

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C 1 Steinplatz 0011

Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernsprecher: Breslau 421 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

5. Jahrgang

BERLIN, 24. Juni 1932

Heft 13

Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung elastischer Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Karl Hoening in Duisburg/Köln.

Bogentragwerke mit mehreren durch schmale Zwischenpfeiler getrennten Öffnungen sind sowohl in Stahl als auch in Stein, Beton und Eisenbeton recht häufig ausgeführt. Sie haben teils die Form hoher Viadukte und Talüberbrückungen, teils die weitgespannter Strombrücken. Die tragenden Bogen liegen fast immer unter der Fahrbahn. Insbesondere am Mittelrhein bei Mainz und Koblenz zeigen drei ältere Rheinbrücken in Stahlkonstruktion, daß diese Brückenform sich in früheren Jahren großer Beliebtheit erfreute. Heute sind sie, besonders im Stahlbau, gegenüber den Balkenbrücken mehr zurückgetreten, zweifellos nicht mit Recht, wenn man die ansprechenden, oft leichten und gefälligen Formen älterer Bauwerke dieser Art betrachtet. Die Ursache für dies Zurücktreten muß wohl in erster Linie in gewissen statischen Bedenken gesucht werden.

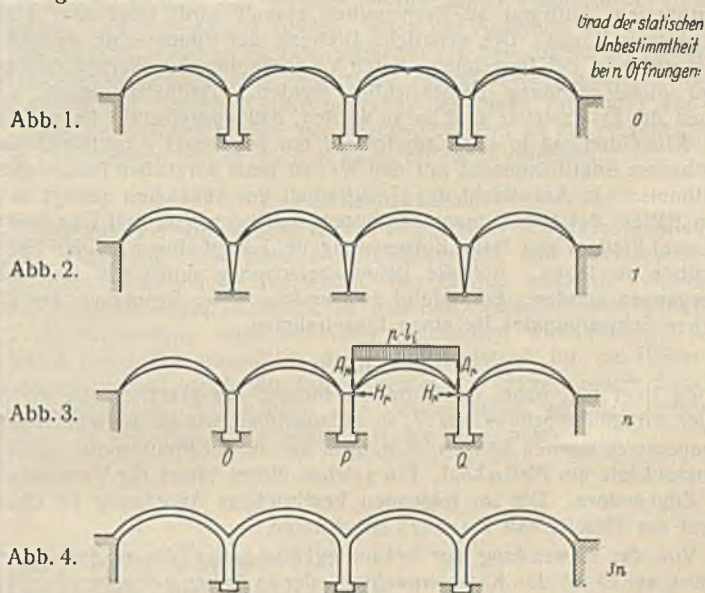
I.

Allen Ausführungen gemeinsam sind zwei feste, starre Widerlager und eine Anzahl verhältnismäßig schlanker, elastischer Zwischenpfeiler. Die Endwiderlager nehmen den vollen Bogenschub der Endüberbauten auf und müssen diesem Schub entsprechend bemessen und gegründet sein, dagegen gleichen sich auf den Zwischenpfeilern die von beiden Seiten wirkenden Bogenschubkräfte ganz oder teilweise aus. Je vollkommener der Schubausgleich ist, um so leichter und schlanker können die Pfeiler gehalten werden. Unausgeglichen bleibt bei einem Brückenüberbau stets der Bogenschub aus der Verkehrslast, der auf jeden Pfeiler je nach der Belastung der Überbauten entweder von rechts oder von links einwirkt. Wandernde Lasten verursachen daher schnellen Wechsel in der Beanspruchung der Pfeiler, der Fundamente und des Baugrundes, der unter Umständen zu beträchtlichen seitlichen Ausbiegungen führen kann. Zur Verminderung solcher Belastungsschwankungen ist eine hohe ständige Last oft erwünscht. Bei der Berechnung dürfte es, wenigstens bei Straßenbrücken, nicht immer erforderlich sein, für einen einzelnen Überbau die volle Verkehrslast zugrunde zu legen und die benachbarten Überbauten als völlig leer anzunehmen, da ein solcher Fall wohl nur bei einer Probelastung eintreten könnte. Im allgemeinen genügt hier wohl die Annahme etwas verminderter, über die Teilfläche gleichmäßig verteilter Lasten bei normalen Baustoff- und Baugrundbeanspruchungen, während die Vollbelastung einzelner Überbauten als außergewöhnlich betrachtet werden kann. Dagegen sind oft bestimmte Bauzustände für die Bemessung der Pfeiler und ihrer Fundamente maßgebend, bei denen noch kein Ausgleich der Schübe aus den Eigenlasten eingetreten ist.

Beim fertigen Bauwerk besteht eine Wechselwirkung zwischen den Verbiegungen und Drehungen der Pfeiler bei waagrechttem und lotrechttem Kraftangriff einerseits und der Einsenkung der Überbauten andererseits. Die Pfeilerbewegung wird bedingt durch die elastische Verformung des Pfeilerschaftes und die Drehung des Fundamentes infolge der Nachgiebigkeit des Baugrundes. Der Einfluß des Baugrundes, der in der Regel den des Pfeilerbaustoffes weit überwiegt, ist von der Bodenziffer c und von der Verteilung der positiven und negativen Reaktionen des Angriffsmomentes über die Bausohle abhängig. Beide werden in hohem Maße von der Baugrundbeschaffenheit und der Belastung beeinflusst. Die Bodenziffer c kann bei Sand- oder Tonboden zwischen 5 und 20 kg/cm³ liegen und steigt bei Felsboden auf 100 und mehr kg/cm³. Die Spannungsverteilung wird in der Regel linear angenommen, was indessen nur für sehr festen Boden zutreffen dürfte. Mit dieser Voraussetzung ist für das Angriffsmoment M die Kantenpressung p , wenn Abheben der Sohle vom Baugrund vermieden wird: $p = \frac{M}{W}$ und die Drehung $\gamma = \frac{M}{Jc}$, worin W das Widerstandsmoment, J das Trägheitsmoment der Sohlenfläche ist.

Messungen des Drehwinkels γ , die an den ausgeführten Bauwerken unter bekannter Belastung nicht schwer durchzuführen wären und die über die Bodenziffer c Aufschluß geben würden, sind bisher nicht bekannt geworden.

Es ist zur Klarstellung des Einflusses der Pfeilernachgiebigkeit auf die statischen Wirkungen der Verkehrsbelastung eines einzelnen Überbaues zweckmäßig, zunächst kurz die in den Abb. 1 bis 4 dargestellten Anordnungen zu betrachten.



Eine statisch bestimmte Anordnung mit Dreigelenkbogen-Tragwerken stellt Abb. 1 dar. Der Bogenschub H_p ist, wenn man von der Wirkung der Verformung absieht, unabhängig von der Nachgiebigkeit der Pfeiler, dagegen wird das Maß der Einsenkung hierdurch stark beeinflusst. Während der belastete Überbau sich wesentlich stärker einsenkt als bei starren Pfeilern, werden die unbelasteten Überbauten im Scheitel angehoben. Eine Entlastung der Pfeiler mit wachsender Ausbiegung tritt nicht ein.

Unabhängig von der Bodenziffer ist die Anordnung nach Abb. 2 mit Fußgelenken und Zweigelenkbogen. Der Bogenschub H_p der belasteten Öffnung wird durch die unbelasteten Überbauten auf die Endwiderlager übertragen. Der Schub H_p vermindert sich bei n gleichen Überbauten, von denen einer belastet ist, auf $\frac{1}{n}$ des Schubes, der bei starren Widerlagern auftreten würde, weil in der bekannten Elastizitätsgleichung für den Bogenschub der Zähler sich nur über einen, der Nenner dagegen über n Überbauten erstreckt. Daher erzeugt im belasteten Überbau ein Anteil von $\frac{n-1}{n}$ der Verkehrslast reine Balkenmomente. Die statische Wirkung des Bogenträgers beschränkt sich also hier auf die ständige Last und auf $\frac{1}{n}$ der Verkehrslast. Die Anordnung ist daher bei großem Baustoffaufwand recht nachgiebig.

Eine Erhöhung der Steifigkeit durch Zusammenwirken der Standicherheit der Pfeiler mit der Biegesteifigkeit der Überbauten ergibt die Anordnung nach Abb. 3. Der Bogenschub einer belasteten Öffnung

wirkt auf die anschließenden Pfeiler am stärksten und nimmt nach den vom Verkehr unbelasteten Widerlagern hin schnell ab. Als statisch unbestimmte Größen X werden zweckmäßig die zusätzlichen Bogenschübe infolge Ausweichens der Kämpfergelenke betrachtet. Diese ergeben sich für die belastete Öffnung negativ, für alle anderen positiv. Das statisch bestimmte Grundsystem wird mit dem Bogenschub H_p und den Auflagerkräften A_p belastet, die sich bei unverschieblichen Kämpferpunkten ergeben. Die Verschiebungen der so belasteten Pfeilerköpfe P und Q im Grundsystem sind, in waagerechter Richtung gemessen, δ'_p und δ'_q . An diesem Grundsystem greifen die Kräfte X so an, als seien die Pfeilerköpfe durch elastische Stäbe verbunden, welche die gleiche Nachgiebigkeit haben wie die Bogenträger bei Belastung in der Kämpferlinie. Sind diese Nachgiebigkeiten für den i -ten Überbau bei einem Kraftangriff $X_i = 1$ gleich δ'_i , die waagerechte Verschiebung des Pfeilerkopfes P bei einem Kraftangriff $X_i - X_{i-1} = 1$ gleich δ'_p , die entsprechenden Verschiebungen der Pfeilerköpfe O und Q gleich δ'_o und δ'_q , so lassen sich n dreigliedrige Elastizitätsgleichungen der Form:

$$\begin{aligned} & \dots\dots\dots (X_{i-1} - X_{i-2}) \delta'_o - X_{i-2} \delta'_{i-2} = 0 \\ & -(X_{i-1} - X_{i-2}) \delta'_o + (X_i - X_{i-1}) \delta'_p - X_{i-1} \delta'_{i-1} = -\delta'_p \\ & -(X_i - X_{i-1}) \delta'_p + (X_{i+1} - X_i) \delta'_q - X_i \delta'_i = +\delta'_p + \delta'_q \\ & -(X_{i+1} - X_i) \delta'_q \dots\dots\dots - X_{i+1} \delta'_{i+1} = -\delta'_q \end{aligned}$$

aufstellen, aus denen die Werte X zu berechnen sind. Der Einfluß der nur schätzungsweise zu bestimmenden Pfeilernachgiebigkeit auf die Beanspruchung und Einsenkung der Überbauten kann bei hohen Pfeilern und bei verhältnismäßig kurzen, starren Bogenträgern recht erheblich sein, führt also zu großer Unsicherheit der Berechnung. Es empfiehlt sich, diese für mehrere Grenzwerte von c durchzuführen.

