

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernsprecher: C I 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, 15. April 1932

Heft 8

Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. H. Pfannmüller, Aachen, Technische Hochschule.

Hauptträgergurte von Stahlbrücken stellen im allgemeinen auch die Gurte der Windverbände dar. Infolgedessen zwingen sie bei einer Dehnung oder Verkürzung unter dem Einfluß der Hauptkräfte auch die Verbände zu einer Verformung. Ohne daß die Windstreben zusätzlich beansprucht werden, ist diese nur möglich, wenn in den Verbänden alle Knotenpunkte wirklich gelenkig und keine überzähligen Stäbe vorhanden sind. Sobald ein Windverbandsystem aber statisch unbestimmt ist, sind die Füllstäbe gezwungen, die Längenänderungen der Gurte mitzumachen, erhalten also Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger.

Diese Zusatzkräfte sind besonders bedenklich, wenn sie als Druckkräfte auftreten. Deshalb sucht man sie in den Druckgurtverbänden möglichst auszuschalten und wählt Systeme, die bei der üblichen Annahme gelenkiger Knotenpunkte statisch bestimmt sind. Dabei werden neben den *K*-Systemen — in erster Linie aus ästhetischen Gründen — rhombenförmige Ausfachungen besonders bevorzugt.

Durch die Untersuchungen von Dr. Christiani²⁾ ist nachgewiesen, daß die Berechnung von Rhombenfachwerken als Träger mit Knotengelenken bei einigermaßen steifen Gurten unrichtig ist, weil sich dabei die zickzackförmige Biegelinie der Gurtungen nicht ausbilden kann. Dies gilt bei Verbänden natürlich ganz besonders; sind hier doch die Schrägen nur für die verhältnismäßig kleinen Windkräfte, die Gurte aber in erster Linie für die großen Verkehrslasten bemessen und deshalb besonders steif.

Für den Rhombenverband als statisch unbestimmtes System müssen sich nach dem oben gesagten Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger ergeben. Über ihre Entstehung und Art kann man aus allgemeinen Überlegungen ein Bild erhalten; man braucht sich nur aufzuskizzieren, welche Systemverformungen bei Gelenkigkeit aller Knotenpunkte eintreten müßten (Abb. 1 bis 3). Um über die Größe der Zusatzkräfte Klarheit zu gewinnen, sind eingehendere Untersuchungen nötig.

Diese wurden an einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke als Rechnungsbeispiel durchgeführt. Abb. 4 läßt das zugrunde gelegte System der Hauptträger und die untersuchten Windverbandsausfachungen erkennen; in der nachfolgenden Tafel 1 sind die Querschnitte aus St 37 zusammengestellt.

Die Untersuchung hatte davon auszugehen, daß die zickzackförmige Ausbiegung der Gurte nicht möglich ist, sieht also die Gurte als steif an. Dagegen können die Anschlüsse der Verbandsstäbe gelenkig angenommen werden, denn die Füllstäbe sind so weich, daß sie den Verbiegungen der Gurte leicht zu folgen imstande sind. In der Hauptträgerebene können die Gurte auch weiterhin gelenkig angenommen werden, denn die so vernachlässigten „Nebenspannungen“ bleiben ohne Einfluß auf die Zusatzkräfte, da sie keine nennenswerte Längenänderung der Gurte herbeiführen.

Unter diesen Annahmen ergeben sich für die einzelnen Systeme die Unbestimmtheiten, die in den Bezeichnungen *IX*, *X*... der Abb. 4 zum Ausdruck kommen. Zu ihrer Berechnung wird von dem einfach unbestimmten System der Abb. 5 mit teilweise biegungsfesten Gurten ausgegangen und dann die Biegungssteifigkeit über die ganzen Gurte ausgedehnt (System *IX*). In den nächsten Schritten werden Zwischenriegel und Stabilisierungsstäbe in verschiedener Anordnung eingefügt. Es ergeben sich so Tragwerke von steigender statischer Unbestimmtheit. Die doppelte Symmetrie der Windträger erlaubt dabei Zusammenfassung der Unbekannten in Gruppen, so daß sich recht einfache Gleichungen ergeben.

