungssteife Riegel auszubilden. Dieses wurde dadurch erreicht, daß die Sturzträger als E-Stahlriegel außen durchlaufend angeordnet und mit einem einfachen Anschluß biegungssteif mit den Stützen verbunden wurden (vgl. Abb. 2). Weitere Einzelheiten der Konstruktion sind aus den Abb. 5 und 6 zu ersehen,

Die Aufteilung der Wohnflächen wurde bei der endgültigen Ausführung gegenüber der ursprünglichen Planung weitgehend geändert. Hierdurch wurden statt des ursprünglich in jedem Hause vorgesehenen einen Treppenhauses zwei Treppenhäuser notwendig, wodurch sich zwar am statischen Gesamtaufbau des Bauwerks nichts änderte, im einzelnen aber die Verbände so umgearbeitet werden mußten, daß die Anordnung von Durchgangstüren möglich wurde. Ebenso wurden später Durchgangsmöglich-

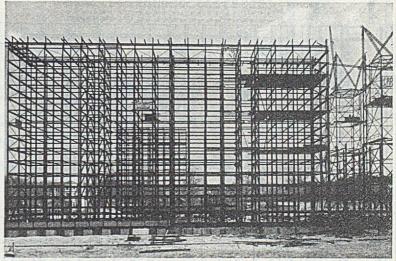
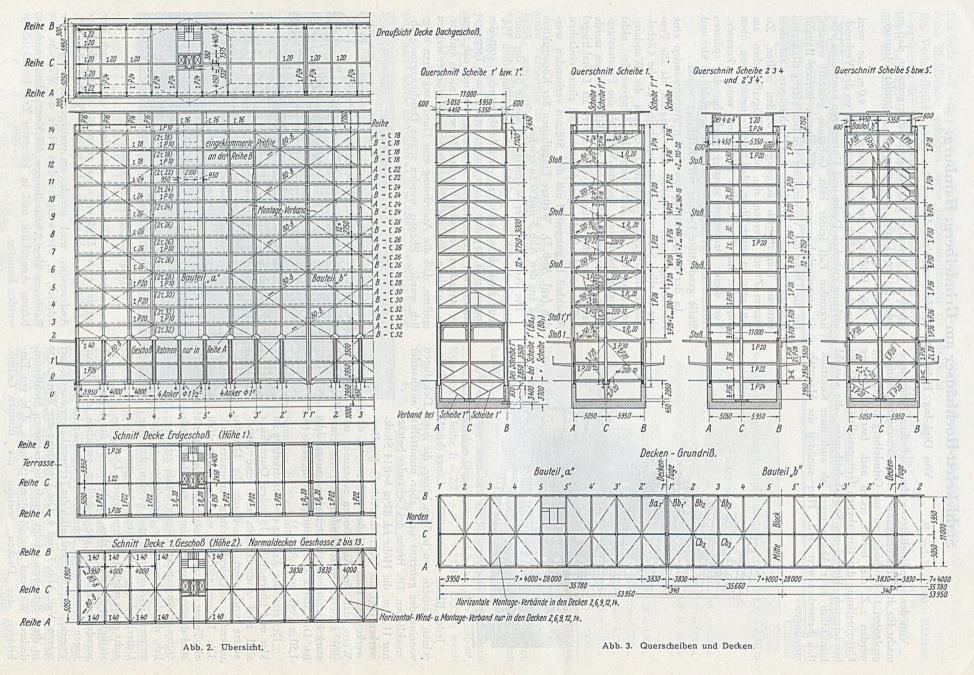


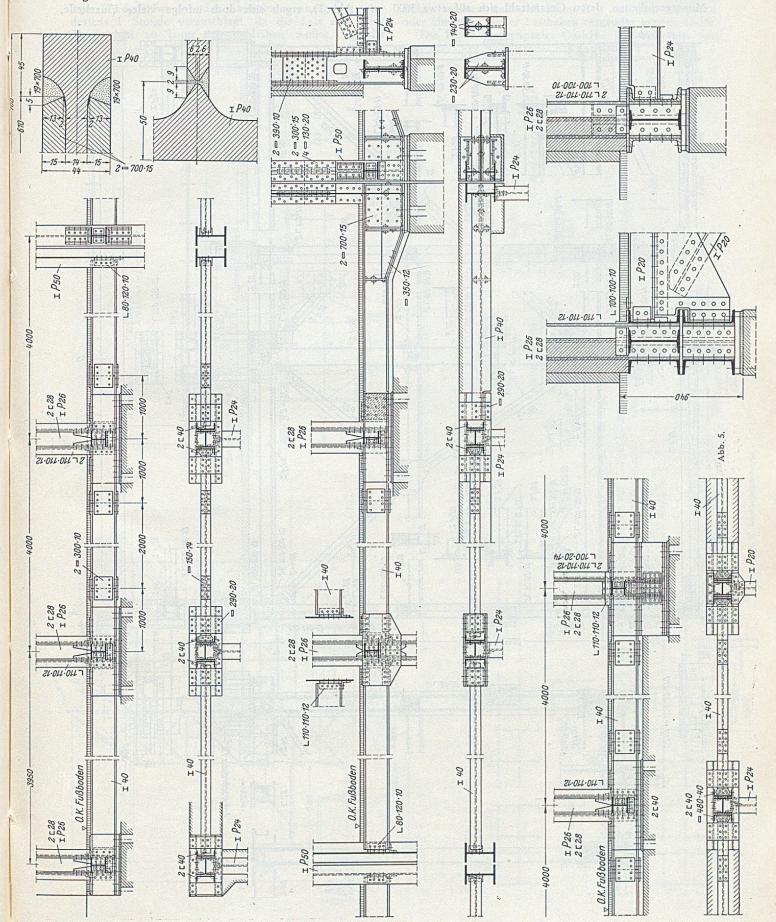
Abb. 4. Stahlskelett mit Querscheibe 5.

keiten bei den Dehnfugen gefordert, wodurch auch hier auf den ersten Blick ein etwas eigenartig anmutendes Verbandsystem geschaffen werden mußte. Vgl. Abb. 2 und 3. Andererseits wird gerade am vorliegenden Beispiel ersichtlich, in wie weitgehendem Maße die Wünsche des Bauherrn über Abwandlungen der Konstruktion noch im letzten Augenblick und in kürzester Zeit berücksichtigt werden konnten.



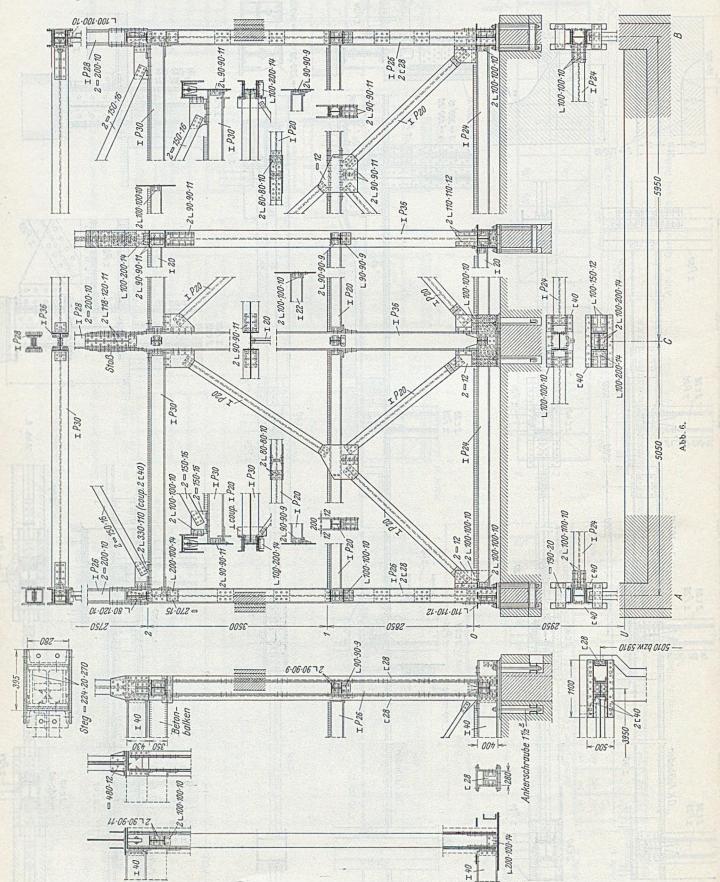
Das Gewicht der Stahlkonstruktion für einen Block mit einem Inhalt von rd. 46 000 m³ umbauten Raum beträgt rd. 1560 t, somit ergibt sich ein Einheitsgewicht von 34 kg/m³ umbauten Raum.

Bei der Planung der Montage war die ursprünglich von der Militärregierung geforderte außerordentlich kurze Bauzeit maßgebend. Es wurde von vornherein verlangt, die Montage des gesamten Blocks in zwei Monaten durch-



zuführen. Es ergab sich hierbei eine tägliche Montageleistung von 25 t pro Tag, wenn auch an Sonnabenden und Sonntags voll gearbeitet wurde.

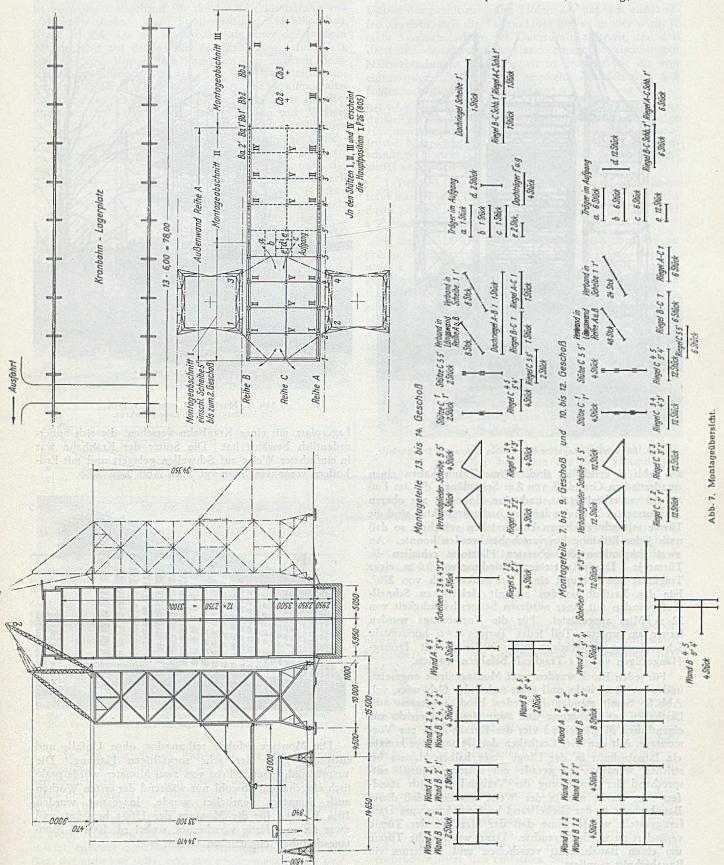
Es wurde nun zunächst geklärt, wieweit die einzelnen Montageeinheiten, deren Gesamtzahl sich auf etwa 3000 belief, am Boden zusammengebaut werden konnten, um die Anzahl der Hieven (Hübe) gering zu halten. Obwohl von der Möglichkeit des Zusammenbaues zu größeren Montageeinheiten weitestgehend Gebrauch gemacht wurde (s. Abb. 7), ergab sich doch infolge vieler Einzelteile,



die nicht vormontiert werden konnten, eine Gesamthubzahl von 1600. Das durchschnittliche Hubgewicht betrug daher etwa I t bzw. die tägliche Hievenzahl 25.

Die Zeit vom Anschlagen der Last an gerechnet bis zum Wiederfreiwerden des Lasthakens wurde mit mindestens 1 Stunde veranschlagt, da die Last nach dem Hochziehen so lange hängenbleiben mußte, bis die nötigen Anschlußschrauben eingezogen waren. Hierbei sei erwähnt, daß die gesamten Montageverbindungen nur geschraubt wurden. Es war aus diesem Grunde von vornherein klar, daß genügend Lasthaken zur Verfügung stehen mußten und daß keine Zeit mit dem Versetzen oder Umsetzen dieser Lasthaken vergeudet werden durfte.

Die Firma Carl Spaeter GmbH., Hamburg, die mit



dem Entwurf der Konstruktion und der Planung der Montage beauftragt war, entschloß sich daher, den Bau nicht von innen heraus gestaffelt zu montieren, sondern entwickelte für diesen speziellen Fall Montagetürme, die Damit das gerade benötigte Material stets pünktlich zur Stelle war und keine Verzögerung eintrat, wurde stets das Material für ein komplettes Haus genau sortiert auf der Baustelle gelagert. Zu diesem Zweck wurde der

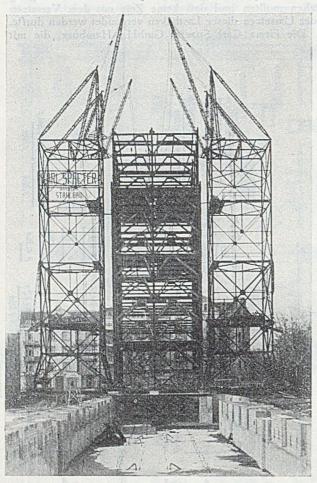


Abb. 8. Die zwei Montagetürme zu beiden Seiten des Stahlskeletts.

aus Abb. 8 ersichtlich sind. Diese Türme haben einen quadratischen Grundriß von 8 m Seitenlänge, der am Fuß auf 10 m verbreitert ist, und eine Höhe bis zur oberen Plattform von 33 m. An den vier Auflagerpunkten sind die Türme mit schwenkbaren Fahrgestellen versehen, so daß nach jeder Richtung hin verschoben werden konnte. An zwei Eckpunkten der obersten Plattform erhielten die Türme je 1 Derrick mit einer Ausladung von 8,0 m, einer Tragkraft von 5 t und einem Schwenkbereich von 270°. Für den Lasthub wurden sie mit elektrischen Schnellläuferwinden mit einer mittleren Seilgeschwindigkeit von 22 m/Min. ausgerüstet. Für die Vormontage wurden ferner am unteren Teil jedes Turmes zwei horizontale Schwenkarme angeordnet, die wiederum mit Demag-Hängezügen von 5 t Tragkraft befahren wurden.