Eine weitere Erhöhung der Systemsteifigkeit, die aber mit beträchtlich vergrößertem Aufwand an Rechenarbeit erkauft wird, zeigt Abb. 4 mit gelenklosen Bogen. Die elastische Drehung der Fundamente kann hier zweckmäßig in der Berechnung durch Vergrößerung der Pfeilerhöhen bei fester Fußeinspannung berücksichtigt werden. Trägheitsmomente und Höhen der Ersatzpfeiler sind so zu wählen, daß waagerechtes Ausweichen und Winkeldrehung in der Kämpferfuge bei gegebener Angriffskraft und gegebenem Angriffsmoment mit den Werten beim wirklichen Pfeiler übereinstimmen. In Anbetracht der Unsicherheit der Annahmen genügt es in allen Fällen, der Berechnung ein System aus höchstens drei Überbauten mit zwei Pfeilern und fester Einspannung der Kämpferfugen an den Enden zugrunde zu legen. Auf die Rahmenberechnung selbst soll hier nicht eingegangen werden. Sie erfolgt zweckmäßig unter Benutzung des elastischen Schwerpunktes für einen Einzelrahmen.

II.

Es liegt nun nahe, ein Mittel zu suchen, das gestattet, die auf die Pfeiler wirkenden Schubkräfte H_p so aufzunehmen, wie sie am wirksamsten aufgenommen werden können, d. h. nicht nur an der Pfeilersohle, sondern in erster Linie am Pfeilerkopf. Ein solches Mittel bietet die Verwendung von Zugbändern. Die im folgenden beschriebene Anordnung ist einem Patent der Gesellschaft Harkort entnommen.

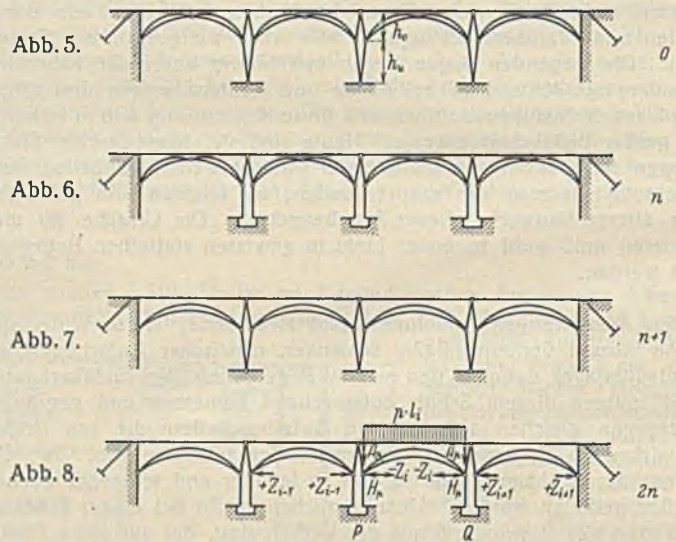
Von der Anwendung der bekannten Zugbänder, die an den Bogenträgern, sei es an den Kämpferpunkten oder an höher gelegenen Punkten der Bogengurtung, angreifen, soll hier abgesehen werden. Sie würden die Bogenträger hinsichtlich der Auflagerung in Balkenträger verwandeln und längsverschiebliche Lager erfordern. Der Ausgleich der Bogenschübe aus ständiger Last würde hierbei fortfallen. Vielmehr werde angenommen, daß der Zugbandangriff am erhöhten Pfeilerkopf, dicht oberhalb des Bogenscheitels, erfolgt. Die Pfeiler seien durch Stahlbauten oder Stahlarmierung biegungsfest ausgebildet, so daß die Bogenschubkräfte von den Kämpfern nicht nur auf die Bausohle, sondern auch auf den erhöhten Pfeilerkopf übertragen werden können. Dazu ist es z. B. zweckmäßig, senkrechte Armierungsanker mit Kopf- und Fußplatten zu versehen, zunächst lose durch das Mauerwerk oder den Beton des Pfeilerschaftes zu führen und sodann durch Schraubenmuttern oder Keile am Kopf scharf anzuziehen und sie darauf zu vergießen, so daß sie durch ihre Vorspannung den Pfeilerschaft auf Druck beanspruchen. Dadurch wird Klaffen der Fugen verhindert, und der Beton oder das Mauerwerk selbst erhält die erforderliche Biegefestigkeit.

Es wäre zwecklos, die Pfeilerköpfe ohne besondere Vorkehrungen hinsichtlich der Wärmeausdehnung durch Zugbänder zu verbinden, da die Längenänderungen deren Wirkung völlig aufheben würden. Um ihren Einfluß auszuschalten, ist es erforderlich, die Zugbänder so weit vorzuspannen, daß sie auch bei der größten vorkommenden Erwärmung nicht ihre Spannung verlieren und schlaff werden. Die waagerechten Kräfte aus dieser Vorspannung können nicht von den Zwischenpfeilern aufgenommen werden, sondern sie werden zu den Endwiderlagern geleitet, in denen die Zugbandenden verankert werden, so daß ihre Zugkraft dem Bogenschub der Endüberbauten entgegenwirkt. Die Widerlager bedürfen

dafür im allgemeinen keiner Verstärkung. Ist t_{max} die höchste vorkommende, t die Montagetemperatur, so erhält das Zugband vom Querschnitt F eine Vorspannung von wenigstens $S = (t_{max} - t) \alpha E F$. F soll für die ganze Zugbandlänge konstant gehalten werden, dann sind bei unverschieblichen Endwiderlagern sowohl die Gesamtlänge als auch alle Teillängen des Zugbandes vom Wärmezustand unabhängig. Erst nach erfolgter Vorspannung werden die Köpfe der Zwischenpfeiler fest an das Zugband angeschlossen, so daß waagerechte Kräfte von Pfeiler zu Pfeiler übertragen werden können.

Die größte Wärme-Vorspannung im Zugband tritt bei niedrigster Temperatur auf. Sie ist für die Querschnittseinheit, ohne Berücksichtigung etwaiger Nietlochschwächung: $\sigma_t = (t_{max} - t_{min}) \alpha E$. Liegt das Zugband im Schatten unter der Brückenfahrbahn, so wird $t_{max} - t_{min}$ keinesfalls mehr als $50^\circ C$ betragen. Es ist dann: $\sigma_t = \frac{50 \cdot 2 \cdot 100 \cdot 000}{85 \cdot 000} = 1235 \text{ kg/cm}^2$. Ist σ_{max} die größte zulässige Beanspruchung für das Zugband-Material, so ist eine Nutzbeanspruchung $\sigma_{max} - \sigma_t$ zur Aufnahme der Bogenschubkräfte verfügbar. Es ist daher zweckmäßig, für das Zugband hochwertigen Baustoff, also Baustahl St 52 oder kaltgezogenes oder legiertes Stahlmaterial, zu verwenden. Stahlkabel sind wegen ihrer größeren Dehnung und der zu geringen Querschnitte zu nachgiebig und daher weniger geeignet.

Grad der statischen Unbestimmtheit beim Öffnungen



Zunächst werde die Anordnung nach Abb. 5, Pendelpfeiler und Dreigelenkbogen, betrachtet, die ohne Zugband instabil wäre, und angenommen, daß der Bogenschub H_g infolge ständiger Lasten für alle n Überbauten gleich sei. Einer der mittleren Überbauten trage die auf die Öffnungsweite l_i gleichmäßig verteilte Verkehrslast $p l_i$. Der Horizontalschub H_p ist bei einem Bogenpfeil f : $H_p = \frac{p l_i^2}{8 f}$, seine Reaktionen auf Fuß- und Kopfgelenk der anschließenden Pfeiler mit den Teilhöhen h_u und h_o sind $K_{p_u} = H_p \cdot \frac{h_o}{h_u + h_o}$ und $K_{p_o} = H_p \cdot \frac{h_u}{h_u + h_o}$. Die Kraft K_{p_o} ist durch die Zugbandreaktion aufzunehmen. Diese zerfällt in zwei Teilkraft, nämlich Z_p im gestreckten Zugbandteil und D_p mit entgegengesetztem Vorzeichen im sich verkürzenden Teil. K_{p_o} ist gleich $Z_p - D_p$, wobei ihre Zahlenwerte sich addieren. Bei n gleichen Öffnungen von der Länge l und zwei Verankerungsenden s ist die Gesamtlänge des Zugbandes $L = n l + 2 s$.

$$Z_p = \frac{L-l}{L} \cdot K_{p_o}; \quad D_p = \frac{l}{L} \cdot K_{p_o}$$

Damit das Zugband auch bei Erwärmung und gleichzeitiger Verkürzung eines Teilabschnittes nicht schlaff wird, ist die Vorspannung um D_p zu erhöhen und beträgt: $S_v = (t_{max} - t) \alpha E F - D_p$; die größte Beanspruchung bei niedrigster Temperatur ist also:

$$\sigma_{max} = (t_{max} - t_{min}) \alpha E + \frac{K_{p_o}}{F}$$

Besonders bei den mehrfach statisch unbestimmten Anordnungen nach Abb. 6, 7 u. 8 trägt das Zugband in hohem Maße zur Vergrößerung der Steifigkeit des Bauwerks und zur Verminderung der Beanspruchungen in den Pfeilern und ihren Gründungen im Vergleich mit den entsprechenden Anordnungen ohne Zugband nach den Abb. 1, 2 u. 3 bei.

Zunächst werde die Anordnung nach Abb. 6 mit standsicher gegründeten Pfeilern und Dreigelenkbogen-Überbauten betrachtet. Bezeichnet

man die Öffnungen mit $1, 2, \dots, i-1, i, \dots, n$ und die zusätzlichen Zugbandkräfte infolge der Verkehrsbelastung einer Öffnung i , die von den Pfeilern P und Q begrenzt ist, mit $X_1, X_2, \dots, X_{i-1}, X_i, \dots, X_n$, so kann angenommen werden, daß der Bogenschub H_p der belasteten Öffnung vom Ausweichen der Kämpferlager unabhängig ist. Er verursacht im statisch bestimmten Grundsystem Verschiebungen der Pfeilerköpfe P und Q , in Höhe der Zugbandangriffspunkte, von δ_p^0 und δ_q^0 . Die Angriffskräfte $K=1$ an den Pfeilerköpfen haben Ausbiegungen $\delta'_1, \delta'_2, \dots, \delta'_{i-1}, \delta'_i, \dots, \delta'_n$ zur Folge. $K_{(i-1),i}$ ist die Differenz der am Pfeiler P angreifenden Zugbandkräfte X_{i-1} und X_i . Die Längenänderung Δl_i im Zugbandabschnitt i infolge der Spannkraft X_i ist $\Delta l_i = \frac{X_i l_i}{EF}$. Mit diesen Bezeichnungen können für die n Öffnungen n dreigliedrige Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden. Die Belastungsglieder in diesen sind für Öffnung $i-1$: $-\delta_p^0$, für Öffnung i : $(\delta_p^0 + \delta_q^0)$, für $i+1$: $-\delta_q^0$, wobei der positive Wert eine Verlängerung bezeichnet. Die Auswertung dieser Gleichungen und die Ermittlung der Unbekannten X bietet keine Schwierigkeiten.