Infolge der Zustände $X_i = -1$ erfährt nicht nur das Windverbandsystem eine Verformung; die Längenänderungen, die die Gurte erleiden, bewirken vielmehr auch eine senkrechte Verbiegung der Hauptträger.

Umgekehrt ist es daher möglich, für irgendeine senkrechte Belastung der Hauptträger die Größe der waagrecht wirkenden Momente X_i zu berechnen. Es lassen sich also Einflußlinien der Unbekannten für senkrechte Belastung ermitteln.

Die äußere Last kann an jedem der beiden Hauptträger angreifen. Jede statische Größe des Windverbandes hat daher zwei Einflußlinien, von denen die eine zu Hauptträger *A*, die andere zu Hauptträger *B* gehört. Bei den Unbekannten — aus symmetrischen und antisymmetrischen Gruppen — können sich die beiden Einflußlinien jeweils nur in den Vorzeichen unterscheiden; auch müssen sie in sich symmetrisch oder antisymmetrisch sein.

Tafel 1. Zusammenstellung der Querschnittswerte.

Stab	Querschnitt	I_y cm ⁴	F cm ²	Stab	Querschnitt	I_y cm ⁴	F cm ²
O_1	2 — 620 · 10 4 L 150 · 100 · 10 1 — 800 · 10	188 008	300,8	D_1	4 L 110 · 110 · 10	2040	84,8
O_2	2 — 620 · 15 4 L 140 · 140 · 15 2 — 320 · 15 1 — 800 · 15	386 272	562,0	$D_{2,3}$	4 L 110 · 110 · 10	2040	84,8
O_3	4 — 620 · 15 4 L 140 · 140 · 15 2 — 320 · 15 1 — 800 · 22	516 719	804,0	V_0	1 — 620 · 10 4 L 80 · 120 · 10 1 — 270 · 10	4245	165,4
				$V_{2,m}$	1 — 350 · 10 2 L 80 · 120 · 10 2 L 80 · 80 · 10	1721	103,4

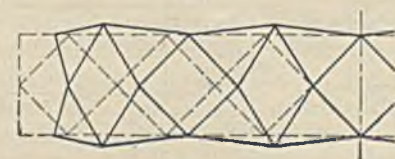


Abb. 1.
System mit
Mittelpfosten.



Abb. 2.
System ohne
Mittelpfosten.



Abb. 3.
System mit
Riegeln.

Abb. 1 bis 3. Systemverformungen bei gleicher Verkürzung der Gurte und Gelenkigkeit der Knotenpunkte.

¹⁾ Auszug aus der gleichnamigen Dissertation (Aachen 1930) des Verfassers; Referent Professor O. Domke, Korreferent Professor A. Müllenhoff.

²⁾ P. Christiani, Strenge Untersuchung am Rhombenfachwerk. Berlin 1929, Springer; s. auch Stahlbau 1929, Heft 16, S. 183.

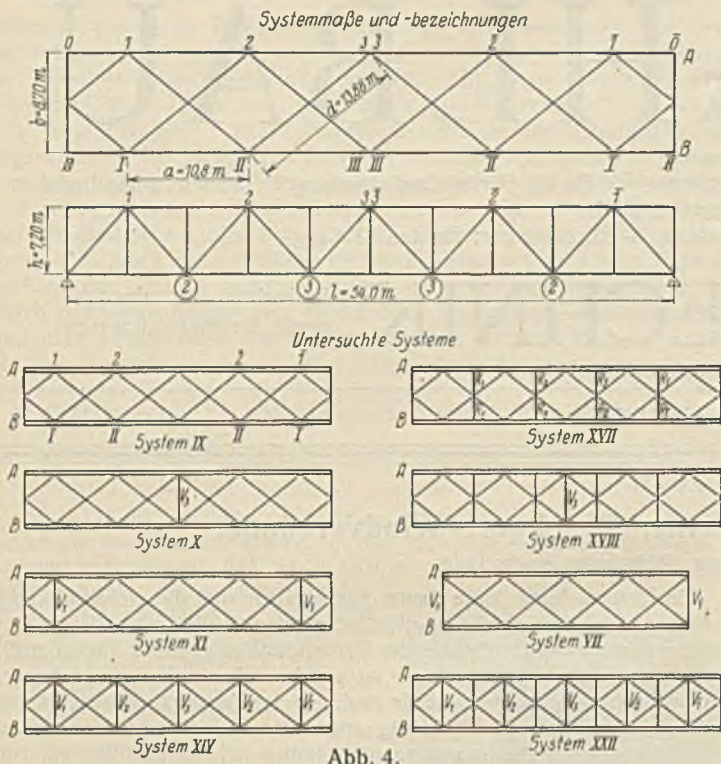


Abb. 4.