Für jeden Block wurden zwei Montagetürme angesetzt, und zwar einer links und einer rechts des Gebäudes, vgl. Abb. 8. Somit standen für jeden Block insgesamt acht Lasthaken zur Verfügung, und zwar vier der Derricks zur eigentlichen Montage und vier der Demag-Züge zur Vormontage. Mit den vier Lasthaken der Demag-Züge konnte ein Bauabschnitt in der Länge eines halben Hauses bestrichen werden. Da gerade ein solcher Bauteil entsprechend der Anordnung der Verbände in sich standfest war, wurde nun in der Weise montiert, daß dieser Bauabschnitt an der Giebelwand beginnend bis zum Dach fertiggestellt wurde, ohne daß der Standort der Türme verändert zu werden brauchte. Dann wurden die Türme um einen Bauabschnitt verschoben und wiederum ein Bauabschnitt montiert.

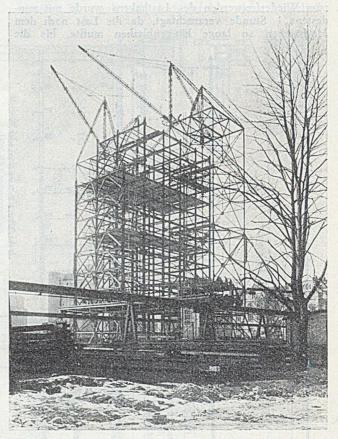


Abb. 9. Montagebild vom 11. 3. 1949, Im Vordergrund der Lagerplatzkran.

Lagerplatz mit einer Kranbahn versehen, die sich außerordentlich bewährt hat. Die Stütze der Kranbahn war in einfachster Weise auf Schwellen gelagert und mit Erdkoffern verankert. Man vgl. auch Abb. 9.

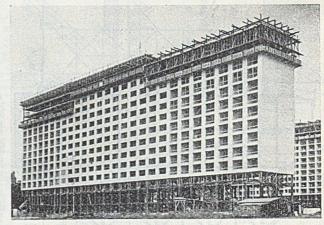


Abb. 10. Bauzustand am 10. 9 49.

Die Montage erfolgte reibungslos, ohne Unfälle und entsprach ganz der sehr sorgfältigen Planung. Die ursprünglich gesetzte Frist von zwei Monaten wurde praktisch eingehalten, obwohl nur während der ersten Wochen auch Sonntags gearbeitet wurde. Insgesamt wurden 10½ Wochen für die Montage der 1560 t benötigt, und zwar fix und fertig verschraubt, wobei rd. 100 000 Montageschrauben einzuziehen waren.

## Kritische Betrachtung der

# "Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken" (GE).

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe.

Die dritte Auflage der GE., gültig vom 1. Nov. 1938, ist bis heute maßgebend für die bauliche Gestaltung von stählernen Bahn- und Straßenbrücken, Stahlhochbau, Krane u. dgl. Da die Reichsbahn als einer der größten Auftraggeber auf dem Gebiet des Stahlbaues geführt hat, wurden diese Vorschriften auch von den anderen deutschen Verwaltungen benutzt. Der Bau der Reichsautobahnen hat daran nur wenig geändert. Die monumentalen Bauaufgaben der Reichsautobahnen ebenso wie die Bedürfnisse des vergangenen Krieges haben zur Weiter-

Abb. 1. a) Gurtquerschnitt mit zu wenig Symmetrieachsen (nur n/n und 1/1), b) Gurtquerschnitt mit genügend Symmetrieachsen (n/n, 1/1, 2/2, 3/3).

entwicklung des Stahlbaues wesentlich beigetragen. Gleichlaufend damit wurden Großversuche durch statische oder dynamische Belastung von Einzelteilen und ganzen Brücken durchgeführt, die grundlegende Erkenntnisse gebracht haben.

Da man zur Zeit daran denkt, nicht nur die Berechnungsgrundlagen, sondern auch die Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Brücken neu zu bearbeiten, dürfte es wohl angebracht sein, diese einer kritischen Betrachtung zu unterziehen und der Fachwelt Vorschläge für die konstruktive Durchbildung von Stahlbrücken zu unterbreiten.

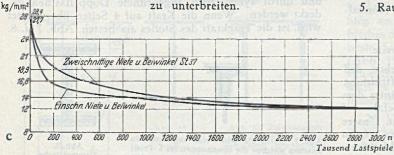


Abb. (, c) Hauptergebnisse der dynamischen Versuche an großen Nietstäben aus St 37,

Lebensdauer der einschnittigen		bākvi	lo Zaleb		Distance And Color
Nietverbindung:	$n_1 =$	928,5	144,5	equi-un	46,8 - 103
desgl. der zweischnittigen	pennag pi ganja	210.5	457,1	240.7	94,9 · 103
Nietverbindung:	$n_2 = 1$	249,3	431,1	240,2	94,9 . 10
Oberspannung:	no=	14	16,8	18,9	21 kg/mm²
Unterspannung:	$\sigma_u =$	1,9	2,3	2,6	2,8 kg/mm <sup>2</sup>
-kenttusiittess	$\sigma_u/\sigma_o =$	0,13	0,13	0,13	0,13
	$\sigma_0 j \sigma_0 =$	7,5	7,4	7,5	7,5

 $n_1$ ,  $n_2$  = Zahl der Lastspiele bis zum Bruch.

Stat. Festigkeit der einschnittigen Nietverbindung 28,4 kg/mm² Stat. Festigkeit der zweischnittigen Nietverbindung 27,7 kg/mm²

1. In den allgemeinen Richtlinien für die Entwurfsbearbeitung § 2 verlohnt sich, die Forderung nach Sicherheit zu betonen, die bei den Bauten des öffentlichen Verkehrs den Vorrang vor allen anderen Überlegungen verdient. Alle Wünsche nach Wirtschaftlichkeit oder Schönheit finden an dieser Forderung ihre Grenze. Wenn man an große Aufgaben nur besonders begabte Konstrukteure ansetzt, entsteht mit aller Wahrscheinlichkeit jedesmal ein Bau, der nicht nur sicher und gut, sondern auch billig und schön ist.

2. Aus unseren dynamischen Großversuchen auf dem Gebiet des Stahlbaues und Holzbaues hat sich einwandfrei ergeben, daß die Lebensdauer um so größer wird, je mehr Symmetrieachsen der Querschnitt aufweist, und daß die Lebensdauer von richtig angeordneten zweischnittigen Nietverbindungen etwa doppelt so groß ist wie die von einschnittigen (Abb. 1). Es empfiehlt sich daher im § 2 folgende Ergänzung aufzunehmen:

Bei der baulichen Durchbildung der Einzelheiten ist darauf zu achten, daß die Querschnitte nicht nur einige Hauptsymmetrieachsen, sondern möglichst viele symmetrische Nebenachsen haben, so daß weitgehend nur einschnittige Nieten, Schrauben oder ähnliche Verbindungsmittel vermieden werden können.

3. Bei Brücken aus hochwertigem Baustahl St 52 überträgt man vorerst die wesentlichen Kräfte am besten nicht durch Schweißnähte, sondern durch die Niete, da der Stahl z. Z. noch schweißempfindlich ist.

4. Bei jeder größeren Bauaufgabe ist zunächst zu prüfen, ob für sie die allgemeinen Regeln gelten, oder ob nicht z. B. die Beanspruchungen der Baustoffe herabgesetzt werden müssen, um den Einflüssen Rechnung zu tragen, die sich manchmal zwangsläufig in den Vordergrund schieben, ohne rechnerisch genau erfaßt werden zu können. Es verlohnt sich der Hinweis, daß alle solche Vorschriften nur für die normalen Fälle gelten und durchaus nicht immer genügen, wenn die Aufgabe von besonderer Eigenart oder Größe ist.

5. Rauchschutztafeln (§ 3, Abs. 3) sollen am besten aus vor Feuer geschütztem harzarmen Holz bestehen. Wo sie die Luftbewegung am Stahlbau behindern, bringen sie leicht mehr Nach- als Vorteile.

6. Die Bauhöhe einer Brücke (§ 4) hängt wesentlich auch von der ihrer Hauptträger ab. Um wirtschaftlich zu bauen, verlohnt es sich daher, bei Eisenbahn- und Straßenbrücken eine Mindestträgerhöhe zu berechnen, bei der sowohl gerade der Baustoff in zulässiger Höhe beansprucht wird, als auch die Durchbiegung der Brücke das erträgliche

Maß erreicht. Die Gl. (1) gibt die Mindestträgerhöhe h beim vollwandigen oder gegliederten Träger.

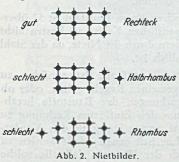
$$\frac{h}{l} = 0.2 \cdot \frac{\sigma_{zul}}{E} \cdot \frac{l}{f} \cdot \frac{M_p}{_{max}M}. \tag{1}$$

Darin bezeichnen l die Stützweite, f die zulässige Durchbiegung,  $M_p$  das Größtmoment aus Verkehr (einschließlich Stoßziffer),  $_{max}M$  das Größtmoment aus ständiger Last und Verkehr.

7. Zur Wahl der Trägerart in § 9 ist einiges zu sagen: Im Laufe der Zeit hat man erfahren, daß den Fachwerkträgern, die als möglichst einfache Gebilde entworfen wurden, erhebliche Nachteile anhängen und daß z. B. die alten Gitterträger nicht nur eine große Steifigkeit, sondern auch eine lange Lebensdauer haben; ihre inneren Reserven sind groß und die Gefahr eines Einsturzes beim Ausfall einiger Tragglieder ist klein, so daß sie in dieser Hinsicht manches mit dem vollwandigen Träger gemeinsam haben. Aus dieser Erkenntnis heraus haben wir unsere zahlreichen Holzfachwerkbrücken mindestens mit Gegenstreben versehen, meistens aber als Gitterträger ausgebildet. Es ist vielleicht ratsam, auch bei stählernen Fachwerkbrücken öfter den einfachen Strebenzug aufzugeben, mindestens Gegenstreben anzuordnen und gelegentlich

wieder den Gitterträger zu verwenden. Die Schwierigkeit der Berechnung solcher Fachwerke mit großer innerer statischer Unbestimmtheit kann durch vereinfachte Berechnungsmethoden behoben werden.

- 8. Bei der Durchbildung der Einzelheiten (§ 10), namentlich der Stöße und Knotenpunkte der Hauptträger, ist die Verwendung zwei- oder mehrschnittiger Niete von großem Vorteil für Wirtschaftlichkeit und Lebe sdauer und daher stets anzustreben. Siehe Abb. 1.
- 9. Druckstöße in Stäben und Gurten sind wenn möglich als Kontaktstöße auszubilden. Die zur Sicherheit erwünschten Verbindungsmittel dürfen dann in der Regel nur für die halbe Druckkraft berechnet werden.
- 10. Zusammengesetzte Querschnitte sollen zur Erhöhung ihrer Tragkraft möglichst viele Symmetrieachsen erhalten. Biegeträger aus einfachen I-Profilen eignen sich nur für untergeordnete Fälle und müssen dann seitlich einwandfrei gehalten werden, da sie sich verwinden und ausweichen.



11. Die Zahl der verwendeten Profile und der verschiedenen Durchmesser von Nieten oder Schrauben ist möglichst einzuschränken. Je weniger Bauelemente ein Tragwerk braucht, desto leichter und billiger kann es gebaut und unterhalten werden.

12. Im Brückenbau ist, mit Ausnahme von Futterstücken, im allgemeinen unzulässig die Verwendung von Blechen mit weniger als 8 mm Dicke,

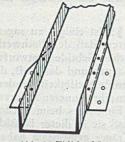
I unter Normalprofil 16, bei Steifen unter Normalprofil 14,

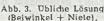
L unter Normalprofil 12,

L unter 9 mm Dicke oder 70 mm Schenkeibreite.

13. Statische Versuche mit Stäben haben ergeben, daß bei einem Randabstand des Endnietes in Kraftrichtung von nur 2 d die Tragkraft durch Ausschlitzen hinter dem Rand leicht erschöpft wird und daß diese Gefahr bei einem Randabstand von 2,5 d nicht mehr besteht. Unsere dynamischen Versuche mit Großnietverbindungen zeigten eine große Überlegenheit der Nietbilder in Rechteckform gegenüber der Raute, die wegen der angeblich geringeren Nietverschwächung häufig angewendet wird. Bei der Rautenform wird der sich dem Kraftfluß zunächst allein entgegenstellende erste Niet vorzeitig überbeansprucht. Es empfiehlt sich daher, dieses Nietbild im Brückenbau zu vermeiden und das rechteckige Nietbild vorzuschreiben, wenn mehrere Nietrisse nebeneinander liegen.

14. Die Wirkung der Beiwinkel hängt von der Steifigkeit ihrer Verbindung mit dem abstehenden Schenkel oder





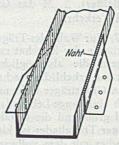


Abb. 4. Weitere Lösung (Beiwinkel + Naht + Nicte).

Flansch ab. Abb. 3 und 4. In zahlreichen Fällen empfiehlt es sich daher, an Stelle des Beiwinkels einen Flachstahl zu verwenden, der zwar mit dem Knoteablech vernietet, aber mit dem abstehenden Winkelschenkel oder

Flansch verschweißt wird, so wie es Abb. 5 und 6 für ein I-Profil zeigen.

15. Auch bei genieteten Stahlbauten (§ 13) ist es heute zweckmäßig, gelegentlich Schweißnähte zugleich mit den Nieten zu verwenden. So wird man mit Vorteil die Bindebleche bei mehrteiligen Zug- oder Druckstäben durch Schweißnähte anschließen, welche parallel im Kräftefluß

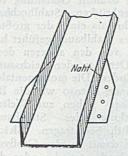


Abb. 5. Richtige Lösung (nur Steg verbreitert).

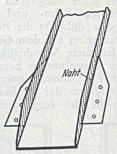


Abb. 6. Richtige Lösung mit den heiden Flanschschnitten zur Verbesserung des Aussehens (Steg verbreitert und Flansch geschnitten).

liegen, oder Flachstähle als Ersatz für Beiwinkel an Stäbe mit abstehenden Teilen anschweißen. In der gleichen Anschlußebene aber ist es nicht erlaubt, einen Teil der Niete durch Schweißnähte zu ersetzen, da die Niete erst zur Wirkung kommen, wenn die Schweißnaht gebrochen ist.