Die Verschiebungen δ^0, δ' und δ der Pfeilerköpfe sowie die Spannkraft X sind auch hier von der nur schätzungsweise zu bestimmenden Nachgiebigkeit des Baugrundes abhängig, aber das Maß der Verschiebungen wird durch das Zugband wesentlich vermindert, die Steifigkeit des Bauwerks entsprechend erhöht, so daß der Mehraufwand an Pfeilerbaustoff und Gründungsabmessungen, der durch die Unsicherheit der statischen Berechnung bedingt ist, beträchtlich vermindert werden kann.

Bei Verwendung von Zweigelenkbogen nach Abb. 7 u. 8, die je eine weitere statisch unbestimmte Größe enthalten, erweist es sich wieder als zweckmäßig, den Horizontalschub H_p und die Auflagerkräfte A_p des belasteten Überbaues als äußere Belastungen des Grundsystems zu betrachten. Die zusätzlichen Spannkraften in den Zugbandabschnitten infolge dieser äußeren Belastung sollen wieder mit X , die Änderungen der Bogenschubkräfte infolge der Auflagerverschiebungen mit Z bezeichnet werden. Ein Zweigelenkbogen wird also hierbei ersetzt gedacht durch einen Dreigelenkbogen mit von der Lagerverschiebung unabhängigen Bogenschub H_p und durch ein elastisches Zugband zwischen den Kämpferlagern, das bei waagrecht wirkenden, an den Auflagerpunkten angreifenden Kräften dieselben Längenänderungen erfährt wie der Zweigelenkbogen. Ein unbelasteter Überbau, bei dem H_p und A_p fehlen, wird also nur durch das Ersatzzugband mit der Spannung Z vertreten. Die Lastwirkungen H_p und A_p werden so ermittelt, als seien die Auflager unverschieblich, die Kräfte Z sind als statisch unbestimmte Größen in die Berechnung eines aus den Pfeilern und den Zugbändern mit den Spannkraften X und Z bestehenden Systems einzuführen und nachträglich nach Ermittlung der Zahlenwerte, getrennt von den übrigen Lasten, bei Berechnung der Überbauten zu berücksichtigen.

Das statisch bestimmte Grundsystem besteht also bei der Anordnung nach Abb. 8 aus den elastisch eingespannten Pfeilern mit den Belastungen

H_p und A_p an den Pfeilern P und Q und mit den dadurch hervorgerufenen Ausbiegungen δ_p^0 und δ_q^0 . In dieses Grundsystem werden zwei Reihen von Zugbändern mit den Spannkraften X_1, X_2, \dots, X_n und Z_1, Z_2, \dots, Z_n eingefügt. Für die Werte X und Z können $2n$ Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden. Da jeder Wert X_i und Z_i außer von den Verschiebungswerten im Felde i nur noch von den Kräften in den Nachbarfeldern $i-1$ und $i+1$ beeinflußt wird, sind die Gleichungen im allgemeinen sechsgliedrig. Ihre Auflösung vereinfacht sich durch die meist vorhandenen Gleichheiten und Symmetrien der Formänderungsgrößen.

Für die Anordnung nach Abb. 7 ist das statisch bestimmte Grundsystem unsymmetrisch und wird daher zweckmäßig durch ein einfach statisch unbestimmtes Grundsystem ersetzt. Da die praktische Bedeutung dieses Systems derjenigen nach Abb. 8 weit nachstehen wird, ist die Berechnung, die unter ähnlichen Voraussetzungen wie oben erläutert ohne Schwierigkeiten aufgestellt werden kann, hier nicht eingehender verfolgt.

Das gelenklose System entsprechend Abb. 4 mit eingeschalteten Zugbändern ist nicht dargestellt. Seine Anwendung wird sich auf Ausführungen in Stein, Beton oder Eisenbeton beschränken, bei denen das Zugband in die Fahrbahn oder in Streckbalken eingebettet und dadurch zug- und druckfest ausgebildet wird. Es bedarf also hier keiner Vorspannung zur Ausschaltung von Wärmeschwankungen. Damit verwandelt sich aber das Zugband in einen tragenden Gurt und der Bogen in einen in die Pfeiler oder Widerlager eingespannten gelenklosen Zwickelbogen. Die Berechnung gestaltet sich dann ähnlich derjenigen für die Anordnung nach Abb. 4, also 3n-fach statisch unbestimmt, wobei die erhöhte Steifigkeit der Bogenzwickel zu berücksichtigen wäre. Zur Vereinfachung der Berechnung werden auch hier die statisch unbestimmten Kräfte und Momente zweckmäßig in die elastischen Schwerpunkte der Einzelrahmen verlegt.

Bei allen vorhergehenden Betrachtungen ist, um die Darstellung zu vereinfachen, nur von der Berechnung für Verkehrslast die Rede. Selbstverständlich können die gleichen rechnerischen Maßnahmen auch für ständige Last angewendet werden, wenn der Ausgleich der Bogenschubkräfte nicht zu erreichen ist, oder wenn bei den Bauarbeiten die zusammenwirkenden Bogenträger nicht gleichzeitig freigesetzt werden können. Gerade in diesem Fall ist der Baustoffaufwand, der durch vorheriges Verlegen, Vorspannen und Anschließen von Stahlzugbändern an die Pfeilerköpfe bei den Gründungen erspart werden kann, oft recht erheblich.

Zusammenfassung.

Die Systeme aneinandergereihter Bogenträger mit gelenkig gelagerten oder nachgiebig eingespannten Zwischenpfeilern und unverschieblichen Endwiderlagern werden betrachtet. Der Einfluß von mit Vorspannung über die Pfeilerköpfe verlegten, in den Endwiderlagern verankerten und an die Pfeilerköpfe angeschlossenen Zugbändern wird verfolgt. Dieser Einfluß vermindert wesentlich den Baustoffaufwand für die Pfeiler und Fundamente und erhöht die Systemsteifigkeit. Er vermindert ferner die Abhängigkeit der Spannungen und Verformungen von der rechnerisch schwer zu erfassenden Nachgiebigkeit des Baugrundes.

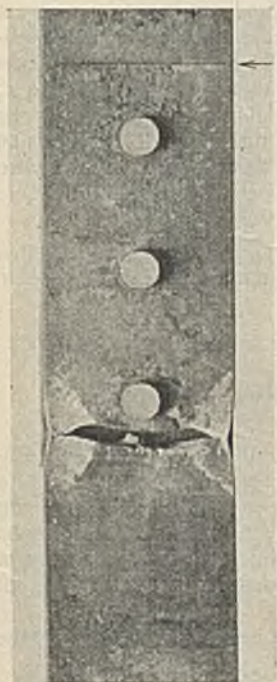


Abb. 1. Dauerbruch vor dem Nietloch (eine Lasche abgenommen).

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Gleitwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen wurden.

Von Otto Graf, Stuttgart.

Bei ordnungsmäßigem Nieten entstehen in den Nieten Klemmkraften. Diese bewirken Reibungskraften zwischen den vernieteten Blechen (Gleitwiderstand). Wird die Nietverbindung auf Zug oder Druck belastet, so geschieht die Kraftübertragung zunächst durch Reibung. Erst wenn der Gleitwiderstand überschritten ist, berühren die Nieten die Lochwände; dann nehmen die Nieten unmittelbar den Teil der Belastung auf, welcher nicht durch Reibung übertragen wird.

In gut hergestellten Nietverbindungen aus St 37 mit Nieten aus St 34 und mit starker Nietbesetzung ($\sigma : \sigma_1 : \tau = 1 : 1,4 : 0,5$) hat der Gleitwiderstand die Kraftverteilung so beeinflusst, daß bei zulässigen Belastungen die höchste Anstrengung nicht im Lochquerschnitt entstand, sondern schon vor diesem

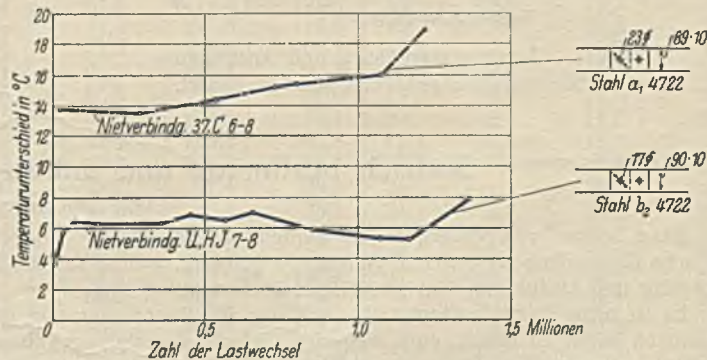


Abb. 2. Temperaturerhöhung in Nietverbindungen (die obere mit hohem, die untere mit geringem Gleitwiderstand).