Aus den Einflußlinien der Unbekannten können in der üblichen Weise die Einflußlinien für die Stabkräfte der Windverbandstreben und Pfosten ermittelt werden, die sich natürlich ebenfalls über beide Hauptträger erstrecken. Sie ergeben sofort die Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger.

Da sich im statisch bestimmten Grundsystem keine Zusatzkräfte ergeben, sind alle Werte $S_0 = 0$. Die Einflußlinien der Füllstäbe setzen sich demnach nur aus den Unbekannten zusammen.

Bezeichnet man den Anteil der zur Längsachse symmetrischen Unbekannten an den Einflußordinaten der Füllstäbe mit η_d , den Anteil der antisymmetrischen Unbekannten mit η_α , so lassen sich die Einflußordinaten der Füllstäbe anschreiben in der Form: $\eta = \eta_d \pm \eta_\alpha$. Aus diesen Werten läßt sich erkennen, daß man die Symmetrie zur Brückenachse auch weiterhin ausnutzen kann, wenn man erst die Werte η_d und η_α bildet.



Abb. 5.

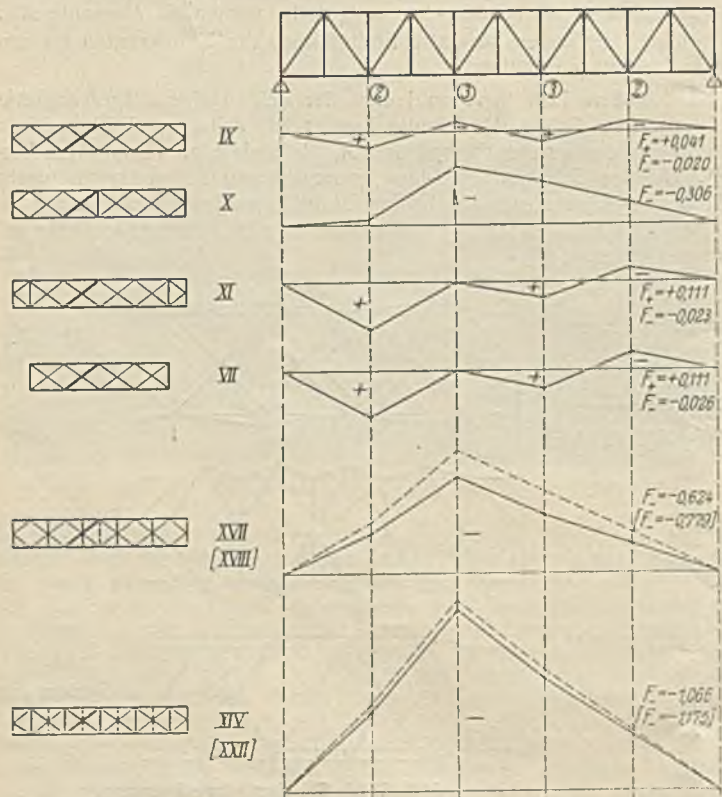


Abb. 6. Einflußlinien der Diagonalen D_3 .
(Unter Annahme gleicher Belastung beider Hauptträger).

Solange die Einzellast unmittelbar an dem Hauptträger A angreift, gilt $\eta_A = \eta_d + \eta_\alpha$; belastet sie den anderen Hauptträger, gilt $\eta_B = \eta_d - \eta_\alpha$. Greift die Last zwischen den beiden Hauptträgern an, so hat man die auf A und B entfallenden Auflagerdrücke zu bestimmen und diese mit η_A bzw. η_B zu multiplizieren. Man hat dann also eine doppelte Auswertung vorzunehmen. Bei gleicher Belastung beider Gleise läßt sich zusammenfassen: $\eta = \eta_A + \eta_B = 2\eta_d$. Dafür, ob ein- oder beiderseitige Belastung die größten Zusatzkräfte liefert, läßt sich leicht ein Kriterium aufstellen, auf dessen Wiedergabe leider verzichtet werden muß. Aus dem Kriterium ergibt sich, daß bei dem Rechnungsbeispiel stets gleichzeitige Belastung beider Gleise maßgebend ist. Man kann daher auf die Bildung der Werte η_A, η_B verzichten und erhält die ungünstigsten Kräfte sofort, wenn man die Einflußordinaten η_d für die Belastung beider Hauptträger auswertet.