Nur wenn etwa zu verstärkende genietete Teile während der Schweißarbeit in richtiger Spannung stehen, übernehmen die Nähte die spätere Mehrbelastung, tragen also gleichzeitig mit den Nieten.

16. Zur Stoßdeckung § 14: Wo es möglich ist, sollten alle Stöße nur zwei- oder mehrschnittige Niete erhalten und durch symmetrisch angeordnete Doppellaschen gedeckt werden. Wenn die Kraft auf 4 Seiten übergeleitet wird, ist die Tragkraft des Stoßes am besten. Abb. 7 u. 8.



Abb. 7. Durch die paarweise angeordneten Laschen weichen die Spannungen im T-Profit aus den Flanschen nach oben und unten aus, aus den Stegen nach links und rechts, wobei der Steg günstig mitwirkt.



Abb. 8. Symmetrische Doppellaschen,

- 17. Der Wunsch, bei Vollwandträgern aus wirtschaftlichen Gründen möglichst viel Material in die Gurte zu legen, wird durch die Einsicht begrenzt, daß das Stegblech das unentbehrliche Rückgrat eines jeden Vollwandträgers ist.
- 18. Wie in Ziffer 6 abgeleitet wurde, gibt es für jede Stützweite eines frei aufliegenden Trägers eine bestimmte Trägerhöhe h (§ 16), bei der die zulässige Biegerandspannung  $\sigma_{zul}$  und die zulässige Durchbiegung f unter der Verkehrslast gleichzeitig erreicht werden. Das Verhältnis h/l fällt mit zunehmender Stützweite und ist außerdem stark von  $\sigma_{zul}$  abhängig. Diese Mindestträgerhöhe kann einfach berechnet werden. Wird sie unterschritten, dann kann der Baustoff nicht mehr voll ausgenützt werden, wird sie überschritten, dann erhält man eine größere Steifigkeit und spart außerdem unter Umständen an Baustoff, wobei freilich zu beachten ist, daß gleichzeitig der Aufwand für die Steifen und dgl. steigt. Es empfiehlt sich, in § 16 die Berechnung der Mindesthöhe vorzuschreiben und als Anhalt für die wirkliche Höhe zu benützen.
- 19. Da sich im letzten Jahrzehnt im Brückenbau das Bestreben gezeigt hat, den Vollwandbalken recht hoch, das Stegblech recht dünn und die Gurte recht dick und

breit zu wählen, verlohnt es sich in § 17, Verhältnisse für die Abmessungen der Gurte und Stege festzulegen, die nicht überschritten werden können. Man könnte z. B. vorschreiben für das Stegblech das Verhältnis

t/h in Abhängigkeit von h,

die größt zulässige Anzahl von Gurtplatten,

das größt zulässige Verhältnis b/t der Gurtbreite b zur Stegblechdicke t in Abhängigkeit von h. Abb. 9 und 10.

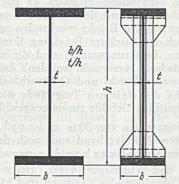


Abb. 9 (links). Verzerrter Querschnitt eines Blechträgers (schwaches Rückgrat).

Abb. 10 (rechts). Normaler Querschnitt.

20. In vielen Fällen wird es genügen, durch lotrechte Steifen das Stegblech (§ 18) vor Beulen zu bewahren. An jedem Auflager müssen beiderseits des Stegblechs besonders kräftige Steifen den Auflagerdruck knicksicher aufnehmen und daher am Untergurt scharf eingepaßt sein. Alle anderen lotrechten Steifen sind bei obenliegender Fahrbahn am Obergurt scharf einzupassen und müssen nicht unbedingt immer gleichzeitig zu beiden

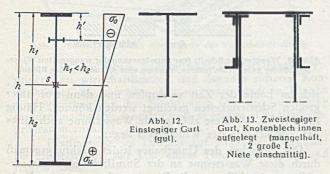


Abb. 11.

Waagrechte Steife muß symmetrisch sein und hat auch Biegespannungen aufzunehmen.

Beste Lage bei h' = h/4 bis h/5.

Seiten des Stegbleches angeordnet werden. Bei großer Trägerhöhe empfiehlt es sich, neben den lotrechten Stei-

fen in der Druckzone des Stegbleches waagrechte Längssteifen etwa in h/4 anzuordnen. Wenn sie wie üblich mit dem Stegblech fest verbunden sind, übernehmen sie auch ihren Anteil an Biegedruckspannungen, müssen symmetrisch beiderseits des Stegbleches vorhanden sein und in das Widerstandsmoment eingerechnet werden. Dort, wo sie die lotrechten Steifen kreuzen und deshalb gestoßen werden, muß dieser Stoß wie bei jedem Gurtteil ordnungsgemäß gedeckt werden. Einseitige Längssteifen können das Ausbeulen bei schlechter Konstruktion beschleunigen. Längssteifen, deren Stöße nicht gehörig gedeckt werden, erzeugen Spannungsspitzen im Stegblech. Im Gegensatz zu den lotrechten Steifen sollte bei ihnen immer möglichst eine symmetrische Anordnung verlangt werden.

Breite oder außermittig belastete Gurte müssen durch Eckbleche zwischen ihnen und den lotrechten Steifen in ihrer waagrechten Lage gesichert werden. (Abb. 10.) Diese Eckbleche verhindern außerdem das Falten der Kopfplatten. Die Bedeutung der Stegblechsteifen ist bei den hohen Vollwandträgern für deren Stabilität besonders groß.

- 21. Auch bei größeren Stützweiten ist die Verwendung von Fachwerk-Parallelträgern recht vorteilhaft. Um sie unempfindlich gegen äußere Eingriffe zu machen, gibt man ihnen einen mehrfachen Strebenzug oder doch mindestens in jedem Felde eine Gegenstrebe. Der alte bewährte Gitterträger verdient zu neuem Leben zu gelangen.
- 22. Die Mindest-Netzhöhe h/l der gegliederten Träger (§ 22) kann wieder wie vorhin nach Gl. (1) ermittelt werden. Sie stellt aber nicht die wirtschaftliche Trägerhöhe dar. Wenn man zum Beispiel bei St 52 die größte Durchbiegung durch Verkehr, wie bei St 37 auf 1/900 der Stützweite beschränken will, muß man dem Parallelträger die 1,5fache Netzhöhe geben, wenn man als Biegespannung u. dgl. 2100 gegen 1400 kg/cm² zuläßt. Mit zunehmender Stützweite wird das Verhältnis von Netzhöhe zu Stützweite kleiner.
- 23. Die früher üblichen einstegigen Gurtquerschnitte (Abb. 12) und breiten Strebenquerschnitte gestatten oft den unmittelbaren Anschluß der Wandstäbe an die Gurte und sparen die Knotenbleche. Bei Eisenbahnbrücken bildet aber der zweistegige Gurtquerschnitt die Regel. Indem man den Kastenquerschnitt aus zwei Stegpaaren bildet, von denen jedes ein Knotenblech zwischen sich faßt, erhält man kleine Gurthöhen, geringe Nebenspannungen und vor allen Dingen zweischnittige Niete beim Anschluß der Knotenbleche. Wird das Knotenblech auf die Innenseite des Gurtsteges aufgelegt (Abb. 13), so kann man zwar seine Dicke nach Belieben ändern, hat aber meist eine exzentrische Lage zum Steg und bei seinem Anschluß nur einschnittige Niete mit all ihren Nachteilen. Es ist in diesem Falle besser (Abb. 14), den Steg am Knotenpunkt durch Einschalten eines Knotenbleches zu verbreitern und wenn nötig zu verdicken. Die beste Lösung besteht in der Wahl von vier Stegen (Abb. 15). Da sich im Knotenblech die Kräfte der anstoßenden Gurt- und Wandstäbe ausgleichen müssen, muß es reichlich dick genommen werden, auf jeden Fall immer dicker sein als die Stege.
- 24. Die einzelnen Teile mehrteiliger gezogener oder gedrückter Stäbe (§ 24) werden oft durch Bindebleche, Querschotten u. dgl. zum gemeinsamen Tragen gezwungen. Da diese aber zum nutzbaren Querschnitt nichts beitragen, ist es oft vorteilhaft, die Einzelteile durch einen durchgehenden Steg zu verbinden, welcher sich am Kräftefluß beteiligt. Von ihm ausgehende Eckbleche können die sonst üblichen Querschotte ersetzen. Da keine materialfreie Achse mehr vorhanden ist, braucht die Schlankheit des Stabes nicht vergrößert in Rechnung gestellt zu werden.

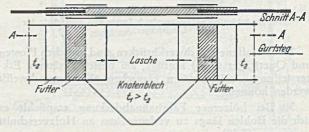


Abb. 14. Eingesetztes Knotenblech ist besser als aufgelegtes.

25. Da die Knotenbleche durch die in den Knotenpunkten angeschlossenen Stäbe in mehrfacher Richtung beansprucht werden, muß ihre Dicke immer reichlich groß gewählt werden. Es ist dann unbedenklich, ihnen auch die Aufgabe von Stoßlaschen für die Gurtstäbe zu übertragen (Abb. 14 und 15). 26. Wenn mehrteilige Querschnitte (Abb. 16) einen durchgehenden Mittelsteg haben, so soll er möglichst nah an den Netzpunkt des Fachwerkes herangeführt werden,



Abb. 15. Vierstegiger Gurt. Beste Lösung. (4 kleine I, Niete zweischnittig).

muß aber, wenn es sich um einen Druckstab handelt, nicht unbedingt an das Knotenblech angeschlossen werden. Wird ein Stabquerschnitt durch Hinzutreten einer Platte oder dgl. verstärkt, so ist es vorteilhaft, am Anfang und



Abb. 16. Mehrteiliger Zug- oder Druckstab mit Mittelsteg.

Ende dieser Platte die Niete besonders eng zu setzen, da sich nur dann die Kraft rasch gleichmäßig über den vergrößerten Querschnitt verteilt.

- 27. Die Fahrbahnträger bei Eisenbahnbrücken sind den Stößen der Verkehrslasten unmittelbar ausgesetzt, so daß ihre Niete am ehesten Gefahr laufen, lose zu werden. Es empfiehlt sich daher eine möglichst massive und steife Ausbildung der Längs- und Querträger, was durch die Wahl von gewalzten I-Trägern oder hohen IP-Trägern am besten erreicht wird. Je weniger Niete in der Fahrbahn sind, desto größer ist ihre Lebensdauer.
- 28. Bei der Lagerung der Schienen und Schwellen (§ 32) empfiehlt es sich, die Schwellenbefestigungswinkel zugleich als Unterlage für die Holzschwellen zu benützen und dadurch die unmittelbare Lagerung des meist feuchten Holzes auf dem Längsträgerobergurt und die damit bedingte Rostgefahr zu vermeiden. Die Winkel werden am besten angeschweißt, wobei aber die Nähte parallel dem Kräftefluß des Längsträgerobergurtes liegen sollen (Abb. 17).

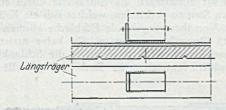


Abb. 17. Schwellenwinkel, zugleich Lager und Rostschutz für Längsträger.

- 29. Bei offenen Fachwerkbrücken sind zwischen Pfosten und Querträger (§ 37) kräftige, am besten gesäumte Eckversteifungen nötig, deren Flanschen aber angeschweißt werden können.
- 30. Bei hölzerner Fahrbahnabdeckung empfiehlt es sich die Bohlen längs zu verlegen, um an Holzverschnitt zu sparen (§ 39).
- 31. Der in der Ebene aller gedrückten Gurte liegende Längsverband hat zunächst die Aufgabe, die benachbarten Gurte zusammenzuschließen und knicksicher zu machen, dann aber auch einen Teil der Windkräfte aufzunehmen. Mit zunehmender Stützweite wächst die Bedeutung des Knickverbandes, der nicht nur kräftig, sondern auch steil ausgebildet sein muß.

- 32. Alle Brücken müssen verwindungsfest sein, auch wenn z. B. bei Bahnbrücken das Gleis nicht in der Krümmung liegt. Diese Verwindungsfestigkeit wird zunächst durch entsprechende Ausbildung der Hauptträger, dann aber am besten durch Anordnen von zwei Längsverbänden in den Ebenen der Ober- und Untergurte erreicht. Ein einziger Längsverband, auch wenn von ihm zahlreiche und kräftige Querverbände ausgehen und die anderen Gurte halten, erzeugt bei hohen Trägern keine ausreichende Verwindungsfestigkeit. Es müssen so viele Verbände schon während des Baues und erst recht später beim Betrieb der Brücke vorhanden sein, daß alle Tragteile auch bei stärkster Belastung ihre plangerechte Lage behalten. Erfahrungsgemäß sind die meisten Brükkenunfälle dadurch verursacht worden, daß zu wenige oder zu schwache Knick- und Querverbände vorhanden waren, welche die einzelnen Tragwände nicht genügend zu einem räumlichen Gebilde zusammengeschlossen haben.
- 33. Bei Stützweiten von 30 m an ist nachzuprüfen, ob der vorgesehene Windverband auch noch den Beanspruchungen eines Knickverbandes gewachsen ist.
- 39. Lager und Widerlager (§ 44). Bei weitgespannten Brücken mit obenliegender Fahrbahn und kleiner Hauptträgerentfernung kann man die Standsicherheit gegenüber quergerichteten Kräften dadurch verbessern, daß man die Obergurtenden gegen das Kammermauerwerk seitlich abstützt.
- 40. Bei festen Lagern ist es manchmal vorteilhaft, die untere Lagerplatte nicht quadratisch, sondern kreisrund auszubilden.
- 41. An der Kammermauer der Auflagerbank kann man eine betonierte Rinne anordnen, aus der das Wasser durch eine offene Rinne am Widerlager vorne heruntergeführt wird. Einbetonierte Röhren sind unzweckmäßig, da sie



Abb. 18. Waagrechter Schnitt (zur Entwässerung der waagrechten Widerlagerfläche keine Abfallröhren, sondern eine offene lotrechte Rinne).

sich im Laufe der Zeit verstopfen und dann nur unter großen Schwierigkeiten gereinigt werden können. Häufig kann (Abb. 18) diese abfangende Wasserrinne auch längs der Vorderkante des Widerlagers liegen.