im vollen Blech. Demgemäß erfolgte bei Dauerzugversuchen mit Lastwechseln zwischen nahezu 0 und σ der Bruch vor dem Nietloch, wie das Beispiel in Abb. 1 erkennen läßt. Aus solchen Versuchen ist zu entnehmen, daß der Gleitwiderstand in Nietverbindungen

| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | | 9 | | | 12 | |
|---|---|----------------------------|-------------------|---|---|-----------------------------------|--------------------|---|--------------------|------------------------|--|--------------------------------|
| | | | | | | 8 | | 10 | | | | 11 |
| | | | | | | Temperaturen am Ende des Versuchs | | Mittelwerte der Temperaturen über die gesamte Versuchsdauer | | | | |
| Form der Probe-stäbe | Stahl-sorte | Bezeichnung der Probestäbe | Niet-durch-messer | Zug-anstrengung der Flacheisen $\sigma_0^{(2)}$ | Loch-leibungs-druck $\sigma_{10}^{(2)}$ | Niet-temperatur | Raum-temperatur | Niet-temperatur | Raum-temperatur | Temperatur-unterschied | Bemerkungen | |
| | | | mm | kg/mm ² | kg/mm ² | Grad C | Grad C | Grad C | Grad C | Grad C | | |
| Reihe 1 Eintreihige Nietverbindungen ¹⁾ | a ₁ 4722 | 37, C 8—10 | 23 | 17,9 | 51,6 | 33,6 | 20,6 | 31,5 | 19,3 | 12,2 | Nietverbindung nicht gebrochen | |
| | | 37, C 6—8 | 23 | 19,0 | 54,7 | 41,9 | 22,3 | 35,4 | 20,0 | 15,4 | | Nietverbindung gebrochen |
| | | 37, C 4—6 | 23 | 22,0 | 62,6 | 36,9 | 20,4 | 36,9 | 20,4 | 16,5 | | |
| | a ₂ 4722 | U, C 15—17 | 23 | 12,0 | 34,4 | 22,4 | 16,4 | 23,4 | 18,6 | 4,8 | Nietverbindung nicht gebrochen | |
| | | U, C 1—3 | 23 | 13,0 | 37,3 | 29,7 | 18,2 | 26,9 | 18,2 | 8,7 | | |
| | | U, C 6—8 | 23 | 14,0 | 40,0 | 29,1 | 16,9 | 28,8 | 18,6 | 10,2 | | |
| | | U, C 11—13 | 23 | 16,0 | 46,0 | 33,6 | 20,9 | 33,3 | 21,3 | 12,0 | | |
| | | U, C 4—6 | 23 | 17,9 | 51,1 | 38,9 | 20,7 | 38,1 | 21,4 | 16,7 | | |
| | b ₁ 4722 | U, C 8—10 | 23 | 20,0 | 57,1 | 47,1 | 21,8 | 45,1 | 22,1 | 23,0 | Nietverbindung gebrochen | |
| | | 37, DE 17—18 | 17 | 11,7 | 48,0 | 26,9 | 19,5 | 24,0 | 16,9 | 7,1 | | |
| | b ₂ 4722 | U, HJ 6—7 | 17 | 8,0 | 33,1 | 24,4 | 19,5 | 23,2 | 18,3 | 4,9 | Nietverbindung nicht gebrochen Eine Niete gebrochen Nietverbindung gebrochen | |
| | | U, HJ 7—8 | 17 | 8,5 | 36,1 | 26,1 | 18,2 | 24,7 | 18,6 | 6,1 | | |
| | | U, DE 7—8 | 17 | 9,3 | 39,0 | 33,7 | 27,6 | 32,8 | 27,2 | 5,6 | | |
| | Reihe 2 Dreireihige Nietverbindungen ¹⁾ | b ₁ 4722 | 37, DE 4—5 | 17 | 19,3 | 26,6 | 18,7 ³⁾ | 15,2 ³⁾ | 24,4 ³⁾ | 20,6 ³⁾ | 3,8 ³⁾ | Nietverbindung nicht gebrochen |
| 37, DE 7—8 | | | 17 | 21,0 | 29,2 | 23,6 | 20,0 | 21,5 | 17,0 | 4,5 | | |
| 37, DE 11—12 | | | 17 | 22,0 | 30,5 | 24,8 | 18,6 | 24,8 | 18,3 | 6,5 | | |
| 37, DE 14—15 | | | 17 | 23,0 | 32,2 | 24,0 | 17,0 | 24,4 | 17,9 | 6,5 | | |
| 37, DE 16—17 | | | 17 | 24,0 | 33,8 | 25,1 | 17,8 | 25,5 | 18,2 | 7,3 | | |
| b ₂ 4722 | | 37, DE 4—5 | 17 | 26,0 | 35,9 | 28,4 | 17,8 | 30,1 | 19,0 | 11,1 | Nietverbindung gebrochen | |
| | | U, FG 8—9 | 17 | 10,0 | 14,2 | 17,6 | 15,0 | 19,7 | 17,1 | 2,6 | | |
| | | U, FG 3—4 | 17 | 11,0 | 15,5 | 23,5 | 20,7 | 23,2 | 20,1 | 3,1 | | |
| | | U, DE 9—10 | 17 | 15,1 | 21,1 | 24,3 | 18,0 | 24,0 | 18,2 | 5,8 | | |
| | | U, DE 4—5 | 17 | 19,0 | 26,6 | 34,4 | 25,9 | 34,8 | 26,0 | 8,8 | | |
| | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | |

1) Näheres vgl. Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen, S. 25 u. f. Mit den Angaben der Spalte 3 der vorliegenden Zahlentafel lassen sich die Einzelheiten über die Abmessungen der Proben in der angegebenen Schrift verfolgen. — 2) An der oberen Belastungsgrenze. — 3) Mittel der Temperaturen aus nur zwei Meßstellen.

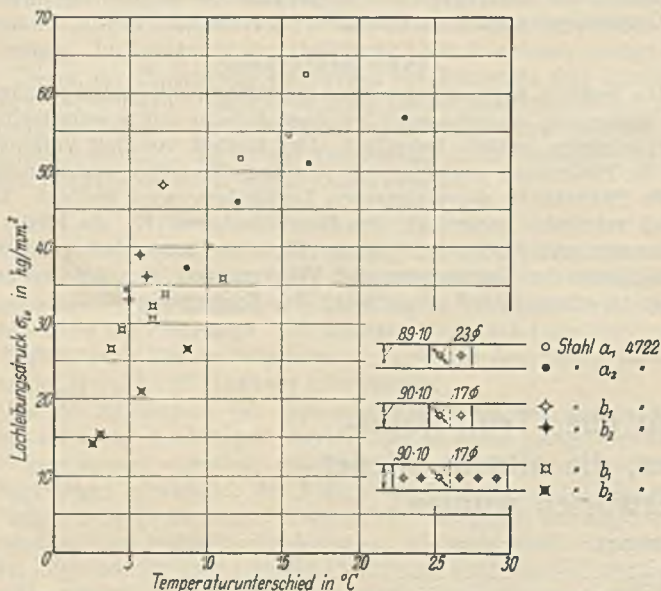


Abb. 3. Temperaturerhöhung und Anstrengung an Nietverbindungen verschiedener Bauart.

dungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen werden, wertvoll ist¹⁾.

Im Anschluß an die bereits veröffentlichten Versuche ist bei Nietverbindungen, die rasch wechselnden Zugbelastungen unterworfen wurden (Lastwechsel von 0 bis zur oberen Grenze minutlich 350 mal), die Erwärmung der Nietköpfe gemessen worden, und zwar bei einreihigen und bei dreireihigen Verbindungen. Diese Erwärmung erfolgt durch Reibung in den Preßflächen, weiter durch Biegung der Niete usw. Bei höherem Gleitwiderstand bleiben die Verschiebungen und Verbiegungen kleiner; deshalb muß auch die in Wärme umzusetzende Reibungsarbeit kleiner bleiben. Gemäß Abb. 2 zeigten sich zunächst rasch ansteigende Temperaturunterschiede gegenüber der umgebenden Luft, die sich später kürzere oder längere Zeit auf ungefähr gleicher Höhe hielten und schließlich, wenn der Bruch der Nietverbindung bevorstand, nochmals anstiegen. Abb. 3 zeigt die Abhängigkeit der Temperaturunterschiede von den Lochleibungsdrücken für drei Versuchsgruppen. Bei Beurteilung dieser Darstellung ist zu beachten, daß die Nietverbindungen mit den Stählen α_2 und b_2 4722 mit wesentlich kleineren Klemmkraften ausgestattet waren als die Nietverbindungen aus den Stählen α_1 und b_1 4722. Demgemäß zeigten auch die Nietverbindungen mit den höheren Klemmkraften, also mit dem höheren Gleitwiderstand, bei gleicher Anstrengung kleinere Temperaturerhöhung, und zwar bei allen drei Versuchsgruppen.

1) Ausführliche Mitteilungen vgl. bei Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, von Niet- und Schweißverbindungen. VDI-Verlag, Berlin 1931.

Alle Rechte vorbehalten.

Statisch bestimmte und unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Lorenz Schmitz, Köln.

Beim Entwurf von Fördergerüsten werden vielfach, um eine möglichst einfache Berechnung zu erzielen, Annahmen gemacht, welche für die Berechnung und Ausführung von grundlegender Bedeutung sind.

Es ist nicht immer ratsam, sich bei den Annahmen nur von dem Gedanken leiten zu lassen, eine möglichst einfache Berechnungsweise zu erhalten. Man muß vielmehr einen Mittelweg wählen, der einerseits zu einer großen Annäherung führt, andererseits aber keine allzu schwierige und umständliche Berechnung erfordert.

Die übliche Voraussetzung gelenkiger Lagerung der Strebe am Gerüstkopf und auf den Fundamenten kann gemacht werden, ohne bei der Berechnung zu sehr von der Ausführung abzuweichen. Die andere Annahme, daß das Führungsgerüst auf den Schachträgern gelenkig gelagert ist, obschon bei der Ausführung alle Führungsgerüstpfosten auf

den Schachträgern fest angeschlossen werden, bringt dagegen eine Ungenauigkeit in die Konstruktion, die je nach der Ausführung und Form des Fördergerüsts bedeutend sein kann. Durch die feste Lagerung des Führungsgerüsts auf den Schachträgern entsteht eine Einspannung, durch die die einzelnen Stäbe des Gerüsts anders beansprucht werden, als die statisch bestimmte Berechnung bei Annahme eines Gelenkes auf den Schachträgern ergibt.

Wie groß diese Unterschiede in den Spannungen der einzelnen Stäbe sind, soll nachstehend gezeigt werden.

Für ein Gerüst (Abb. 1), das von der Humboldt-Deutzmotoren-Aktiengesellschaft, Köln, im Ruhrrevier ausgeführt wurde, sollen beide Berechnungsarten durchgeführt werden. Den Berechnungen werden die am 17. Juli 1927 herausgegebenen Seilfahrtbestimmungen zugrunde gelegt.

1. Statisch bestimmte Berechnung.

Das Fördergerüst bildet nach Fortlassung der für die eigentliche Tragkonstruktion entbehrlichen Stäbe den in Abb. 2 dargestellten Bock. Durch die Annahme, daß die Strebe nur Achsialkräfte aufnehmen kann, und bei der Voraussetzung, daß die Resultierende der Auflagerdrücke A und B die Verbindungslinie A—B halbiert, ist dieser Bock statisch bestimmt.



Abb. 1.

Die Kraftzerlegung ist in Abb. 2 dargestellt. Sie ist mit der Kraft-einheit durchgeführt, um bei den verschiedenen Belastungen die Stabkräfte durch einfache Multiplikation der erzeugenden Kraft mit dem Seilzug Z zu erhalten.

Da sämtliche Kräfte, die das Führungsgerüst belasten, in der Richtung P—C wirken (s. Abb. 2), so genügt es, für das Führungsgerüst zur Ermittlung der Stabkräfte auch nur einen Cremonaplan für die Kräfteinheit aufzustellen.