Die Knappheit des zur Verfügung stehenden Raumes verbietet es, alle Einflußlinien hier wiederzugeben. Abb. 6 zeigt als Beispiel die Einflußlinien für die Zusatzkräfte der Schrägen D_3 in Brückenmitte. Aus ihnen ist deutlich zu ersehen, daß das pfostenlose System nur kleine Zusatzkräfte hat und wie diese durch Einfügung von Pfosten und Riegeln in die Höhe getrieben werden. Abb. 7 zeigt als weiteres Beispiel noch die Einflußlinie für die Zusatzkräfte eines Stabilisierungsstabes in Brückenmitte.

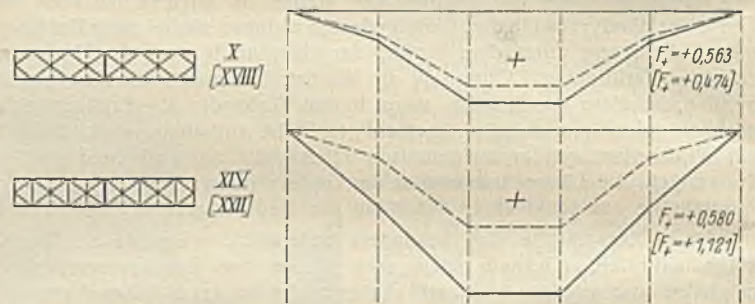


Abb. 7. Einfluß des Mittelpfostens.

In der nachfolgenden Tafel werden für die verschiedenen Systeme der Abb. 4 die aus den Einflußlinien folgenden maximalen Zusatzkräfte den Kräften gegenübergestellt, für die die Stäbe bemessen sind.

Tafel 2.

Dim. für	Maximale Zusatzkräfte in t								
	IX	X	XI	VII	XVII	XVIII	XIV	XXII	
D_1	-11,5	+0,4	+0,4	+0,4	-	-0,3	-0,3	+0,4	-0,3
D_2	-9,0	-1,6	+4,3	-12,6	-11,1	-19,0	-17,0	-43,5	-44,8
D_3	+17,9	-	-	-	-	-	-	-	-
D_4	-3,8	+4,3	-12,4	+4,3	+4,3	-23,1	-29,4	-43,2	-45,5
R_2	+7,7	-	-	-	-	-	-	-	-
R_3	± 8,7	-	-	-	-	+21,1	+23,0	-	+6,7
V_0	± 11,7	-	-	-	-	+28,5	+23,4	-	+11,0
V_1	± 8,0	+0,7	-0,8	-2,9	-	+3,1	+2,4	-0,3	+0,8
V_2		-	-	+11,7	+8,2	-	-	+27,3	+24,8
V_3		-	-	-	-	-	-	+54,5	+47,2
		-	+22,8	-	-	-	+19,2	+23,5	+45,5

Die Tafel 2 läßt erkennen, welche große Werte die Zusatzkräfte annehmen und wie sehr sie das Kraftbild verändern können.

Die Pfosten und Riegel erhalten nur Zugkräfte, die zwar recht große Werte annehmen, aber doch leicht aufgenommen werden können, u. U. jedoch bei den Anschlüssen berücksichtigt werden müssen.

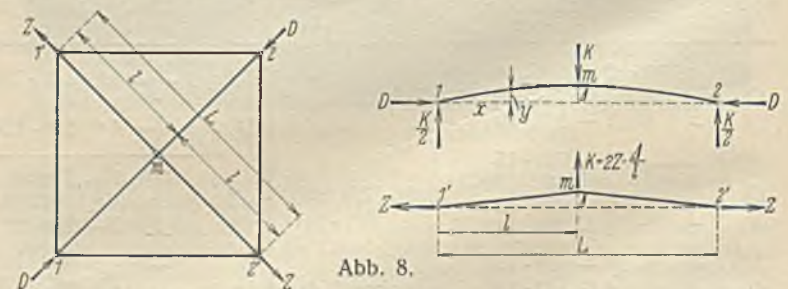


Abb. 8.