Das Aussehen des Unterbaues leidet erfahrungsgemäß durch diese Wasserrinne an der Stirnfläche nicht. Zweckmäßigerweise läßt man die Rinne an ihrem unteren Ende in irgendeiner planmäßigen Entwässerung münden.

#### Schluß.

Der stählerne Bahnbrückenbau ist in den letzten Jahrzehnten doch wohl etwas erstarrt und hat immer wieder die gewohnten Formen verwendet, während beim Stahlbetonbau mehr neue Gedanken auftauchten und auch verwirklicht wurden. In jeder Bauweise ist es aber nur von Vorteil, wenn man über das Alterprobte hinaus sowohl im Großen als auch im Kleinen nach Neuerung strebt, wenn man die Konstruktion wenigstens streckenweise in neue Bahn lenkt.

Die hier vorgetragenen Grundsätze wurden bei einer 60 m langen Bahnbrücke aus St 37 im Entwurf angewandt, wodurch sich das bisher gewohnte Bild der gegliederten Fachwerkträger doch merklich geändert hat. Dabei stand freilich nicht der Wunsch nach Stahlersparnis, sondern nach Erhöhung der Dauerfestigkeit und der Lebensdauer der stählernen Bahnbrücke an erster Stelle.

Es wird Aufgabe von Wissenschaft und Praxis sein, die zum Teil nur allgemein gehaltenen Vorschläge für die neuen Grundsätze genauer zu formulieren und dem Konstrukteur brauchbare Unterlagen zu liefern,

#### Kurze Technische Berichte.

#### Seitlicher Erddruck gegen biegsame Stützwände.

Die auszugsweise Wiedergabe dieser Berichte erfolgt hier, ohne volles Einverständnis mit den Ergebnissen und Schlußfolgerungen zu bekunden. Grundlegende Modellversuche, z. B. über Spundwände, werden an anderer Stelle [Bauingenieur 24 (1949) S. 264] gebracht und bilden eine Ergänzung zu diesen Großversuchen, ohne daß Abstimmung untereinander erfolgt wäre.

Die Einführung gibt Admiral W. H. Smith von der US-Navy, die diese Versuchsreihen unterstützte. Er sagt, daß die Hafenabteilung stets stark interessiert war an Erdbaufragen. Vor allem muß die Marine an vorhandenen Häfen und Gewässern die örtlichen Bodenverhältnisse in Kauf nehmen. Erschwerend wirkt die geforderte hohe Kaibelastung. Das führt zu sehr schweren Konstruktionen, während andererseits die Kosten und die Materialknappheit fordern, daß man mit Hilfe moderner Theorien und Baustoffe wirtschaftlich baut. Der beste Weg zur Verbesserung der Konstruktion erschien deshalb die Erweiterung des Wissens über die auftretenden Kräfte. Bei weiteren in Auftrag gegebenen Laboratoriumsversuchen hofft man, durch Studien über Erddruck und über Ver-

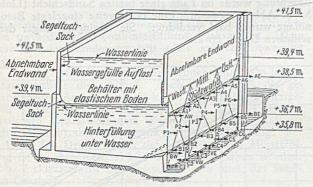


Abb. 1. Schnitt durch das nördl. Ende der Versuchseinrichtung.

fahren, die den Druck hydraulischer Hinterfüllungen verringern, zu wirtschaftlicheren und dennoch sicheren Konstruktionen zu kommen. Bei weiterem Studium können die Ingenieure auch ihre Erfahrungen über die Ausbildung besserer nachgiebiger Stützwände erweitern. Das Versuchsprogramm enthält:

- 1. Bestimmung des Druckes auf biegsame Stahlwände bei Hinterfüllung mit Ton, einem Ton-Sand-Gemisch und reinem Sand,
- 2. Entwicklung besonderer Verfahren, um die Drücke zu verringern
- 3. Untersuchungen über den Nutzen einer Sandlage zur Verringerung des seitlichen Druckes und
- 4. Untersuchung eines Verfahrens beschleunigter Verdichtung toniger Hinterfüllungen. Der Bericht zeigt den gegenwärtigen Stand der Versuche und der vorläufigen Ergebnisse. Es wird betont, daß er deshalb eher einen Zwischenbericht und eine Anregung für weitere Arbeiten darstellt. Außerdem werden die Ergebnisse zur Diskussion gestellt, und es ist nicht die Absicht, alle die offenen Fragen auf einmal zu lösen, denn die Verwirrung, die durch die verschiedene Auslegung und Anwendung der bodenmechanischen Theorien entsteht, ist begreiflich. Man muß die Vielfältigkeit der Erdstoffe erkennen und eine gewisse Geduld aufbringen, bis in eine ungelöste Lage Ordnung gebracht ist.

Tschebotarioff gibt zunächst eine kurze Zusammenfassung: Modellversuche großen Maßstabes über Erddruck auf biegsame Uferwände werden beschrieben. Die wichtigsten Daten der Versuchseinrichtungen an der Princeton-University werden genannt. Versuche mit Sandhinterfüllungen unter Wasser, mit Ton und Sand-Ton-Gemisch, im Fließzustand eingebracht, und von Sandschüttungen und senkrechten Sandschichten verschiedener

Dicke, hinterfüllt mit flüssigem Ton, werden beschrieben. Über die Messungen an den hinterfüllten Modellwänden und die Drücke, die sie gegen ihre Unterstützungen ausüben, die Biegungsbeanspruchungen und die Abweichungen der Wände selbst und den Porenwasserdruck in der Hinterfüllung während und nach der Verdichtung, wird berichtet. Ergebnisse der bodenphysikalischen Laboratoriumsversuche und zur Ermittlung der Scherfestigkeit werden genannt. Kritische Vergleiche zwischen den Modellund den Laboratoriumsversuchen werden angestellt und die Ergebnisse verschiedener bekannter Methoden für die Ableitung der Fragen ausgewertet. Man kommt zu Fest-

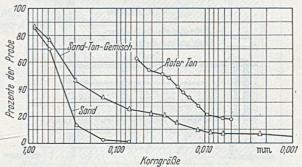


Abb. 2. Böden, die zur Hinterfüllung während der Modellversuche gebraucht werden.

stellungen, die berücksichtigt werden sollten, wenn man verankerte elastische Spundwände entwirft. Ein Näherungsverfahren, um den seitlichen Erddruck für eine Stützwand zu bestimmen, wird vorgeschlagen. Punkte, die weiterer Klärung bedürfen, werden genannt; ebenso die noch im Gange befindlichen Versuche. Tschebotarioff bezeichnet die Versuche als Vorstoß in Neuland und erwähnt Ergebnisse früherer Versuche. Es hat sich gezeigt, daß man nicht zu viel als bewiesen annehmen sollte. Er sieht auch Lücken; deshalb ist der Bericht ein "Zwischenbericht".

#### Ziel der Versuche, erste Serie:

- 1. Verringerung des seitlichen Druckes gegen eine verankerte Spundwand durch Sandzwischenlagen; deshalb Vergleiche zwischen Sand und weichem Ton.
- 2. Druck gegen elastische Spundwände durch Ton und Ton-Sand-Gemisch vor, während und nach der Verdichtung, sowie Verfahren zu deren Beschleunigung.
- 3. Nachprüfung der behaupteten Verringerung des Biegungsmomentes bei Spundwänden infolge Bogenwirkung zwischen Sohle und Holm der Ankeransatzpunkte. Weil die Praxis bald Ergebnisse brauchte, wurden keine zu großen Versuchsreihen angesetzt und hauptsächlich die wichtigsten Zusammenhänge studiert.

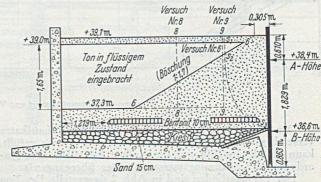


Abb. 3. Konstruktive Wirkung eines Sanddammes.

Versuchseinrichtung: Die Versuchsanlage wurde unter den Tribünen eines Stadions in Princeton eingebaut. Eine 3-t-Laufkatze half beim Füllen und Leeren des Versuchsbehälters, Umsetzen beweglicher Wände usw. Das Füllen mit Ton geschah durch Schlammpumpen. Der Behälter hatte drei feste Wände aus Stahlbeton, die bewegliche Versuchswand bestand aus drei Teilen, an deren mittelstem gemessen wurde (um den Einfluß der seitlichen Wandreibung herabzumindern). In drei Höhenlagen (A, B und C) wurde die Wand abgestützt. A stellt den Anker dar, B und C sollen Abstützung und Einspannung ersetzen (Abb. 1).

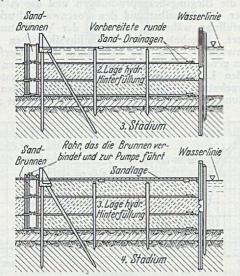


Abb. 4. Durchgehendes Netz von vorbereiteten horizontalen Drainagen,

Versuchsdurchführung. Zunächst wurde die Apparatur durch Vorspannen der Anker und Füllen mit Wasser geeicht, wobei die gemessene und die gerechnete Druckverteilung gut übereinstimmten. Tsch. nennt die Druckverteilung gemeinstimmten. Tsch. nennt die verläßlichsten. Die senkrechten Drücke unter dem mittleren Teil der Wand (Abb. 1) wurden durch Carlson-Porendruck-Zellen (Druckmeßdosen) gemessen.

Die wichtigsten Ergebnisse beziehen sich bereits auf einen besonderen praktischen Fall (Abb. 3), die konstruktive Wirkung eines Sanddammes. (Das klärt also keine grundsätzliche Erddruckfrage, sondern ist ein "Modellversuch" im Großen.) Der Sinn dieser Anordnung ist möglichste Ersparnis an der in manchen Häfen teueren Sandhinterfüllung ohne große zusätzliche Kosten für die durch weichen Ton stärker beanspruchte Spundwand. Das Ergebnis war, daß die Sandschüttung mit einer Böschung von 1:1,7 den seitlichen Druck der weichen Tonhinterfüllung, ausgeübt gegen die Spundwand, wesentlich herabminderte. Auch eine senkrechte Sandzwischenlage (wir arbeiteten 1934 im Moor mit sandgefüllten Schlitzen) war ebenso wirksam wie ein Sanddamm je nach Breite. Beim Sanddamm trat durch Verdichtung des Tones keine weitere Verminderung des seitlichen Druckes ein. Die gestrichelte Linie in Abb. 3, die ungefähr die Gleitflächen darstellen soll, liegt größtenteils innerhalb des Sandes. Dieselbe Beobachtung wurde im Falle einer breiten Sandschicht (Linie 8,8 in Abb. 3) gemacht. Eine probeweise eingelegte Betonitlage wurde bald verdichtet. Sie verringerte sogar den seitlichen Druck etwas.

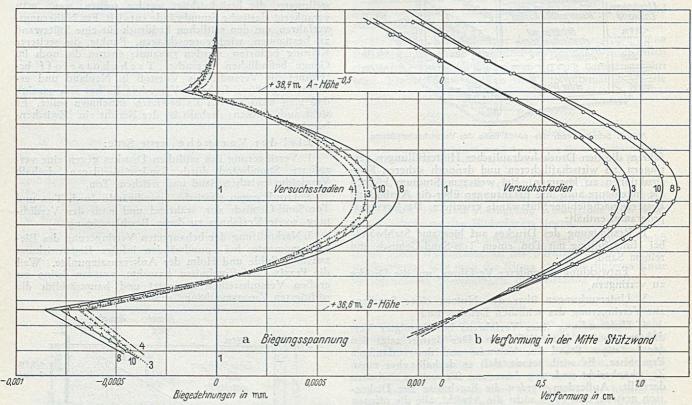


Abb. 5. Abnahme von Biegespannung und Verformung während der Verdichtung (Versuch 3).

Der obere Teil, 2,13 m hoch, hat durch die Laufkatze versetzbare Wände. Ein Segeltuchsack, mit Wasser gefüllt, kann die gleichmäßig verteilte Auflast darstellen. (Die Angrangen b.

ordnung der Spannungsmesser sei hier übergangen!)
Die Versuchsböden sind in Abb. 2 dargestellt. Der Ton wurde auch chemisch untersucht. Er bestand vorwiegend aus Kaolinit. Die wichtigsten Kennziffern wurden durch Laborversuche bestimmt. Z.B. Innere Reibung des Sandes 32-36°, des Tones rd. 17°, des Sand-Ton-Gemisches rd. 32°. Parallel-Versuche kleinen Maßstabes im "Consolidometer" kontrollierten die Verdichtung im Versuchsbehälter.

Da die Sandschüttung die Verdichtung einer tonigen Hinterfüllung nicht beschleunigen kann, wurden Versuche mit verdichteten Tonhinterfüllungen gemacht. Dabei wurde durch Einlegen vorbereiteter Sanddrainagen die Verdichtung beschleunigt. Abb. 4 gibt die Anordnung wieder. Auch der Ruhedruck oder "das verdichtete Gleichgewicht" wurde untersucht, da man während der Versuche bemerkt hatte, daß in der Hinterfüllung der Druck durch die fortschreitende Verdichtung abnahm, bis ein Gleichgewicht erreicht wurde. Abb. 5 gibt das Ergebnis einer Versuchsreihe wieder. Darin bedeutet die Linie (1) = anfängliche Lage der Spundwand, (3) = Hinterfüllung mit Sandmatte

und geflutet, (4) = letzte Ablesung vor der Drainage. (8) = erste Ablesung nach einer Wasserauflast von 1,83 m, (10) = letzte Ablesung bei einer Wasserauflast von 1,83 m. Die Biegungsspannungen und die Verformung zeigen einen ähnlichen Verlauf. Früher war man der Meinung, daß äußere Bewegungen von mehr als 5% der Höhe der Spundwand nötig seien, um die Scherfestigkeit eines Tonbodens zu mobilisieren. Die Princeton-Versuche zeigen, daß dem nicht so ist. Tsch. meint, daß man nicht anzunehmen brauche, daß die Werte einer Bruchscherfestigkeit beim Kleinversuch ohne weiteres identisch sind mit der

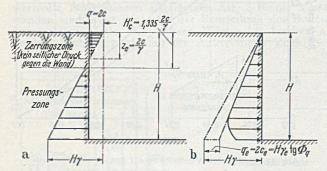


Abb. 6. Vergleich der Auffassungen über Druck der Hinterfüllung mit bindigen Böden.