Bei Durchführung der Berechnung müssen folgende Belastungen berücksichtigt werden, da das Gerüst für eine Doppelförderung konstruiert ist.

Belastungsfall:

- a) Seilbruch im Seitentrum der Förderung I 549,00 t
- b) 1/3 Seilbruch im Mitteltrum der Förderung I 178,00 t
- c) Betriebslast im Mitteltrum der Förderung II 68,50 t
- d) Betriebslast im Seitentrum der Förderung II 66,60 t
- e) Eigengewicht des Aufbaues 18,00 t
- f) Winddruck auf das Führungsgerüst 12,50 t
- g) Winddruck auf den Aufbau des Gerüsts 5,00 t
- h) Eigengewicht der Seilscheibenbühne 42,00 t
- i) Eigengewicht der Seilscheiben 40,00 t
- k) Eigengewicht der Strebe 80,00 t
- l) Eigengewicht des Führungsgerüsts 14,35 t
- m) Fahren des Korbes gegen die Prellträger 58,75 t
- n) Aufsetzen des Korbes auf die Fangstützen 25,70 t.

Bei Belastungsfall 1 (Eigengewicht des Führungsgerüsts) ist angenommen, daß die Spannung in den Führungsgerüststützen nach unten linear wächst.

Die aus den verschiedenen Belastungen sich ergebenden Stabspannungen sind mit Cremonaplan ermittelt, und die Maximalspannung jedes Stabes ist in Spalte 2 der Zahlentafel 1 aufgetragen.

2. Statisch unbestimmte Berechnung.

Wird bei der Aufstellung der Berechnung nur die gelenkige Lagerung der Strebe am Gerüstkopf und auf den Fundamenten vorausgesetzt, so ist die Fördergerüstkonstruktion statisch unbestimmt. Der nachfolgend durchgeführten Berechnung sind die Stabquerschnitte zugrunde gelegt, die die statisch bestimmte Durchrechnung ergab, mit denen das Führungsgerüst auch ausgeführt wurde. Die Belastungen, die am Führungsgerüst auftreten, sind dieselben wie bei der statisch bestimmten Berechnung.

Belastungsfall a.

Seilbruch im Seitentrum der Förderung I:
R = 549,0 t.

Von dieser Last entfällt auf die zu untersuchende Wand des Führungsgerüsts:

$$R_a = 549,0 \cdot \frac{4,44}{5,30} = 460,0 \text{ t.}$$

Als statisch unbestimmte Größe wird hier die der Strebenachse parallele Kraft X eingeführt (siehe André: Fördergerüste).

Die Stabkräfte für die einzelnen Belastungsfälle werden mittels Cremonaplänen und eines Verschiebungsplanes für den Zustand X = -1 ermittelt.

In diesem Plan sind die Verschiebungen des Angriffspunktes der äußeren Kräfte in Krafrichtung eingetragen.

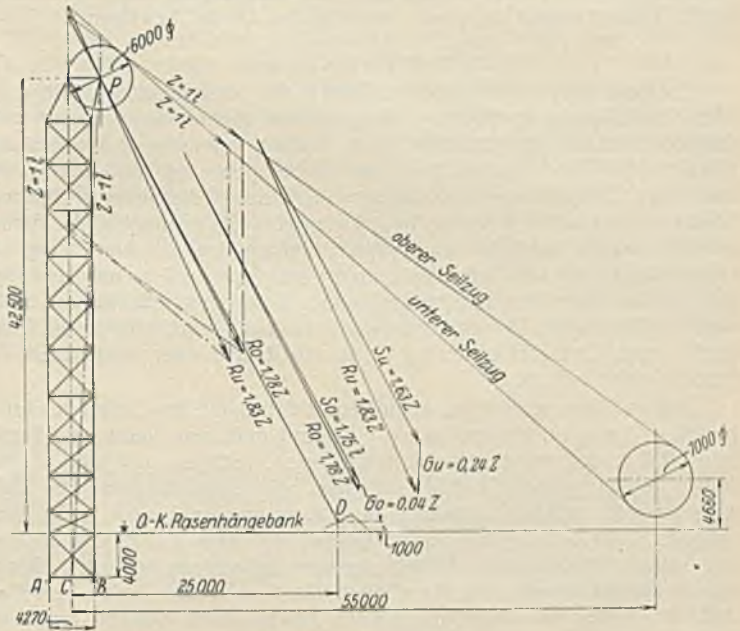


Abb. 2.

Die aus den verschiedenen Belastungsfällen auf die zu untersuchende Wand des Führungsgerüsts wirkenden Kräfte sind bei:

- Belastungsfall b: $R_b = 111,00 \text{ t}$
- Belastungsfall g: $W_g = 2,50 \text{ t}$
- c: $R_c = 25,70 \text{ t}$
- h: $P_h = 21,00 \text{ t}$
- d: $R_d = 10,80 \text{ t}$
- i: $P_i = 20,00 \text{ t}$
- e: $R_e = 9,00 \text{ t}$
- k: $P_k = 20,00 \text{ t}$
- f: $W_f = 6,25 \text{ t}$

Die aus den Belastungsfällen a bis n sich ergebenden wirklichen Spannungen sind in Zahlentafel 1, Spalte 3, eingetragen.

Wird bei Förderung I in beiden Trums Betriebslast vorausgesetzt, d. h. normale Förderung in allen Trums, und bleibt bei Belastungsfall e bis n

Zahlentafel 1.

| Stab Nr. | Statisch bestimmte Berechnung | | | Statisch unbestimmte Berechnung | | | |
|----------|-------------------------------|---|--|---------------------------------|---|--|---------|
| | bestimmte Berechnung | unbestimmte Berechnung, Seilbruch in einem Trum | unbestimmte Berechnung, Förderlast in allen vier Trums | bestimmte Berechnung | unbestimmte Berechnung, Seilbruch in einem Trum | unbestimmte Berechnung, Förderlast in allen vier Trums | |
| 1 | — 87,8 | + 172,2 | + 122,0 | 15 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 2 | — 77,2 | + 171,8 | + 116,0 | 16 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 3 | — 71,6 | + 159,6 | + 108,1 | 17 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 4 | — 64,2 | + 148,4 | + 97,3 | 18 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 5 | — 60,6 | + 137,7 | + 86,0 | 19 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 6 | — 54,1 | + 126,2 | + 74,1 | 20 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 7 | — 47,4 | + 115,1 | + 62,8 | 21 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 8 | — 40,5 | + 103,2 | + 50,7 | 22 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 |
| 9 | — 33,7 | + 91,4 | + 38,8 | 23 | — | — 16,6 | — 12,18 |
| 10 | + 57,5 | + 76,4 | + 25,7 | 24 | + 12,7 | + 23,7 | + 20,2 |
| 11 | + 63,9 | + 68,1 | + 15,7 | 25 | + 10,6 | + 22,5 | + 19,2 |
| 1' | — 90,5 | — 232,5 | — 129,2 | 26 | + 12,1 | + 26,7 | + 23,2 |
| 2' | — 94,3 | — 219,5 | — 120,4 | 27 | + 12,1 | + 26,7 | + 23,2 |
| 3' | — 99,8 | — 214,9 | — 116,7 | 28 | + 13,1 | + 23,7 | + 20,2 |
| 4' | — 105,9 | — 203,7 | — 109,3 | 29 | + 13,8 | + 31,8 | + 26,4 |
| 5' | — 113,4 | — 191,9 | — 102,3 | 30 | + 13,8 | + 31,8 | + 26,4 |
| 6' | — 121,9 | — 170,4 | — 92,7 | 31 | + 13,8 | + 31,8 | + 26,4 |
| 7' | — 130,2 | — 160,5 | — 78,1 | 32 | + 13,8 | + 31,8 | + 26,4 |
| 8' | — 137,8 | — 153,5 | — 74,7 | 33 | + 13,4 | + 31,0 | + 24,8 |
| 9' | — 146,7 | — 139,3 | — 63,9 | 34 | + 13,4 | + 31,0 | + 24,8 |
| 10' | — 154,8 | — 127,2 | — 55,3 | 35 | + 16,6 | + 35,3 | + 22,3 |
| 11' | — 161,6 | — 113,9 | — 45,6 | 36 | — 16,6 | — 35,3 | — 22,3 |
| 12 | — 8,5 | — | — | 37 | — 144,5 | — 131,5 | — 90,1 |
| 13 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 | 38 | + 21,8 | + 33,7 | + 23,1 |
| 14 | — 9,5 | — 18,5 | — 16,1 | | | | |

die erzeugende Kraft wie vor, so ergibt Zahlentafel 1, Spalte 4, die aus diesen Belastungsfällen sich ergebenden wirklichen Spannungen. Diese Spannungen sind nur aufgestellt, um sie für einen weiter unten angeführten Vergleich zu verwenden.

Die statisch unbestimmte Berechnung ist unter der Voraussetzung aufgestellt, daß die Einspannung der Führungsgerüststützen auf den Schachträgern einwandfrei, d. h. vollkommen ist. Dies trifft aber meist nicht zu, da die Gerüststützen nicht mit den bei der statisch unbestimmten Berechnung ermittelten Kräften angeschlossen sind. Daß aber eine gewisse Einspannung vorhanden ist und daß die Stützen nicht so belastet werden, wie die statisch bestimmte Berechnung ergibt, wird weiter unten durch Beobachtungen an einem ausgeführten Gerüst bewiesen.

3. Bergversetzungen.

Solange beim vorbehandelten Gerüst die unter Belastungsfall a_1, b_1 und c bis n (Tafel 1, Spalte 4) aufgeführten Kräfte wirken, tritt beim statisch bestimmt gerechneten, aber statisch unbestimmt konstruierten Gerüst eine Überbeanspruchung der Stäbe nicht auf, weil keine vollkommene Einspannung des Gerüsts auf den Schachträgern besteht. Wenn nur normale Förderung berücksichtigt wird, genügt es, die Fördergerüste statisch bestimmt zu rechnen, jedoch bei der Ausführung alle Gerüstpfosten auf den Schachträgern zu verlagern und so anzuschließen, daß sie die Kräfte der statisch bestimmten Berechnung übertragen. Selbst wenn Seilbruch bei diesem Fördergerüst auftritt, wird, wie es die Praxis ergibt, eine Überbeanspruchung, d. h. ein Reißen oder Ausknicken von Stäben, nicht auftreten.