Scherfestigkeit, die bei Verringerung des seitlichen Druckes von unverdichteter Tonhinterfüllung wirksam ist. Denn diese Druckverminderung tritt ohne größere Bewegung ein.

Auch der seitliche Druck wurde untersucht. Am besten veranschaulicht dies Abb. 6. Tsch. meint, daß die gebräuchlichste Annahme — links im Bild unter a) dargestellt — nicht gilt. Scheinbar bezieht sie sich auf Streifen plastischen Tones über dem Wasserspiegel. Tsch. hält die rechts unter b) skizzierte Druckverteilung für richtig.

Über den Druck in den tieferen Lagen der Hinterfüllung ist in den letzten Jahren viel geschrieben worden. Abb. 7 skizziert die Ergebnisse für Ton und das Sand-Ton-Gemisch.

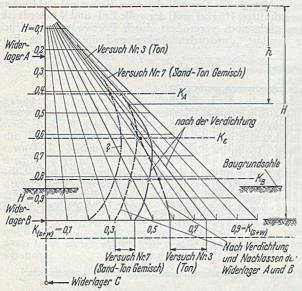


Abb. 7. Geschätzte Druckverteilung von Ton und Sand-Ton-Hinterfüllungen.

Bezüglich des seitlichen Druckes von plastischen bindigen und teilweise bindigen Hinterfüllungen, verglichen mit Ergebnissen von Laborversuchen, sagt Tsch., daß keine allgemein gültige Beziehung zwischen der Scherfestigkeit von Ton und Sand-Ton-Gemisch beim Bruch (im Laboratorium festgestellt) und den gemessenen seitlichen Drücken im Großversuch hergestellt werden konnte. Schließlich bemerkt er, daß die bisher beschriebenen Ergebnisse es ratsam erscheinen lassen, mögliche Verfahren zu prüfen, um den seitlichen Druck zu bestimmen, die ihn nicht auf die Bruchlast beziehen, da auf der Baustelle

plastischer Ton und Sand-Ton-Gemisch nicht bis zum Bruch verformt werden. Er zitiert dafür eine Reihe von Belegen.

Gewölbebildung in Sanden. (Dieser Gegenstand wurde verkürzt auch als Bericht zur 2. Internat. Konferenz für Bodenmechanik und Gründungen in Rotterdam gebracht und dort ausführlicher diskutiert — vgl. Band 6, S. 103—105.)

vgl. Band 6, S. 103—105.)

Bei den Princeton-Modell-Versuchen fand man keine
Anzeichen, daß eine Druckverminderung durch vertikale
Gewölbebildung zwischen der horizontalen Verbindungs-

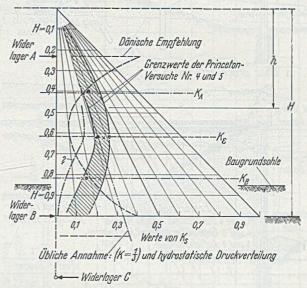


Abb. 8. Geschätzte Druckverteilung sandiger Hinterfüllung.

linie der Anker und der Sohle der Hinterfüllung eintritt. Dagegen wird eine Gewölbebildung in horizontaler Richtung nicht bestritten. Als Erklärung gibt Tsch., daß ein vertikales Gewölbe nicht standfest bliebe, da eine kleine Bewegung den Druck in jeder Höhe vergrößert. Bezüglich der Biegungsmomente in einer Spundwand geben uns eigene Versuche [Bauingenieur 24 (1949) S. 264] Aufschluß.

Verringerung des Druckes in tieferen Lagen. Unter vorbildlichen Bedingungen wird die untere Grenze etwa aussehen wie in Abb. 8 dargestellt. Gestrichelt ist in dieser Figur auch die Druckverteilung, wie sie durch die "Dänische Gesellschaft von Ingenieuren" empfohlen wird. Man sieht, wie stark die Meinungen voneinander abweichen. Die mit einem Fragezeichen versehene, strich-

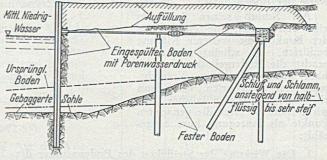
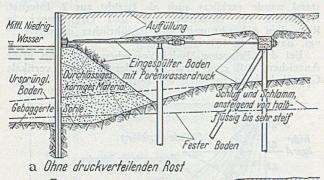


Abb. 9. Ubliche Kaimauer-Konstruktion.

punktierte Linie gilt für eine Höhenlage des festen Bodens (siehe auch Abb. 7) und gilt dort ebenfalls nur für den Fall, daß der feste Boden in der vorbildlichen Ausführung höher liegt als im Modell, Variationen der Versuche mit Überlagerungen mögen hier unerwähnt bleiben. Sehr wichtig sind die Winke, die Tsch. für den Entwurt verankerter, biegsamer Spundwände gibt. Es scheint ihm nicht ratsam, die Gewölbebildung (vertikal) zur Messung des Biegungsmoments in Betracht zu ziehen. Im Gegenteil, stellenweise kann durch Gewölbebildung in horizontaler Richtung örtlich höherer Druck auftreten.

Die Sandschüttung scheint eine brauchbare Methode, um den seitlichen Druck unverdichteter, bindiger Hinterfüllungen zu vermindern. Zusätzlich kann z. B. durch senkrechte Drainagen die Verdichtung der Hinterfüllung



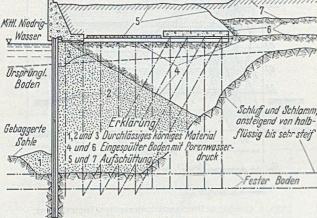


Abb. 10. Vorschlag der Bauweise für Kaimauern.

beschleunigt werden. Bei Hinterspülung mit bindigen Böden, vor allem, falls dies schnell vor sich geht, sollte man die Spundwand gänzlich auf den Flüssigkeitsdruck berechnen. Die notwendigen Bodenkennziffern können nicht durch Kleinversuche im Laboratorium ermittelt

werden. Deshalb erscheint es nötig, die seitlichen Drücke nach empirischen Auftragungen, ähnlich denen der Abb.7 und 8, zu bestimmen, abgeleitet aus Messungen an Modellen und auf der Baustelle. Laborversuche sollten hauptsächlich dafür die Einteilung und Vergleichswerte der Böden liefern.

b Mit druckverteilendem Rost

Am Schluß seines Aufsatzes gibt Tsch. noch eine Aufstellung der Punkte, die weiterer Klärung bedürfen. Es scheint mir angebracht, die Endergebnisse der danach geplanten dritten Versuchsreihe erst abzuwarten, weil dann eine Besprechung nützlicher sein wird. Dennoch seien die genannten Punkte als Anregung kurz aufgezählt:

derem wird ein Apparat zur Messung des seitlichen Erddruckes beschrieben, der sehr gründlich entwickelt ist und vor allem für Vergleichsversuche zur Feststellung von Zeit und Maß der Verdichtung bindiger Böden bestimmt ist.

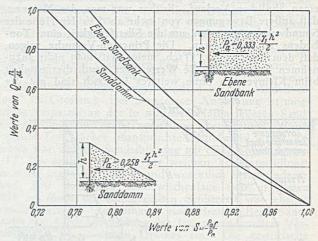


Abb. 11. Einfluß der Wandreibung auf den aktiven Erddruck.

Außerdem wird die Versuchseinrichtung für kombinierte Versuche zur Ermittlung des aktiven und passiven Erddruckes und Durchführung solcher Versuche beschrieben, schließlich eine sinnreiche Einrichtung für die Messungen der Verformung einer Spundwand, unter Wasser skizziert.

Für den Bauingenieur der Praxis wesentlich nützlicher sind die durch Epstein auf S. 58—71 gegebenen Winke für Verwendung der Versuchsergebnisse bei der Konstruktion von Kaimauern. Er wiederholt den Anlaß der Versuche, die Kosten von Kaimauern und Spundwänden zu verringern, indem man sowohl die der Spundwand selbst als die der in diesen Fällen teueren Hinterfüllungen drückt. Gutes Hinterfüllungsmaterial wie Sand ist in vielen Häfen kaum verfügbar. Außerdem wünscht man, es auf möglichst billige Weise einzuspülen. E. beschreibt dann die üblichen Bauweisen und gibt in Abb. 9 eine Darstellung eines bisher gebräuchlichen Querschnittes. Hierbei muß der volle Erd- und Wasserdruck, womöglich noch vergrößert durch Porenwasserüberdruck der Auflast, durch den Anker und die fragliche Ein-

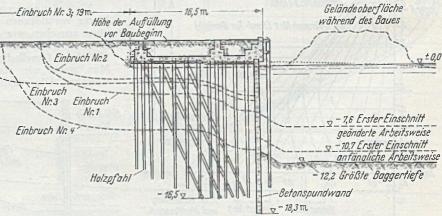


Abb. 12, Typischer Querschnitt der Kaimauer.

- 1. Die Wirkung der Steifigkeit des Bodens unter der Sohle auf den Druck der Hinterfüllung von Spundwand und Ankerzug.
- 2. Die Werte des seitlichen Druckes bindiger Böden, ausgeübt unter senkrechtem Druck.
  - 3. Das Verhalten anderer Versuchsböden.
  - 4. Die Wirkung der Wandsteifigkeit.

Der zweite Aufsatz der Berichtsreihe bringt besondere Versuchsanordnungen, die in erster Linie für die Durchführung von Modellversuchen wertvoll sind und deshalb den Durchführenden solcher Versuche zur Beachtung empfohlen werden. Unter anspannung von Spundwand und Ankerbock aufgenommen werden. Der Druck kann vermindert werden durch:

- a) den Scherwiderstand der Sandschüttung hinter der Spundwand,
- b) die Durchlaufdrainage, die der Sanddamm darstellt oder die vergrößerte Reibung des Sandes gegenüber der inneren Reibung des plastischen Tones.

Deshalb muß man versuchsweise feststellen:

- 1. die Mindestabmessungen des Sanddammes, um ihn dem eingespülten Boden gegenüber möglichst wirksam zu machen,
- 2. die Veränderlichkeiten des Sanddammes nach Form und Abmessung.

Epstein empfiehlt in Abb. 10 zwei Ausführungsweisen, bei denen die rückwärtige Baggerung möglichst gering gehalten wird und ein ungefähr dreieckiger Sanddamm hinter der Spundwand angeordnet ist. Seine Böschung wird mit 1:1,73 angegeben. Abb. 11 zeigt den Einfluß der Wandreibung für zwei typische Fälle. Es wird dann noch ausführlich die Stärke des dreieckigen Sanddammes untersucht. Auch E. bemerkt, daß seine Dienststelle die Gewölbewirkung nicht als eine ständige Erscheinung betrachtet und deshalb nicht berücksichtigt. Dennoch waren die diesen Punkt betreffenden Feststellungen von Prof. Tsch. eine Überraschung. Die Überlegung, daß vertikale Gewölbebildung — falls vorhanden — unbeständig ist, hat dazu geführt, sie bei der Berechnung von Stützwänden nicht zu berücksichtigen. E. gibt dann noch einige sehr wertvolle Bemerkungen allgemeiner Art, z. B. die Versager bei Spundwänden sind meist Fehler in der Beurteilung des Bodens und nicht der konstruktiven Teile, mit anderen Worten: es brechen nicht die Spundbohlen durch Biegung und die Anker durch Zug (Es gibt auch Aus-

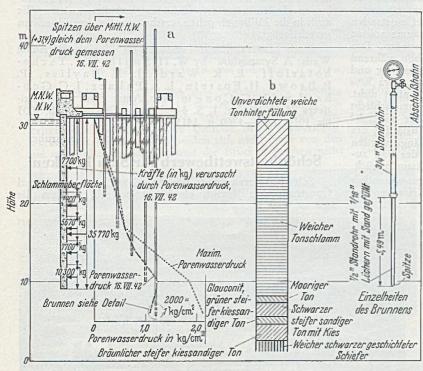


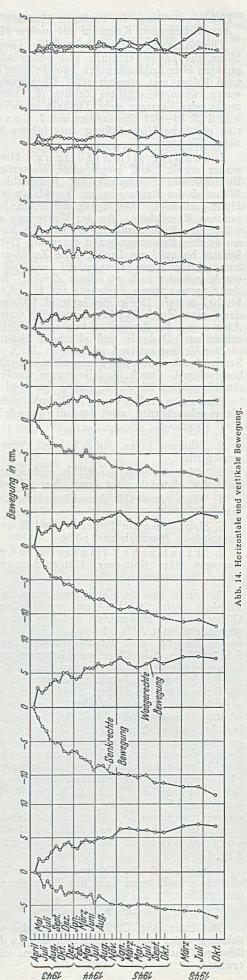
Abb. 13. a) Porenwasserdruck. b) Bodenprofil und Detailbeobachtungsbrunnen.

nahmen! Loos). Er schreibt dies dem höheren Sicherheitsfaktor der konstruktiven Teile zu und erläutert dies ausführlicher. Die Konstruktion nach Abb. 11 ergibt einen Sicherheitsbeiwert von etwa 1,3, wenn man die Wandreibung für den passiven Erddruck nicht berücksichtigt, von etwa 1,75. Wenn man die Standfestigkeit einer Mauer nach dem "Schwedischen Verfahren" berechnet, ist man froh, wenn man 1,5 erhält. E. schlägt deshalb vor, für den aktiven Druck die vollen Werte des Winkels der inneren Reibung, Kohäsion und Wandreibung nach den Versuchsergebnissen einzusetzen, einen Sicherheitsfaktor von 1,5 der theoretischen Werte des passiven Druckes für die Bestimmung der Form und Abmessungen der oberen Ankerkräfte anzuwenden und die Wirkung der Wandreibung bei Einschätzung des passiven Druckes wegzulassen. E. gibt dann noch einige allgemeine Winke für den Ansatz notwendiger Modellversuche.

#### Erfahrungen mit Bodenarten im Seebau (Palmer S. 72-85):

Der Inhalt sei hier nur kurz zitiert. Wenn auch die Art des Vorgehens und die gemachten Erfahrungen interessieren, handelt es sich doch wesentlich um örtliche Baugrundbeurteilungen und Beobachtungen, untermalt durch bodenphysikalische Versuche der üblichen Art. P. sagt selbst: "Die Grundsätze der Bodenmechanik sind durch zwei Beispiele dieses Berichts erläutert. Das erste betrifft Pfahlgründungen in plastischem Ton und das andere eine ausgedehnte, auf weichen Boden am Ufer geschüttete Sandmasse als Gründung für eine Kaizunge, die durch zwei Reihen von Spundwänden eingeschlossen wurde." Es ist also das, was die Holländer "Grondverbetering" = Bodenverbesserung vor dem Bau nennen.

Für den Bauingenieur der Praxis besonders aufschlußreich sind die letzten beiden Themen der Berichtsreihe



Hohlraumbildung in sandigen Hinterfüllungen und Ausweichen einer Kaimauer mit toniger Hinterfüllung.

Die bisherigen Berichte behandelten hauptsächlich Einblicke aus Labor-Versuchen und konstruktiven Gesichtspunkten über Erddruck gegen Spundwände. Der Ingenieur weiß jedoch erst, wieweit seine Überlegungen vorsichtig waren, wenn er sichtbare Zeichen der Enttäuschung bemerkt oder Versager sieht. Deshalb beschreiben 1. Gebhard (S. 84—92) eine sandige und 2. Cox e (S. 93—100) eine plastische Hinterfüllung ausgeführter Kaimauern an tiefem Wasser.

1. Sandige Hinterfüllung. Hinter eine Kaimauer wurde Sand eingespült. Wassertiefe rd. 12 m Konstruktion: Betonplatte auf Holzpfählen. Abb. 12. Während des Baues war ein Sanddamm von rd. 3,4 m Höhe geschüttet. Bauvorgang wie üblich: Schlitz, Pfählerammen, Betonplatte. An der Wasserseite sollten Spundwände den Sand zurückhalten, aber der Kriegszeit wegen wurde eine Betonspundwand gerammt. Dabei entstanden Schlitze bis zu 7 cm Breite. Alle Zwischenräume sollten ausgespült und mit Zementmörtel ausgefüllt werden. Das wurde versucht, auch mit reinem Zement. Schon während des Baggerns traten Einbrüche auf, bis zu 60 m lang und bis 10,7 m tief. Der größte hatte rd. 5000 m³. Etwa 30% der Fugen (durch Taucher festgestellt) waren nicht dicht. Aber wegen der Betonplatte waren die Hohlräume schlecht erkennbar. Dadurch sind plötzliche Einbrüche möglich!

Der Verlust entstand größtenteils durch Auslaufen des Sandes (auch andere komplizierte Zusammenhänge werden besprochen!). Durch Modellversuche wurde der Fall zusätzlich geklärt. Die Pfähle hielten den Sand kaum zurück.

Zusammenfassung: Obwohl nichts wesentlich Neues gebracht wird, zeigt der Fall folgende Erfordernisse:

- 1. Dichte Wände sind wichtig.
- 2. Sicherung gegen zeitlich höheren Porenwasserdruck.
- 3. Dichte Stellung der Pfähle verhindern nicht den Materialverlust durch Ausspülung.
- 4. Gute Auswahl des Hinterfüllungsmaterials.
- 5. Maßnahmen zur Inspektion und Ersatz ausgespülten Materials sind nötig.
- 2. Plastische Hinterfüllung. Versagen einer Kaimauer, Untersuchungen, Schlußfolgerungen, Abhilfe,

Es wurde eine Stahlbetonspundwand angeordnet statt Stahl! 61 cm stark. Den Querschnitt, das Bodenprofil und den Porenwasserdruck gibt Abb. 13 wieder. Die Kai-

mauer besteht aus Betonspundwand, vertikalen und Schrägpfählen, Schwellrost und Betonaufbau. Ein Saugbagger beseitigte 9 m des weichen Materials, dann wurden die Pfähle gerammt, 6 m des Füllmaterials verklappt und die Betonmauer ausgeführt. Bald traten Risse auf. Man versuchte das Ausweichen der Mauer durch eine Steinschüttung zu stoppen. Nach 5 Monaten wurden schon fast 2 m Ausweichen und eine Setzung von 0,58 m festgestellt. Alles wies darauf hin, daß der hohe seitliche Erddruck durch den erhöhten Porenwasserdruck zustande kam, Messungen wurden eingeleitet. Im August 1942 (nach rd. 8 Monaten) wurden vertikale Sanddrainagen in 2,4 bis 3,0 m Abstand eingebracht (336 Stück!). Dazu Auflast von einer 1,5 m starken Sandschicht, die später wieder weggenommen wurde. Das wirkte. Nach einem Jahr wurde tiefer gebaggert und schließlich der Kai repariert. Von April 1943 bis Oktober 1946 wurde weiter beobachtet. Abb. 14.

Dadurch wird die Notwendigkeit von Versuchen, Beobachtungen, Entwurf nach den Bodeneigenschaften usw. unterstrichen.

#### Diskussionsbeiträge.

Die Amer. Soc. Civil. Engrs. hat die wertvolle Einrichtung, einige Monate lang Zuschriften zu den Veröffentlichungen anzunehmen und abzudtucken. Sie seien kurzerwähnt,

Peck, selbst auf dem Gebiet der Bodenmechanik tätig, hält zwar die Versuche für nützlich, aber die Klärting und Auswertung der Ergebnisse für unnötig kompliziert. Die Feststellungen über Gewölbebildung im Boden scheinen ihm ohne Berücksichtigung der entsprechenden Faktoren durchgeführt. Deshalb hält er bindende Schlüsse für verfrüht. Er empfiehlt u. a. Beobachtungen an ausgeführten Kaimauern und damit ausgedehnte Vorschläge für weitere Versuchsreihen.

Auch andere Fachleute kritisieren zwar wohlwollend, nennen das Versuchsprogramm "ehrgeizig" und bringen allerlei Winke, für die jetzt hier kein Raum ist. Meist begründen sie ihre Anregungen mit der Feststellung, daß die Berichtsfolge als vorläufiger Bericht bezeichnet wurde.

Die Berichtsreihe bietet trotzdem eine Fülle von Anregungen, von denen hier nur ein Teil gebracht werden konnte. Bei den Millionenprojekten der U.S.A. im Hafenbau und den möglichen Schäden und Ersparnissen, die auch in die Millionen gehen, erscheinen die Versuchsreihen gerechtfertigt.

Nach "Lateral Earth Pressures on Flexible Retaining Walls: A Symposium" by W. H. Smith, G. P. Tschebotarioff, E. R. Ward, J. R. Bayliss, P. P. Brown, H. Epstein, L. A. Palmer, J. C. Gebhard and L. C. Coxe in Proc. Amer. Soc. Civil Engineers 74 (1948) Nr. 1, S. 4—92, dazu Diskussion 8, 1003 bis 1014, 1257—1260 u. 1415—1418.

W. Loos, Karlsruhe.

#### Schönheitswettbewerb für Stahlbrücken.

Seit 1929 veranstaltete das American Institute of Steel Construction alljährlich einen Wettbewerb, in dem die

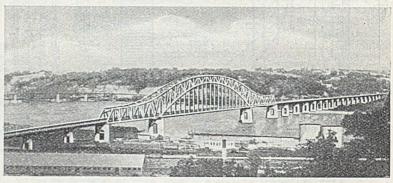


Abb. 1. Missicsippi-Brücke Julien Dubuque (Mittelöffnung l = 257,70 m).

schönsten Stahlbrücken des Jahres mit einem Preise ausgezeichnet wurden. Über die Prämiierung der im Jahre 1934 erbauten Brücken wurde berichtet Bauingenieur 17 (1936) S. 32 und über den Wettbewerb für das Jahr 1935 Bauingenieur 17 (1936) S. 529.

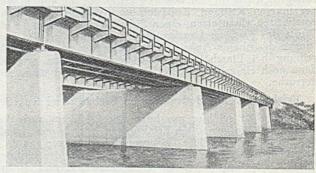


Abb. 2. Brücke über den Saco River (Vollwandige Balken mit l = 33,55 m).

Nach einer längeren Unterbrechung durch den zweiten Weltkrieg ist diese Übung jetzt wieder aufgenommen worden, und zwar wurden 1948 zunächst Preise vergeben für die während der Jahre 1942—47 ausgeführten Brücken. Die Bauwerke wurden in 4 Klassen eingeteilt:

1. feste Brücken mit mehr als 122 m Stützweite (Abb. 1), 2. solche mit weniger als 122 m Stützweite, aber mehr als ½ Mio. \$ Baukosten (Abb. 2 und 3),

3. feste Brücken kleinerer Stützweite mit weniger als ½ Mio. \$ Baukosten (Abb. 4 und 5),

4. bewegliche Brücken,

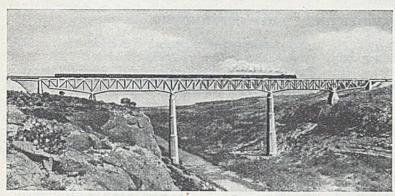


Abb. 3. Eisenbahnbrücke über den Pecos River (l = 114 m).

Die Bilder zeigen 5 von den 9 prämiierten Brücken (außerdem erhielten noch 12 andere Bauwerke eine "lobende Anerkennung"). Man erkennt deutlich die eingetretene Entwicklung. Die Umrisse der Fachwerktragwerke Abb. 1 und 3 unterscheiden sich nicht mehr von den bei uns üblichen Formen, und die Brücken machen nicht

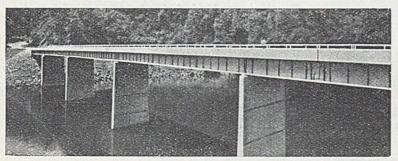


Abb. 4. Brücke über den Little Tennessee, N. Carol. (1 = 36,60 m).

mehr den "amerikanischen Eindruck", an dem man viele der älteren amerikanischen Fachwerkbrücken erkennen konnte. Man beachte in Abb. 3 auch die Stufung in den Flanken der etwa 100 m hohen Pfeiler.

Für die Vollwandbalken, Abb. 2 und 4, gilt Ähnliches wie für die Fachwerke. In Abb. 2 ist eine eigenartige Ausbildung der Konsolen sichtbar, die vermutlich durch die besonderen Anforderungen an die Widerstandsfähigkeit des Geländers bedingt ist. Bei dem vollwandigen Gerberbalken, Abb. 4, ist in der rechten Öffnung die Gelenkausbildung zu erkennen. Die beiden Trägerenden sind dort nicht, wie bei uns üblich, stufenförmig, sondern schräg abgesetzt und mit einem zug- und druckfesten Pendel verbunden.

Die auf weit auskragenden Pfeilern gelagerte kleine Balkenbrücke Abb. 5 ist von einer Stahlbetonkonstruktion kaum mehr zu unterscheiden.

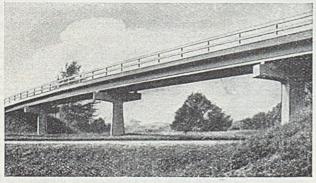


Abb. 5. Unterführung der Old Alfred Road (1 = 17,85).

Es ist also bemerkenswert, wie weit sich die Auffassungen in Amerika und in Europa einander genähert haben. Man versteht jetzt auch die Feststellung von O. H. Ammann, New York, der erst vor kurzem darauf hinwies, daß in U.S.A. "hinsichtlich mancher Konstruktionsformen neuerdings europäische Ideen befolgt wurden", vgl. Bau-

ingenieur 24 (1949) Seite 28. (Nach L'Ossature Métallique 14 (1949) S. 81.)

ure Metallique 14 (1949) S. 81.) Ferd. Schleicher, Düsseldorf.

# Bemerkenswerte Schalung für Brückenpfeiler.

Alle Landstraßen im Staate Maine USA. führen durch Augusta und kreuzen hier den Kennebee-Fluß auf einer längst unzulänglich gewordenen städtischen Brücke. Um diesen Übelstand zu beseitigen, wird eine etwa 2 km lange Umgehungsstraße gebaut, die den Kennebee auf einem 600 m langen Bauwerk überschreitet. Der Hauptteil des Bauwerks besteht aus einer geraden Gerberbrücke über 5 Öffnungen. Daran schließt sich eine leicht

gebogene Vollwandbalkenbrücke über 6 Öffnungen an. Die neue Brücke hat eine Fahrbahnbreite von 8,40 m und 2 Fußwege von je 1,80 m. Die Fahrbahn liegt 33 m über dem Strom. Alle Pfeiler bis auf 2 sind auf Stahlpfählen gegründet. Die Strompfeiler stehen wegen des starken Eisganges parallel zur Flußrichtung.

Besonders bemerkenswert ist die Verwendung ausnehmend großer Abschnitte vorbereiteter Schalung (Abb. 1). Bei den zweiteiligen, durch einen Riegel verbundenen Landpfeilern wurden die Schalungen für die Säulen je nach der Höhe des Pfeilers in einem oder in zwei Teilen vorbereitet. Nachdem auch die Stahlbewehrung in die Schalform eingebracht worden war, wurde diese durch einen Kran an Ort und Stelle gebracht. Bei den höheren Pfeilern wurde die Bewehrung etwa in der Mitte gestoßen, so daß 2 gleich große Formen entstanden. An ihrem oberen Ende wurde eine Aufhängevorrichtung vorgesehen, die die Stahlbewehrung zu

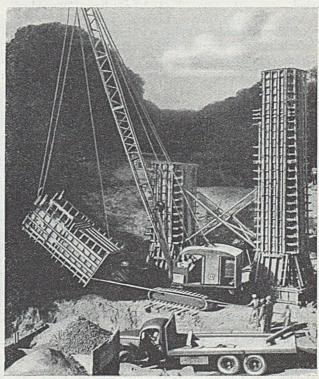


Abb. 1. Die vorbereiteten Schalformen mit der tertig eingebauten Bewehrung werden mit Raupenschleppern angefahren und mit Kränen aufgestellt,

tragen und damit Spannungen von der Form fernzuhalten hatte. Bei den ganz schweren Formen, die bis zu 8 t wogen, wurde das Gewicht der Bewehrung sogar unmittelbar auf den Kran übertragen. Die Schalkörper wurden vom Kran mit 2 Seilen hochgehoben und in der Luft

gerade gestellt. Da die Schalkörper als eine Einheit hergestellt und dann in 2 Teile zerschnitten worden waren, bereitete das Ausrichten keine Schwierigkeiten. Es wurden auch keine Gerüste gebraucht. (Nach Engg. News-Record 142 (1949) Nr. 25, S. 42.) E. Weiß, Berlin.