Anders ist es allerdings, wenn Bergversetzungen das Gerüst aus seiner normalen Lage verschoben haben. Hiermit muß man heute, wo Teufen von 1000 m und mehr keine Seltenheit sind, rechnen, und viele Zechen haben durch große Geldaufwendungen die Auswirkungen der Bergversetzungen beheben müssen. Bei diesen großen Teufen ist es kaum möglich, zum Schutz der Schachtanlagen mit dem Abbau erst in einer der Teufe entsprechenden Entfernung vom Schacht zu beginnen. Weiter ist es ausgeschlossen, die abgebauten Strecken wieder so zu versetzen, daß ein Setzen des darüberliegenden gewachsenen Bodens vermieden wird.

Im vorigen Jahre wurden auf der in Abb. 1 dargestellten Zechenanlage an den verschiedenen Gebäuden Deformationen festgestellt, die von Bergversetzungen herrührten. Die Bergversetzungen wurden so stark, daß selbst das Fördergerüst aus seiner normalen Lage verschoben wurde. Durch den abnormalen Spurlattenverschleiß und durch die unruhige Förderung wurde man erst auf die Abweichung des Gerüsts aufmerksam. Das Fördergerüst wurde daraufhin abgelotet und nivelliert. Die erste Lotung ergab, daß das Gerüst sich nach dem Maschinenhaus hin geneigt hatte, weil die Strebenfundamente abgewandert waren. Die in Höhe der Seilscheibenbühne festgestellte Ausbiegung betrug 80 mm. Trotz dieser Veränderung am Gerüst ging die Förderung weiter, ohne das Fördergerüst auszurichten, da man die weitere Auswirkung der Bergversetzungen abwarten wollte. Irgendwelche Änderungen an der Konstruktion des Gerüsts wurden bei diesem Zustand noch nicht festgestellt. Die Resultate weiterer Lotungen wurden immer ungünstiger. Die Folgen der Verschiebung zeigten sich auch bald. Genauere Beobachtungen ergaben, daß die Diagonalen 29 bis 33 (Abb. 3) abgerissen waren. Diese deformierten Diagonalen wurden durch neue ersetzt, das Gerüst selbst aber nicht ausgerichtet, da man auch jetzt noch weitere Abweichungen des Fördergerüsts befürchtete. Diese Vermutung wurde durch eine später stattfindende Lotung auch bestätigt. Die Förderung wurde aber auch jetzt noch nicht eingestellt, da noch eine genügende Sicherheit bei Seilfahrt vorhanden war. Bei einer Untersuchung des Gerüsts, die wenige Zeit später stattfand, wurden aber noch weitere Verformungen am Gerüst festgestellt. Die Gegendiagonalen der neu eingebauten Diagonalen waren ausgeknickt; die Stäbe 18 bis 20 (Abb. 3)



Abb. 3.

zeigten Verformungen in den Verbindungen, und die Stäbe 7' und 8' waren ausgeknickt.

Das Ausweichen der Gegendiagonalen läßt sich nur so erklären, daß infolge der Schiefstellung des Gerüsts die zuerst neu eingebauten Diagonalen länger waren als die alten und daß durch die größer werdende Belastung aus der Verschiebung die neuen Diagonalen sich gedehnt hatten. Dadurch erhielten die Gegendiagonalen eine Spannung, die sie nicht übertragen konnten, und knickten aus. Die Gegendiagonalen waren bei der statisch bestimmten Berechnung nicht als Druck-, sondern nur als Zugdiagonalen ausgebildet, weil sie bei Förderung und auch bei Seilbruch keine Lasten zu übertragen haben, sondern nur bei Wind in Richtung vom Maschinenhaus auf das Gerüst Zugspannungen aufnehmen müssen.

Zur Beurteilung der am Fördergerüst festgestellten Verformungen sei noch folgendes erwähnt. In der Zeit, während der das Gerüst beobachtet wurde, sind keine Förderseile gerissen, sondern es hat nur Seilfahrt und Produktenförderung stattgefunden. Die oben erwähnten Diagonalen, die gerissen waren, sind nach der statisch bestimmten Berechnung die Gegendiagonalen zu den in Abb. 3 eingezeichneten Zugdiagonalen, während die bei der statisch bestimmten Berechnung als Zugdiagonalen festgestellten Stäbe ausgeknickten.

Die vor der Instandsetzung des Gerüsts vorgenommenen Lotungen und Nivellierungen brachten folgende Resultate. Das Fördergerüst war durch Bergversetzungen nach hinten abgobogen, weil Senkungen und Verschiebungen der Strebenfundamente eingetreten waren. Die maximale Ausbiegung wurde in Höhe der Seilscheibenbühne gemessen. Sie betrug horizontal 200 mm und vertikal 25 mm. Die Messungen an den Schachträgern ergaben, daß diese ihre ursprüngliche Lage zum Schacht nicht geändert hatten.

Zur Bestimmung der Kraft, die die Verschiebung verursachte, wurde angenommen, daß die Kraftwirkung in Richtung der Verschiebung liegt. Die Bestimmung der Größe dieser Kraft wurde wieder über die statisch Unbekannte X vorgenommen. Die Kraft, die die Verschiebung des Fördergerüsts verursachte, ist mit

$$P = 12,4 \text{ t}$$

errechnet. Die aus dieser Kraft sich ergebenden Spannungen sind ebenso ermittelt, wie die Spannungen für R_a weiter oben. Sie sind in Tafel 2 in Spalte 3 eingetragen. Zu den maximalen Spannungen der Tafel 1, Spalte 4, die gleichfalls in Spalte 2 von Tafel 2 stehen, addiert, ergeben die in Spalte 4 eingetragenen Werte die maximalen Spannungen der einzelnen Stäbe.

Aus den Beobachtungen an dem oben durch Bergversetzungen verformten Fördergerüst läßt sich folgendes schließen:

Durch die feste Lagerung der Gerüststützen auf den Schachträgern erhält das Führungsgerüst eine Einspannung. Wenn auch die Einspannung als nicht vollständig bezeichnet werden kann, so erfährt das Gerüst durch

Zahlentafel 2.

Spannungen im Gerüst bei Belastungsfall „a₁“ bis „n“ und versetztem Fördergerüst.

| Stab Nr. | ΣS nach Tafel 1, Spalte 4 | Aus Versetzung | ΣS ₁ | Stab Nr. | ΣS nach Tafel 1, Spalte 4 | Aus Versetzung | ΣS ₁ |
|----------|---------------------------|----------------|-----------------|----------|---------------------------|----------------|-----------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 1 | + 122,0 | + 21,2 | + 143,2 | 15 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 2 | + 116,0 | + 20,8 | + 136,8 | 16 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 3 | + 108,1 | + 20,1 | + 128,2 | 17 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 4 | + 97,3 | + 19,0 | + 116,3 | 18 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 5 | + 86,0 | + 17,4 | + 103,4 | 19 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 6 | + 74,1 | + 15,6 | + 89,7 | 20 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 7 | + 62,8 | + 13,6 | + 76,4 | 21 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 8 | + 50,7 | + 11,0 | + 61,7 | 22 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 |
| 9 | + 38,8 | + 8,0 | + 46,8 | 23 | - 12,18 | - 2,2 | - 14,38 |
| 10 | + 25,7 | + 6,3 | + 32,0 | 24 | + 20,2 | + 3,4 | + 23,6 |
| 11 | + 15,7 | + 4,1 | + 19,8 | 25 | + 19,2 | + 3,1 | + 22,3 |
| 1' | - 129,2 | - 16,1 | - 145,3 | 26 | + 23,2 | + 3,3 | + 26,5 |
| 2' | - 120,4 | - 16,8 | - 137,2 | 27 | + 23,2 | + 3,3 | + 26,5 |
| 3' | - 116,7 | - 15,3 | - 132,0 | 28 | + 20,2 | + 3,1 | + 23,3 |
| 4' | - 109,3 | - 14,0 | - 123,3 | 29 | + 26,4 | + 3,7 | + 30,1 |
| 5' | - 102,3 | - 12,8 | - 115,1 | 30 | + 26,4 | + 3,7 | + 30,1 |
| 6' | - 92,7 | - 11,6 | - 104,3 | 31 | + 26,4 | + 3,7 | + 30,1 |
| 7' | - 78,1 | - 11,1 | - 89,2 | 32 | + 26,4 | + 3,7 | + 30,1 |
| 8' | - 74,7 | - 10,1 | - 84,8 | 33 | + 24,8 | + 3,5 | + 28,3 |
| 9' | - 63,9 | - 8,8 | - 72,7 | 34 | + 24,8 | + 3,5 | + 28,3 |
| 10' | - 55,3 | - 6,8 | - 62,1 | 35 | + 22,3 | + 3,2 | + 25,5 |
| 11' | - 45,6 | - 4,4 | - 50,0 | 36 | - 22,3 | - 3,2 | - 25,5 |
| 12 | - | - | - | 37 | - 90,1 | - 7,9 | - 98,0 |
| 13 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 | 38 | + 23,1 | + 3,3 | + 26,4 |
| 14 | - 16,1 | - 2,6 | - 18,7 | | | | |

dieselbe doch eine andere Spannungsverteilung. An dem Gerüst ist, wie weiter oben schon erwähnt, beobachtet worden, daß z. B. Diagonalstäbe, die nach der statisch bestimmten Berechnung Zugkräfte übertragen müßten, ausknickten. Die Gegendiagonalen, die nach der statisch bestimmten Berechnung nur Zugspannungen aus Wind auf die hintere Wand erhalten, rissen, da sie Zugkräfte übertragen mußten, die aus Belastungsfall a₁ bis n sowie aus der Verschiebung des Gerüsts herrührten. Ob aber die einzelnen Stäbe bei den angegebenen Belastungen die durch die statisch unbestimmte Berechnung (Tafel 1, Spalte 3 oder 4) ermittelten Spannungen erhalten, kann aus den Beobachtungen allein nicht festgestellt werden. Um die Größe der Spannungen zu ermitteln, sind genaue Messungen erforderlich. Daß aber die in den Stäben auftretenden Spannungen teilweise größer sind als die in Tafel 1, Spalte 2, angegebenen, ist daraus zu entnehmen, daß an dem im Betrieb beobachteten Gerüst Verformungen auftraten, trotzdem die Zusatzkräfte in den einzelnen Stäben durch die Verschiebung des Gerüsts im Maximum nur 20% betragen.

Aus dem Vorhergesagten kann gefolgert werden:

Ein statisch bestimmt gerechnetes Fördergerüst, das aber durch die Konstruktion statisch unbestimmt wird, genügt im allgemeinen den Anforderungen, die man an ein Gerüst stellt, da die Belastungsannahmen, die man für die Berechnung macht, doch nur angenähert richtig sind. Selbst wenn bei einem so konstruierten Gerüst Seilbruch auftritt, erfährt die Konstruktion keine Überbeanspruchung, wie es die Praxis in hunderten von Fällen bestätigt hat.