## Buchbesprechungen und Neuerscheinungen.

Glocker, Dr. Richard, Prof. für Röntgentechnik an der Techn. Hochschule Stuttgart: Materialprüfung mit Röntgenstrahlen, unter besonderer Berücksichtigung der Röntgen-Metallkunde. 3. erw. Aufl., VIII + 440 S., Gr. 8° mit 349 Abb., Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag 1949, Preis DMark 58.— in Ganzleinen geb.

Die beiden Aufsätze über die Messung elastischer Spannungen mit Hilfe röntgenographischer Verfahren in Heft 4 dieser Zeitschrift dürften auch dem in der Praxis stehenden Bauingenieur gezeigt haben, welche Bedeutung den röntgenographischen Untersuchungsmethoden zukommt, ganz abgesehen von der allgemein bekannten Durchleuchtung. Es ist deshalb sehr zu begrüßen, daß das grundlegende Buch von Glocker neu erschienen ist. Von den für das Bauwesen wichtigen Kapiteln sind außer den einleitenden Ausführungen über Erzeugung und Eigenschaften der Röntgenstrahlen zu erwähnen die Grobstrukturuntersuchung (Durchleuchtung) mit inter-essanten Beispielen aus allen Gebieten der Technik, die Spektralanalyse und die Feinstrukturuntersuchung. Den Bauingenieur werden vielleicht am stärksten interessieren die Abschnitte über die Struktur von Metall-Legierungen, die Verbreiterung der Röntgen-Interferenzen infolge der verschiedenen Ursachen, die Messung von elastischen Spannungen sowie die Kristalltexturen. Die mathematischen Ableitungen sind in einem Anhang zusammengefaßt. Ein Verzeichnis sorgfältig ausgewählter Literatur gibt die Möglichkeit zur weiteren Vertiefung.

Das Buch von Glocker, das lange nicht mehr erhältlich war, verdient auch in den Kreisen der Bauingenieure stärkste Beachtung. Es ist wertvoll nicht nur für wissenschaftlich oder im Laboratorium arbeitende Ingenieure, sondern auch für alle Stellen, die mit der Werkstoffprüfung oder mit der Untersuchung an Bauwerken befaßt sind.

F. Schleicher, Düsseldorf.

Ricken, Theodor, Dipl.-Ing.: Grundzüge der Schweißtechnik. 2. verbesserte und ergänzte Auflage. 72 Seiten. Größe 16×23 cm. Mit 105 Textabbildungen. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag, 1949. Preis: DMark 5.—.

Die Neuauflage kann man umsomehr begrüßen, als in der Kriegszeit in Deutschland praktisch Wesentliches über die Schweißtechnik nicht mehr veröffentlicht wurde. Es sei darauf hingewiesen, daß auch der Bauingenieur immer weniger umhin kann, sich mit der Schweißtechnik zu befassen, da sie in allen Gebieten des Bauwesens immer mehr Anwendung findet. An dem Büchlein von Ricken ist hervorzuheben, daß es auf gedrängtem Platz in klarer Ausdrucksweise, unterstützt durch viele gute Zeichnungen und Bilder, alles Wissenswerte vermittelt, wobei auch die letzten Neuerungen berücksichtigt sind. Aus dem Inhalt seien nur die Hauptgruppen erwähnt: Begriffserklärung, die einzelnen Schweißverfahren, darunter eingehend Gasschmelzschweißung und elektrische Lichtbogenschweißung. Das Kapitel über Entwurf, Berechnung und Ausführung geschweißter Bauten ist für den Bautechnicker anregend, obschon in einem so kurzgefaßten Leitfaden weitgehende theoretische Betrachtungen naturgemäß nicht gebracht werden konnten. Weitere Kapitel über die Sondergebiete der Schweißtechnik und die Prüfung der Schweißnähte, Betweißtechnik und die Prüfung der Schweißnähte, Betweißer merkungen über die Kalkulation der Schweißnähte und ein Schrifttumsnachweis bilden den Schluß des durchaus empfehlenswerten Büchleins. Druck und Bildwiedergabe ist einwandfrei.

O. Wundram, Hamburg.

Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. 3. ber. und erw. Aufl., Stand Mai 1949. 164 S. Gr. DIN A 5 mit 56 Textabb. und Gesamtstichwortverzeichnis. Berlin: Verlag von W. Ernst & Sohn, 1949. Preis DMark 5.— br.

Die Neuauflage ist in allen Punkten auf den heutigen Stand gebracht. Sie ist erweitert um die neu herausgekommenen DIN 4231 (Instandsetzung beschädigter Stahlbetonhochbauten, Richtlinien für Ausführung und Berechnung) sowie DIN 4232 (Geschüttete Leichtbetonwände für Wohnund andere Aufenthaltsräume, Richtlinien für die Ausführung).

F. Schleicher, Düsseldorf.

Jahrbuch der Rhein.-Westf. Techn. Hochschule Aachen. Herausgeber Gustav Plessow, Dr. phil., a. pl. Prof. an der Techn. Hochschule Aachen, im Auftrage des Rektors und des Senats. 244 S. DIN A4. Mit vielen Abbildungen. Essen: Verlag W. Girardet 1949. Preis Ganzleinen DMark 29.40.

Die Aachener Hochschule tritt mit einem Jahrbuch an die Öffentlichkeit, um ihren Freunden ein Bild über ihre äußere Wiederherstellung und ihr wissenschaftliches Leben zu geben. Dies geschicht an Hand von Tabellen sowie von Übersichten, die bei der Wiedereröffnungsfeier im Januar 1946 und bei der Rektoratsübergabe im Januar 1948 gegeben wurden, ferner in überzeugender Weise durch eine Anzahl von wertvollen Aufsätzen, die als Beispiele einen Einblick in Forschung und Lehre seit Kriegsende vermitteln. Zwei grundsätzliche Fragen, die alle Techn. Hochschulen bewegen, werden von dem derzeit amtierenden Rektor Prof. Dr.-Ing. W. Müller als besonders wesentlich bezeichnet:

"Erstens, die Hochschule muß für einen modernen, leistungsfähigen und rentablen Zuschnitt der technischen Ausbildung größer werden. Sie möchte und könnte, wenn es ihr ermöglicht wird, mehr Studierende ausbilden. Zweitens, was die Ausstattung der Hochschule mit laufenden Mitteln für die Forschung angeht, so ist sie in der gleichen mißlichen Lage wie alle übrigen Hochschulen in Deutschland. Den Techn. Hochschulen müssen aber größere Mittel zusließen, damit sie künftig in der Lage sind, eine erhebliche Verstärkung der naturwissenschaftlichtechnischen Forschung, besonders auch der Grundlagenforschung durchzuführen."

Dem vorzüglich ausgestatteten Buch ist — trotz seines hohen Preises — in akademisch interessierten Kreisen weite Verbreitung zu wünschen. A. Mehmel, Darmstadt.

W. Kaufmann, Dr.-Ing. habil., o. Prof. a. d. Techn. Hochschule München: Statik der Tragwerke. Dritte ergänzte und verbesserte Auflage (Handbibliothek f. Bauingenieure, IV. Teil, 1. Band) 314 Seiten, Gr.  $16\times24^{1/2}$  cm, mit 364 Abb. Berlin-Göttingen-Heidelberg: Springer-Verlag 1949. Preis geh. DMark 25,50.

Der Mangel an geeigneten Lehrbüchern hat sich in den ersten Nachkriegsjahren sowohl für den praktisch tätigen Ingenieur als auch besonders für die Studierenden recht unangenehm fühlbar gemacht. Wenn auch inzwischen einige wertvolle Bücher über Statik erschienen sind, so verdient doch die Herausgabe des Buches von Kaufmann besondere Beachtung insofern, als damit wieder ein Lehrbuch zur Verfügung steht, das auf gedrängtem Raum—dabei aber doch in die Tiefe gehend— das gesamte Gebiet der Statik vermittelt.

Die dritte Auflage ist in einzelnen Teilen umgearbeitet und ergänzt, lehnt sich aber in der Gliederung des Stoffes eng an die ersten Auflagen an. Der erste Abschnitt befaßt sich mit den allgemeinen Grundlagen, die beiden folgenden Abschnitte behandeln die statisch bestimmten Tragwerke, getrennt nach Stabwerken aus biegungsfesten Stäben und Fachwerken einschl. räumlicher Fachwerke. Der vierte Abschnitt bringt die Ermittlung der elastischen Formänderungen, und die allgemeine Theorie der statisch unbestimmten Systeme sowie deren praktische Berechnung bilden den Schluß.

Wenn auch in den letzten Abschnitten dem Kraftgrößenverfahren als bleibender Grundlage der Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke der größte Teil eingeräumt ist, so ist doch auch der neueren Entwicklung der Formänderungsgrößenverfahren Rechnung getragen, indem deren Grundlagen und die praktische Anwendung an einer Reihe von Beispielen gebracht werden. — Bei der Berechnung symmetrischer Tragwerke durch Einführen von Lastgruppen würden die unsymmetrischen Momentenflächen (Abb. 360 und 364c) zweckmäßig vermieden, da es gerade der Vorteil dieses Verfahrens ist, bei vorliegender Symmetrie des Tragwerkes ausschließlich mit symmetrischen und antisymmetrischen Gleichgewichtszuständen arbeiten zu können.

Es ist zu erwarten und zu wünschen, daß das vielgefragte Buch zahlreiche neue Freunde, besonders unter der studierenden Jugend, finden wird.

E. Kohl, Braunschweig.

Charisius, K. Dr.: Bauschäden, ihre Ursachen und Verhütung. 168 S., Gr. DIN A 5 mit 78 Tafeln und 55 Textabb. Berlin: Verlagsges. mbH. Max Lipfert 1949. Preis geh. DMark 7—

Das Buch gliedert sich in zwei Teile: A) Schadensfälle, B) Schadensverhütung. Der Teil A) behandelt 1) Mauer- und Dachziegel, 2) Mauer-, Putz- und Fugenmörtel, 3) Beton, 4) Steinholz, 5) Wandplatten und Fliesen, und zwar in der Weise, daß insgesamt 39 Schadensfälle beschrieben und ihre Ursachen untersucht werden. Diese Fälle sind alle der Praxis entnommen, Photos sind zur Erläuterung beigegeben. Für Praktiker und Wissenschaftler bringt dieser Teil wertvolles Material. Der Teil

B) enthält i. W. ein kurzgefaßtes technologisches Repetitorium über die unter A, 1—4 genannten Bauelemente und Baustoffe sowie einen ebenfalls sich auf die wichtigsten Zusammenhänge beschränkenden Abschnitt über chemische Einwirkungen besonders auf Mörtel und Beton. Für ein ins Einzelne gehendes Studium ist eine schöne Zusammenstellung des Schrifttums wertvoll.

Der Teil A füllt eine Lücke im Schrifttum aus und sollte bei einer Neuauflage des Buches, unter Umständen auf Kosten des Teiles B, erweitert werden.

A. Mehmel, Darmstadt.

Technisches Fachwörterbuch: Stahl- und Eisenbau und verwandte Industrien, Englisch-Deutsch und Deutsch-Englisch. Herausgegeben vom Wirtschaftsverband Stahl- und Eisenbau. Bearbeitet von Hans Grote und Ernst Weichbrodt, XII+192+191 Seiten, Gr. 11×17 cm. Bielefeld: F. Eilers Verlag G.m.b.H., 1949. Preis Halbleinen DMark 16,—.

Jeder Leser fremdsprachiger Literatur kennt die Lücken, die auch in den besten der allgemeinen Wörterbücher fühlbar werden, sobald er technische oder wissenschaftliche Arbeiten liest. Das vorliegende Unternehmen ist verdienstvoll, weil es für ein wichtiges Teilgebiet des Bauingenieurwesens ein zusätzliches Hilfsmittel zur Hand gibt. Das Buch umfaßt über 16 000 Stichworte aus den Gebieten des Stahlbaues und dessen Nachbarschaft. Wie Stichproben ergaben, ist es ein brauchbarer Helfer, trotz einiger Schwächen, die ihm z. B. hinsichtlich der theoretischen Ausdrücke noch anhaften.

F. Schleicher, Düsseldorf.

Schleier, E., Dr.: Mathematik. 12. unveränderte Auflage, 349 Seiten, Größe Din A 5, mit 396 Abbildungen. Stuttgart: Mundus-Verlag, 1949. Preis geb. DMark 10,80.

Koppin, Harry, Dr.: Die Verantwortung bei Bauten. Dritte umgearbeitete und erweiterte Auflage, 72 Sciten. Wiesbaden: Bauverlag G.m.b.H., 1949. Preis brosch. DMark 3,50.

#### Persönliches.

## Prof. Dr.-Ing. Heinrich Wittmann 60 Jahre.

Am 7. 11. 1949 vollendete Herr Prof. Dr.-Ing. Heinrich Wittmann, Karlsruhe, das 60. Lebensjahr. W. ist

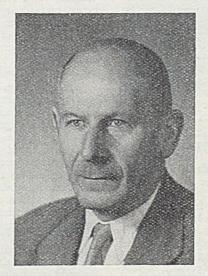
in Schwetzingen, Baden, geboren und aufgewachsen. Er besuchte die Schulen in dem benachbarten Mannheim. Nach dem Abitur im Jahre 1907 studierte er an der Techn. Hochschule Karlsruhe Bauingenieurwesen und bestand am 15. 7. 1912 seine Diplomprüfung. Nach zweijähriger Praxis am Nordostsee-kanal wurde seine Berufslaufbahn durch vierjährigen Kriegsdienst unterbrochen. Nach dem Krieg war er im Vorbereitungsdienst für den höheren techn. Dienst der Badischen Wasserund Straßenbauverwaltung, legte 1920 die Staatsprüfung ab und wurde in den staatlichen Dienst übernommen. In Donaueschingen, Freiburg und bei der Zentralstelle in Karlsruhe war er bis 1928 an den verschiedensten Entwürfen großer Wasserbauten und an der Abklärung ihrer Einwirkungen auf Wasserhaushalt und Bodenkultur tätig. Deren bedeutendster war wohl der in den Jahren 1923/25 von ihm bearbeitete Entwurf für die Niedrigwasserregulierung des Rheins zwischen

Straßburg/Kehl und Istein, der die Grundlage der später durchgeführten Schiffbarmachung des Rheins auf dieser 115 km langen Strecke bildete. W. promovierte 1927 mit einer Dissertation über "Einfluß der Korrektion des Rheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins". Von 1928 bis 1934 war W. im Reichsverkehrsministerium, Abtlg. Wasserstraßen, als engster Mitarbeiter von Hoebel tätig.

W. wurde 1934 als Nachfolger von Rehbock auf den Lehrstuhl für Wasserbau an die Techn. Hochschule Karlsruhe berufen, wo er gleichzeitig die Leitung des Flußbaulaboratoriums übernahm. Es war ihm dort vergönnt, die mannigfaltigsten Probleme zu untersuchen und wertvolle Erfahrungen aus dieser zähen und nur von Eingeweihten richtig zu würdigenden Forschungsarbeit zu schöpfen, bis der Krieg mit der Zerstörung der Anlagen eine Unterbrechung brachte. Sobald es jedoch die Umstände zuließen, wurde der Wiederaufbau betrieben und seit 1947 ist unter der Leitung Wittmanns neben das Flußbaulaboratorium noch die Versuchsanstalt für Wasser-, Erd- und Grundbau der bizonalen Verwaltung für Verkehr, Abtlg. Wasserstraßen, getreten.

Die Veröffentlichungen Wittmanns sind zu zahlreich, als daß sie hier einzeln erwähnt werden könnten. Es muß jedoch gesagt

könnten. Es muß jedoch gesagt werden, daß er in seinen Arbeiten stets bestrebt war, auf der Erkenntnis der naturgegebenen Grundlagen aufzubauen und zu allgemein gültigen Lösungen zu gelangen, auch wenn das Ergebnis überraschend



und der landläufigen Betrachtungsweise widersprechend war. Es verdient aber auch der Lehrer Wittmann der Erwähnung, der es verstand, seinen Schülern eine vielseitige und anregende Vorlesung darzubieten, wobei nie der Zusammenhang mit den Grundlagen des Wasserbaues außer Acht gelassen wurde.

Zum 60. Geburtstage wünschen wir dem Jubilar alles Gute. Möge er noch viele Jahre in der Lage sein, in schöpferischer Reife zu forschen, zu gestalten, zu raten und zu lehren.

G. Schneider, Freiburg i. Br.

#### Prof. Dr.-Ing. Emil Kammer 75 Jahre alt.

Professor Dr.-Ing. Emil Kammer, emeritierter Ordinarius für Statik an der Technischen Hochschule Darmstadt, vollendete am 8. Juni 1949 in geistiger und körperlicher Frische sein 75. Lebensjahr. Der um die Ausbildung der Bauingenieure hochverdiente Jubilar darf des dankbaren Gedenkens und der besten Wünsche nicht nur seiner zahlreichen Schüler, sondern auch vieler Freunde sowie der Fachwelt gewiß sein.

Prof. Kammer stammt aus Großcannapinnen in Ostpreußen. In Tilsit absolvierte er das Realgymnasium, aus dem zu fast gleicher Zeit auch Hermann Sudermann hervorgegangen ist. An den Technischen Hochschulen in Berlin, Hannover und München studierte er ab 1894 Bauingenieurwesen. Schon vor Ablegung seiner Diplomprüfung, die er nach ihrer Einführung an den Techn. Hochschulen nachholte, war er seit 1898 als Konstrukteur und Statiker in dem bekannten Berliner Zivilingenieurbüro Schumacher tätig. In den Jahren 1905/06 gehörte er der Bauabteilung der Eisenbahndirektion Köln und von 1906 bis 1908 der Breslauer Baupolizei an. Seiner starken Neigung zur wissenschaftlichen Betätigung folgend, ging er anschließend wieder an die Berliner Hochschule, und zwar als Oberingenieur an den Lehrstuhl von Geheimrat Siegmund Müller. Er widmete sich nunmehr der Vertiefung seiner statischen Kenntnisse durch den Besuch der Sondervorlesungen von Müller-Breslau, aber auch physikalische und mathematische Vorlesungen fanden sein Interesse. Diese intensive wissenschaftliche Tätigkeit führte im Jahre 1915 zu seiner Promotion zum Dr.-Ing., im Jahre 1919 zur Erteilung einer Privatdozentur für Statik und im Jahre 1919 zur Verleihung des Titels Professor. Als im Jahre 1921 an der Darmstädter Hochschule ein besonderer Lehrstuhl für Statik, einschließlich Stahlhochbau und bewegliche Brücken, errichtet wurde, berief man K. als geeigneten Vertreter der Müller-Breslauschen Schule, die damit eine neue und wohl ihre erste Pflegestätte südlich des Maines erhielt. Heute läßt sich, nach nahezu 30 Jahren, feststellen, daß diese Berufung ein sehr glücklicher Griff der Darmstädter Hochschule gewesen ist. Mit großem Lehrtalent begnadet, baute K. eine Statikschule auf, die die neuzeitliche und erfolgreiche Statik dem Bauingenieur in besonders zweckmäßiger Form und wissenschaftlicher Strenge eindrucksvoll vermittelte. Der Segen dieser Richtung des Statik-Unterrichtes hat sich in Darmstadt vielfältig bewährt.

Mit seiner Dissertation über die Anwendung statisch unbestimmter Hauptsysteme, die Müller-Breslau und alle folgenden Verfasser von Lehrbüchern über Statik zitiert haben, rückte K. in die erste Reihe der damaligen Forscher auf dem Gebiet der Stabstatik. Diese bedeutsame Arbeit war das Gegenstück zu der früheren ebenso bekannten Arbeit von Siegmund Müller über das Gruppenlastenverfahren zur Lösung statisch unbestimmter Tragsysteme. Beiden Wegen ist die statische Deutung des Gaußschen Algorithmus zur Auflösung linearer Gleichung gemeinsam. Es bleibt dabei dahingestellt, welches Verfahren im Einzelfalle den Vorzug verdient. Meist ist es eine Frage der Gewohnheit. Immerhin ist dem Kammerschen Verfahren wohl die größere Anschau-

lichkeit des stufenweisen Aufbaues der statischen Überzähligen eigen, wobei die Anwendung des sog. "Reduktionssatzes" für den Erfolg entscheidend ist. Ein weiterer Vorzug besteht in der leichtmöglichen Vermeidung statisch empfindlicher Systeme. Das Kammersche Verfahren stellt auch eine statische Deutung bestimmter Regeln der Matrizenrechnung dar, worauf erst 20 Jahre nach seiner Doktorarbeit von mathematischer Seite hingewiesen wurde. Die Matrizenrechnung erlaubt eine beliebige Unterteilung der Matrix, wozu das Kammersche Verfahren durch beliebige (selbstverständlich sinnvolle) Wahl statisch unbestimmter Hauptsysteme ohnehin führt. Der Erfolg der Untersuchung war im starken Matse eine Frage der zweckmäßigen Bezeichnungsweise. Hierfür bot die Müller-Breslausche Bezeichnungsweise, die heute in aller Welt anerkannt ist, die beste Grundlage. So atmet also K a m m e r s Arbeit den Geist der M ü 1 l e r-Breslauschen Statik in besonders spürbarer Weise. Aus dem gleichen wissenschaftlichen Nährboden entwickelte K. noch manche andere Arbeit, wie zum Beispiel die in der Zeitschrift "Eisenbau" veröffentlichte Darstellung der Einflußlinien für horizontale Wanderlasten an Bögen. Die Klarheit und klassische Strenge seiner Darstellungsweise kommt in seinem Buch "Der durchlaufende Träger", Berlin 1926, besonders schön zum Ausdruck.

Seine großen Lehrerfolge erstreckten sich auch auf die konstruktiven Fächer. In vorbildlicher Weise hatte er die Grundlagen des Stahlhochbaues und der beweglichen Brücken für den Unterricht und die Übungen aufbereitet. Mit der Praxis verbanden ihn schon in seiner Berliner Zeit vor allem gutachtliche Tätigkeiten.

Seine Herzensgüte und Aufgeschlossenheit für die Sorgen der Jugend erklärt deren Zuneigung zu ihm als ihrem väterlichen Freund. Seine Studenten, die sich mit ihm auch in der Fröhlichkeit verbunden fühlten, waren ihm aber vor allem dafür dankbar, daß er den vorlesungen vor jeder anderen Ambition den unbedingten Vorrang gab. Auch seine Kollegen schätzten die Lauterkeit seiner Gesinnung und die Klarheit seines Urteiles ganz besonders. Seine Fähigkeit, gegensätzliche persönliche Interessen auszugleichen, wurde in der Hochschule immer wieder mit Ertolg in Anspruch genommen. Das Vertrauen seiner Kollegen berief ihn im Jahre 1927/28 zum Rektor der Techn. Hochschule. Auch alle anderen akademischen Ämter bekleidete er mit vorbildlicher Selbstlosigkeit.

Seine Naturverbundenheit, die er wohl seinen bäuerlichen Vorfahren verdankt, prägt sich in seiner großen Wander- und Reiselust aus, aber auch in seiner natürlichen und sogar bis heute noch sportlichen Lebensweise aus. Mit ganzer Freude und tietverinnerlichter Gründlichkeit erlebte er die Schönheiten und Eigenarten eines großen Teiles unserer Erde. Die Krönung dieses Naturerlebnisses, eine für die Zeit seiner Emeritierung geplante Weltreise, verhinderte leider der Krieg.

Prof. Kammer hat sich nach seiner Emeritierung von seiner Lehrtätigkeit völlig zurückgezogen, um sich ganz und gar seinen geistigen Interessen zu widmen. Er ist jetzt ein regelmäßiger Besucher physikalischer und chemischer Vorlesungen an der Darmstädter Hochschule. Bereits während seiner Amtstätigkeit pflegte er solche segensreiche Querverbindungen zwischen den Fakultäten. Sein besonderes Interesse galt von jeher der Philosophie und der schöngeistigen, stark auf Goethe ausgerichteten Literatur, wovon eine großartige Privatbibliothek Zeugnis ablegte, die er leider mit seinem gesamten Eigentum bei einem der ersten Luftangriffe auf Darmstadt verlor. Mit philosophischem Gleichmut hat er diese Schicksalsschläge überwunden und hofft mit uns allen auf einen Wiederaufstieg Darmstadts, das ihm mit seinen herrlichen Wäldern so recht zur neuen Heimat geworden ist und ihm noch schöne Jahre der Beschaulichkeit bescheren möge.

K. Klöppel, Darmstadt.

## PFAHL-GRÜNDUNG

System Brechtel



JOHANNES BRECHTEL · LUDWIGSHAFEN a. RHEIN Telefon Nr. 2828/29 · Telegr.-Adr.: Bohrbrechtel-Ludwigshafenrhein

> Zweigbüro: München 23, Birkenfeldstraße 4 Telefon Nr. 33 252

## Abdeckroste

für hohe Belastung in jeder gewünschten Form

# STEINHAUS

GMBH . DUISBURG

Wir fertigen an:

für den Bergbau Schienen-Nägel für das Baugewerbe Rohrhaken, Bankeisen, Krampen, Fenstereisen, Mauerhaken.

Erforderliche Materialgestellung: Schmiedbares Rund- oder Vierkanteisen (auch Abfälle) 6-14 mm  $\varnothing$ 

FR. RUFUS LUCK, Inh.: Erich Rothämel, (15a) Steinbach-Hallenbg. (Thür.)

600 mm2 kompl. Bauzüge

mit je 31/2 km Gleis 93/15 kg-Schienen, 1 Dampflok 90 PS und 29 Holzkasten-Selbstkippern 2 m³ zum sofortigen Einsatz im Ostsektor oder in der Ostzone zu vermieten; auch Beteiligung kommt in Frage. Zuschriften erbeten unter Bau 105 an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35



Mittlere Stahlbaufirma der britischen Zone sucht einen selbständigen

# beringenieur

möglichst Dipl.-Ing., der dem technischen Büro vorstehen und den gesamten Verkehr mit der Kundschaft übernehmen kann. Die Position ist selbständig und nach Einarbeitung ggf. mit Prokura verbunden. Schriftliche Angebote unter Bau 106 an den Springer-Verlag, Anzeigen-Abteilung, Berlin W 35, erbeten

Großer industrieller wasserwirtschaftlicher Verband des rheinisch - westfälischen Industriegebietes

sucht jungen, nicht über 40 Jahre alten, zielstrebigen, tüchtigen und charakterlich einwandfreien

# Wasserbauingenieur

mit zweiter Staatsprüfung oder gleichwertiger Vorbildung, der befähigt ist, in einigen Jahren in führender Stellung verantwortlichen Posten zu übernehmen. Es kommt nur eine Persönlichkeit in Frage, die Außergewöhnliches zu leisten imstande ist.

Bewerbungen mit ausführlichem selbstgeschriebenem Lebenslauf, Zeugnisabschriften und Kategorisierungsbescheid unter T. M. 3433 an Stamm-Werbung, Essen-Stadtwald, Goldammerweg 16 erbeten.

Hunderttausende Quadratmeter Betonflächen und Eisenkonstruktionen wurden im Laufe von Jahrzehnten wirksam geschützt mit



Firma PAUL LECHLER · Stuttgart N

# Gerüste und Tribünen

aus zerlegbarer Stahlrohrkonstruktion



# STAHLROHR-GERUST-BAU

der Röhren- und Roheisen-Großhandel G. m. b. H. (Vereinigte Stahlwerke)

Düsseldorf, Höherweg 271a / Fernspr. 24465/66

Vor kurzem erschien:

Das

# Cross-Verfahren

Die Berechnung biegefester Tragwerke nach der Methode des Momentenausgleichs

Von

Dr.-Ing. Johannes Johannson

Mit 18 Zahlenbeispielen und 137 Abbildungen. VI, 123 Seiten. 1948. DMark 14.40.

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg





Vor kurzem erschien:

Die Methoden der

# Rahmenstatik

Aufbau, Zusammenfassung und Kritik

Von

Dr.-Ing. habil. Otto Luetkens

Mit 38 Abbildungen und 9 Zahlentafeln. VII, 281 Seiten. 1949.

DMark 33 .-- , in Ganzleinen DMark 36 .--

Springer-Verlag / Berlin · Göttingen · Heidelberg