Werden aber diese Gerüste durch Bergversetzungen verschoben, so genügt diese Konstruktion nicht mehr, oder doch nur bis zu einem gewissen Grade. Ist auf einer Zechenanlage mit Bergversetzungen zu rechnen, so ist es angebrachter, die Strebengerüste statisch unbestimmt zu rechnen. Die statisch unbestimmte Berechnung ergibt für das Führungsgerüst größere Stabquerschnitte, weil die durch die Berechnung ermittelten Stabspannungen größer sind als bei der statisch bestimmten Berechnung. Bei eventuell auftretenden Verschiebungen werden die Stäbe also auch in der Lage sein, größere Zusatzkräfte, die durch die Verschiebung im Gerüst auftreten, aufzunehmen. Doch auch die statisch unbestimmt gerechneten Gerüste werden nur bis zu einer gewissen Grenze genügen.

Die oben angegebene Verschiebung des Gerüsts kann heute als groß bezeichnet werden. Ob die Verschiebungen durch Bergversetzungen mit dem heutigen Tempo des Abbaues auch größer werden, bleibt dahingestellt. Treten die Verschiebungen später aber in noch stärkerem Maße auf, so genügt auch das statisch unbestimmt gerechnete Gerüst nicht mehr. Man wird dann doch dazu übergehen müssen, die statisch bestimmt gerechneten Gerüste auch statisch bestimmt zu konstruieren. Heute werden allerdings im allgemeinen diese Gerüstarten, wenn eben möglich, noch vermieden, da der Einbau von Gelenken auf gewisse Schwierigkeiten stößt. Doch auch für diese Schwierigkeiten wird eine Lösung gefunden werden müssen, denn viele Zechenverwaltungen verlangen bei Neukonstruktionen schon heute statisch bestimmt gerechnete und konstruierte Fördergerüste.

Verschiedenes.

Großgarage der Wertheim-Grundstücks G. m. b. H., Berlin. Diese zweigeschossige Großgarage überdeckt eine Grundfläche von 65,0 · 83,5 m und wurde im Jahre 1928 auf dem Hofgrundstück der Häuser Schiffbauerdamm 26 bis 28 in Stahl errichtet. Für die Gesamtnutzfläche von etwa 9350 m² mußte erst durch Abfangungen in den Vorderhäusern für eine ausreichende Durchfahrt gesorgt werden.

Der Bau ist ein ausgesprochener Stahl-Zweckmäßigkeitbau von etwa 14 m Höhe, bei dem sowohl für die Dachbinder und Unterzüge als auch Längs- und Querträger der Decken etwa 1 m hohe Blechträger verwendet wurden. Die kontinuierliche Ausbildung dieser Blechträger in beiden Achsen ist für diesen Bau besonders charakteristisch und wurde durch Zug- bzw. Druckverlaschung erreicht. Die Dachplatten und Decken innerhalb der Halle sind als Hohlsteindecken ausgebildet, der Hofkeller dagegen besitzt eine Eisenbetondecke. Die Nutzlast beträgt für alle Decken 800 kg/m². Während das Dach in der Längsrichtung in 15 m Abstand und die Decke in 7,5 m Abstand unterstützt wurden, ist in der Querrichtung für beide eine Stützweite von 20,6 m gewählt worden. Diese großen Stützenabstände ermöglichen neben großer Beweglichkeit der Wagen eine besonders gute Raumaussnutzung.

Sämtliche Stützen sind unten und oben eingespannt und stehen auf Fundamentträgern, die in eisenarmierte Betonplatten eingelassen sind. Die dadurch erreichte geringe Bauhöhe der Fundamente wurde durch den hohen Grundwasserstand bedingt. Gleichzeitig sind diese Fundamentträger zum Zwecke einer gleichmäßigen Bodendruckverteilung über die ganze Länge der Garage durchgeführt.

Die Belichtung erfolgt durch 16 Sattelloberlichter 5,0 · 15,0 m, für gute Belüftung sorgt ein Luftschaft nach unten.

Die gesamte Stahlkonstruktion wiegt etwa 1200 t und wurde von der Firma Steffens & Nölle Aktiengesellschaft, Berlin-Tempelhof, innerhalb zehn Wochen geliefert und aufgestellt. Die statische Berechnung wurde von den Herren Ziv.-Ing. Kuhn & Schalm angefertigt. Scherer.

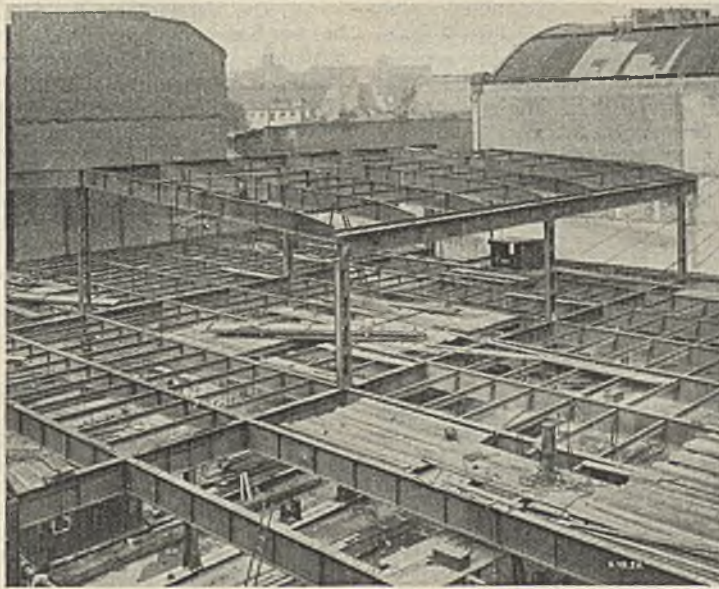
Stahlbauforschung in England. Im Jahre 1929 berief das englische Amt für wissenschaftliche und gewerbliche Forschung einen Ausschuß für Stahlbauforschung, der die Verfahren und Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauten, die Anwendung neuerer Theorien auf den Stahlbau erörtern und Verbesserungsvorschläge auf diesem Gebiet machen sollte. Der Britische Stahlwerkverband stiftete für fünf Jahre einen Betrag von 2000 £ jährlich und machte dadurch die Arbeit des Ausschusses möglich. Zur Zeit beschäftigt sich der Ausschuß im wesentlichen mit Fragen, die

die Belastung von Fußböden und Decken, die Ermittlung der Spannungen im Bauwerk, die Eigenschaften der Baustoffe, die Liefervorschriften für sie betreffen, ferner mit den Eigenschaften geschweißter Verbindungen und dem Einfluß von Erschütterungen. Um die Untersuchungen durchzuführen, ist ein dreistöckiges Stahlfachwerkgerüst errichtet worden, an dem mit verschiedenen Belastungen Dehnungsmessungen vorgenommen werden. Außerdem werden an Modellen die Spannungen unter verwickelteren Belastungszuständen ermittelt, und eine dritte Gruppe von Arbeiten bezieht sich darauf, die geeignetsten Meßgeräte und Verfahren für die Ausführung derartiger Versuche zu ermitteln.

Das erwähnte Fachwerkgerüst erhebt sich über einer Grundfläche von 4,9 × 9,8 m; es besteht aus zwei Reihen von Pfosten in 4,9 m Abstand, die in der Längs- und in der Querrichtung durch 21 Balken in drei Geschossen mit einer Geschoßhöhe von 2,44 m verbunden sind. Alle diese Pfosten sind I-Träger von 203 mm Steghöhe und 102 mm Flanscbreite. In der einen Reihe stehen sie mit ihrem Steg parallel zur Wand, in der anderen senkrecht dazu. Für den Anschluß der Träger an die Pfosten sind verschiedene Verbindungen gewählt, um deren Einfluß auf die Übertragung der Spannungen zu ermitteln. Ein leichtes Eisengerüst umgibt das ganze Bauwerk, so daß alle seine Teile bequem zugänglich sind.

Zur Belastung dienen Behälter, die je 1 t Wasser fassen. Sie sollen in der Mitte und in den Viertelpunkten der Deckenträger aufgehängt werden.

In England waren noch keine Ermittlungen der Knickspannungen an Baugliedern in natürlicher Größe vorgenommen worden. Die jetzigen Versuche wurden mit einem Pfosten, bestehend aus einem I-Profil 254 × 152 mm, angestellt, das auf jedem Flansch mit drei Gurtplatten 305 × 13 mm bewehrt war. Die hierbei erzielten Ergebnisse stimmten gut mit den bisherigen Annahmen überein. Die dabei verwendeten Meßgeräte sind in Engg. vom 18. September 1931 ausführlich beschrieben, es soll aber hier nicht näher auf sie eingegangen werden. Mit ihnen wurden im vergangenen Herbst Versuche am Neubau des Geologischen Museums in South Kensington vorgenommen. Es handelt sich dabei um ein fünfstöckiges Bauwerk, dessen wesentlicher Teil aus fünf um einen Mittelschacht gelagerten Galerien besteht. Die Fußböden dieses Gebäudes sollten im Erdgeschoß mit 112,5 t, in den Obergeschossen mit 75 t belastet werden. An den Pfosten sollten die Spannungen an neun verschiedenen Punkten gemessen werden, und ebenso sollte die Dehnung an allen mit ihnen verbundenen Deckenträgern ermittelt werden, und zwar zunächst



Garage Wertheim.
Montagezustand am 9. 10. 1928.

unter dem Einfluß der Eigenlast, dann mit der Belastung, die auf die verschiedenen Geschosse nacheinander aufgebracht werden sollte, und endlich nach Entlastung der Geschosse nacheinander. Nach Vornahme dieser Messungen sollen die Gefache des Tragwerks ausgefüllt werden, wobei die Meßgeräte an den Tragteilen verbleiben; sie werden während des Baues durch Blechkasten geschützt. Nachdem die Wände und Decken eingebaut sind, sollen die Messungen wiederholt werden.

Die vorgenannten Arbeiten sind nur einige Beispiele von den vielen, die der Ausschuß für Stahlbauforschung vornimmt. Er hat unter anderem eine Sammlung der baupolizeilichen und sonstigen behördlichen Vorschriften für den Entwurf von Stahlbauwerken aus dem In- und Auslande angelegt. Mit Hilfe dieser Sammlung sollen Vorschläge für die Verbesserung der für England gültigen Vorschriften ausgearbeitet werden.

Besondere Erörterungen gelten der Ermittlung von Spannungen in den Streben von Fachwerken; man geht dabei von Gedanken aus, daß die genaue rechnerische Ermittlung der Spannungen wenig nützt, solange man nicht über den Einfluß der größeren oder geringeren Steifigkeit der Anschlußstellen unterrichtet ist. Auch über den Einfluß außenmittiger Übertragung der Lasten auf die Pfosten sollen Erörterungen angestellt werden. Dabei sollen auch die zur Zeit üblichen Berechnungsverfahren überprüft werden, und man hofft, für die Praxis auf Grund aller dieser Ermittlungen vereinfachte Verfahren finden zu können.

Die Arbeiten des Ausschusses für Stahlbauforschung werden im wesentlichen in der Prüfanstalt in Garston vorgenommen, aber auch einige andere Stellen, darunter die technischen Abteilungen der Universitäten Bristol und Birmingham, sind an ihnen beteiligt. In Birmingham versucht man z. B., den Einfluß der Art, wie die Teile eines Stahlbauwerks miteinander verbunden sind, ob durch Nieten oder durch verschiedene Arten von Schrauben, zu ermitteln. Man weist dabei auf deutsche und

amerikanische Versuche hin, die auf diesem Gebiete, namentlich in bezug auf die zulässigen Zug- und Scherspannungen in den Nieten, angestellt worden sind, und will anscheinend die Ergebnisse dieser ausländischen Versuche durch eigene Ermittlungen bestätigen. Man hofft auf Grund genauerer Kenntnis der Vorgänge, höhere Spannungen, als bisher üblich sind, zulassen zu können.

An der Universität Bristol werden Versuche gemacht, die zu einer genaueren Feststellung der Fließgrenze führen sollen. Dabei soll auch der Einfluß einer Wärmebehandlung der Probestäbe untersucht werden.

Mit Unterstützung der Unternehmen, die Schweißarbeiten ausführen, sollen umfangreiche Versuche über die Anwendung des Schweißverfahrens auf den Stahlbau vorgenommen werden. Es handelt sich dabei nicht darum, die Technik des Schweißens zu verbessern; man glaubt, daß diese einen solchen Stand erreicht hat, daß man sich mit ihm begnügen kann. Man möchte vielmehr gern ermitteln, welche Beanspruchung man einer geschweißten Verbindung zumuten darf. Man nimmt an, daß die Anwendung von Schweiß- an Stelle von Nietverbindungen nicht ohne Einfluß auf den sonstigen Entwurf bleiben darf, daß namentlich Formen gefunden werden müssen, bei denen man den Nebenspannungen bei geschweißten Verbindungen beikommen kann. Gern möchte man auch Verfahren finden, mit deren Hilfe man die Güte einer Schweißnaht ermitteln kann, ohne diese zu zerstören, doch hat man nur geringe Hoffnung, daß dieses Ziel erreichbar ist. Endlich will man bei Schweißnähten die Ermüdungserscheinungen untersuchen, ebenso die Widerstandsfähigkeit dieser Verbindungen gegen Stöße.

Der Ausschuß für Stahlbauforschung beabsichtigt, die Ergebnisse seiner Untersuchungen, sobald sie in zuverlässiger Form vorliegen, zu veröffentlichen. Wernecke.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zuschrift zum Aufsatz: „Geschweißte Stahlrohrmaste“ von Professor Dr. Wanke, Prag, im Stahlbau, Heft 1, vom 8. Januar 1932.

Die Versuche von Wanke lenken neuerdings die Aufmerksamkeit auf die Möglichkeiten, die die Anwendung der Schweißverfahren bei Rohrkonstruktionen bietet. In wesentlichen Punkten erbringen die Versuche von Wanke eine Bestätigung unserer nahezu zweijährigen Arbeit, über die wir seinerzeit eingehend berichtet haben¹⁾.

1. Die Form des geschweißten Rohrmastes mit waagerechten Riegeln ist auch in unseren Versuchen behandelt. Der hohe Rohrpreis verträgt aber keine weitere Belastung durch Anbringen von Verstärkungen irgendwelcher Art, mögen sie auch konstruktiv wertvoll sein. Das gilt für die Rohrschellen und für die waagerechten Eckbleche nach Abb. 1 der Arbeit von Wanke. Ohne Zweifel ist eine derartige Verstärkung an der Stelle des größten Biegemomentes technisch sehr erwünscht. Die umständliche Ausführung (vgl. Abb. 2 dieser Arbeit) dürfte aber wirtschaftlich nicht zu rechtfertigen sein.

2. Der Festigkeitsunterschied zwischen dem Werkstoff des nahtlosen Rohres ($\sigma_B = 55$ bis 65 kg/mm²) und dem Werkstoff der Elektrode ($\sigma_B = 37$ kg/mm²) ist für die Bemessung der Stumpfnahat nicht entscheidend. Eine aus diesen Zahlen abzuleitende Verstärkung der Stumpfnahat darf nicht zu dem Tragschluß verleiten, daß die Naht und das Rohr gleiche Belastung vertragen.

3. Wanke gibt wohl in den beiden Zahlentafeln Durchbiegungen und Verdrehungen an, leider aber nur für Belastungen, die durchaus im elastischen Bereich liegen. Erst die weitere Belastung über die Streckgrenze hinaus bis zur Zerstörung könnte wertvolle Anhaltspunkte dafür geben, wieweit der Werkstoff der nahtlosen Rohre durch die Erhitzung beim Schweißen in seiner Tragfähigkeit geschwächt wurde. Der Bruch würde voraussichtlich im Bereich der Rundkehlnähte eintreten, durch die die Schellen mit den Stielrohren verschweißt sind, oder aber im Bereich der Schweißnähte der waagerechten Riegel selbst.

4. Die bei unseren Versuchen gewählte Einrichtung und Spitzenbelastung war, wie die Abb. 16 u. 17 unseres bereits erwähnten Berichtes zeigen, wesentlich einfacher, zumal die gewählte Einspannung für beliebige viele Versuchsmaste ohne weiteres verwendet werden konnte.

5. Die Verwendung nahtloser Rohre für derartige Konstruktionen scheint uns bei ihren derzeitigen Preisen noch so unwirtschaftlich, daß ein Wettbewerb mit billigeren genieteten oder geschweißten Ausführungen gar nicht in Frage kommt. Nur für außergewöhnliche Verhältnisse (besonders schwierige Beförderung im Hochgebirge usw.) kämen derartige Gittermaste in Frage. Wesentlich günstiger liegen die Verhältnisse bei Verwendung von längsnahtgeschweißten Rohren, deren Preis heute schon erheblich unter dem der nahtlosen Rohre liegt und infolge der inzwischen erzielten Fortschritte bei den Rohrschweißmaschinen durch Massenerstellung noch weiter gesenkt werden dürfte.

Für unsere seinerzeitigen Versuche hatten wir maschinell geschweißte Rohre verwendet. Durch Nachziehen kann ihre Festigkeit wesentlich erhöht und die Schweißnaht nahezu unsichtbar gemacht werden. Solche längsnahtgeschweißten Rohre können unter Umständen schon heute mit gewalzten Profilen in Wettbewerb treten.

Prof. Dr.-Ing. A. Hilpert, Dipl.-Ing. Otto Bondy, Berlin.

¹⁾ Hilpert-Bondy, „Geschweißte Rohrkonstruktionen“, Z. d. Vdl 1929, Heft 24.

Erwiderung.

Die von mir beschriebenen Versuche sollten den Nachweis erbringen, daß die geschweißten Stahlrohrmaste sich für Freileitungsmaste eignen, daß sie also sowohl Biege- als auch Verdrehbeanspruchungen mit Sicherheit ertragen. Im einzelnen sei zu den vorstehenden Einwänden bemerkt:

1. Die Verstärkung der Stielrohre in den Riegelanschlußstellen wird bei der Spannungsberechnung berücksichtigt, so daß die Eckstiele leichter ausfallen, als wenn sie unverstärkt durchlaufen. Die Eckbleche der Horizontalrahmen sind mit Rücksicht auf die Verdrehbeanspruchungen erforderlich. Die ersten Lieferungen derartiger Maste haben gezeigt, daß es nicht ratsam ist, auf diese Eckverstärkungen zu verzichten.

Die Maste wurden ursprünglich in der üblichen Weise hergestellt; die als „umständliche Ausführung“ bezeichnete Verwendung der Spannvorrichtung nach Abb. 2 des Aufsatzes erwies sich aber als wesentlich vorteilhafter, sofern nicht auf die Verstärkung der Stielrohre verzichtet werden sollte.

2. Die Dicke der Kehlnähte ist so bemessen, daß die für St 37 — unter Berücksichtigung der nach den DIN-Vorschriften zulässigen Beanspruchung der Schweiß- an sich ergebenden Werte im Verhältnis der zulässigen Beanspruchungen der Werkstoffe St 37 und St 55 (in der Tschechoslowakei = 1,375) vergrößert wurden.

3. Bei der Kostspieligkeit des Versuchsobjektes und der Versuchseinrichtung mußte an einem Maste eine ganze Reihe von Versuchen ausgeführt werden, bei denen naturgemäß das elastische Bereich nicht überschritten werden durfte. Daneben wurden aber Versuche mit Rahmen-ecken, die in ähnlicher Weise vorgenommen wurden wie die Erprobung der geschweißten Rohrknoten nach Abb. 15 des Hilpert-Bondyschen Aufsatzes, bis zum Bruch geführt. Sie ergaben durchweg, daß die Verbindung nach Überschreiten der Streckgrenze durch Einknicken der Rohre außerhalb der Schweißstelle unbrauchbar wurde.

4. Da es sich nicht darum handelte, eine Prüfeinrichtung für beliebig viele Versuchsmaste zu schaffen, und die Rücksichtnahme auf die Größe des zu untersuchenden Mastes und die Vornahme des Verdrehungsversuches eine solide Einspannung verlangte, wurde der Versuchsmast einbetoniert.

5. Am Schluß meines Aufsatzes habe ich erwähnt, daß die Preisberechnung der Maste aus nahtlosen Stahlrohren nicht überall gleich ausfallen wird. Die Ausführungen in der Tschechoslowakei beweisen jedenfalls, daß ein Wettbewerb möglich ist. Gegenüber den geschweißten Rohren ist der Unterschied in der Materialfestigkeit zu berücksichtigen, durch den, wie unter 2. bereits erwähnt, auch ein Unterschied in den zulässigen Beanspruchungen und damit beim Material höherer Festigkeit eine Gewichtsersparnis bedingt ist.

Professor Dr. J. Wanke, Prag.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

INHALT: Bogenbrücken mit mehreren Öffnungen und die Verwendung einseitiger Zugbänder zur Entlastung der Zwischenpfeiler. — Über den Oletwiderstand und über Temperaturerhöhungen in Nietverbindungen, die oftmals wiederkehrender Belastung unterworfen wurden. — Statisch bestimmte und unbestimmte Fördergerüst-Konstruktionen. — Verschiedenes: Großgarage der Wertheim-Grundstücks G. m. b. H., Berlin. — Stahlbauforschung in England. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.