Die Schrägen dagegen erhalten zum Teil recht erhebliche Druckkräfte. Für die Beurteilung der einzelnen Systemausbildungen ist daher die Druckbeanspruchung der Schrägen aus den Zusatzkräften maßgebend. Der Kritik der einzelnen Ausfachungen soll daher eine kurze Betrachtung der Knickverhältnisse dieser Stäbe vorausgeschickt werden.

Besondere Beachtung verdienen die Strebenkreuze, deren Kreuzungspunkt nicht durch einen Riegel räumlich festgelegt ist. Die konstruktive

Ausbildung solcher Punkte erfolgt häufig in der Weise, daß der eine Stab durchgeführt, der andere unterbrochen wird und seine beiden Hälften nur mittels eines Knotenbleches, also gelenkig, an diesen angeschlossen werden. Ein solches System ist in Abb. 8 dargestellt. Mit den dort eingeführten Bezeichnungen ergibt sich: $M_x = Dy - \frac{x}{2} \cdot x$.

Mit $x^2 = \frac{D}{EI}$ läßt sich finden

$$\frac{D}{Z} = 1 - \frac{\text{tg } x l}{x l} = \frac{x l - \text{tg } x l}{x l}$$

Ist die Zugkraft gleich der Druckkraft, so wird

$$\frac{\text{tg } x l}{x l} = 0, \text{ tg } x l = 0, \text{ d. h. } x l = \pi$$

und

$$D = \frac{x^2 EJ}{l^2}$$

Die Knicklänge ist also $l_x = l$. Da bei Windbelastung die Bedingung $D = Z$ stets erfüllt ist, sagen die Berechnungsvorschriften der Deutschen Reichsbahn, daß bei gekreuzten Streben auch für Knicken aus der Systemebene die halbe Stablänge als Knicklänge eingeführt werden kann.

Ist die Zugkraft gleich 0, so wird

$$\frac{\text{tg } x l}{x l} = \infty, \text{ tg } x l = \infty, \text{ d. h. } x l = \frac{\pi}{2}$$

und

$$D = \frac{\pi^2 EJ}{(2l)^2} = \frac{EI \pi^2}{L^2}$$

Knicklänge demnach $l_x = 2l = L$.

Ist Z kleiner als D , d. h. für das Bereich $\frac{\pi}{2} < x l < \pi$, so ist $l < l_x < L$. Bleich (Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 181) hat für diesen Bereich den Reziprokwert des Bruches $\frac{x l}{x l - \text{tg } x l}$ durch Näherungswerte ersetzt und als Abminderungsfaktor für die Bestimmung der Knicklänge

$$l_x = \gamma L \text{ den Wert } \gamma = \sqrt{1 - \frac{3}{4} \cdot \frac{Z}{D} \cdot \frac{L_d}{L_z}} \text{ gefunden.}$$

Tritt Druck statt Zug auf, so wird Z zu D' und

$$\frac{D}{-D'} = 1 - \frac{\text{tg } x l}{x l} \text{ oder } 1 + \frac{D}{D'} = \frac{\text{tg } x l}{x l}$$

Demnach muß sein $x l < \frac{\pi}{2}$; dies bedeutet, daß die theoretische

Knicklänge größer als L sein wird. In Abb. 9 ist der Ausdruck $\frac{\text{tg } x l}{x l}$

für das Bereich $0 < x l < \frac{\pi}{2}$ aufgetragen. Ist beispielsweise $D' = D$,

also $1 + \frac{D}{D'} = 2$, so ergibt sich $x l \sim 66^\circ \sim 0,37 \pi$ und aus $x^2 = \frac{D}{EI}$

der Wert $D = \frac{EI \pi \cdot 0,37^2}{l^2} = \frac{EI \pi^2}{(2,7l)^2}$. Als theoretische Knicklänge ist

demnach $l_x = 2,7l = 1,35L$ einzuführen.

Die Untersuchung beweist, daß die genannte konstruktive Ausbildung gekreuzter Stäbe größten Bedenken begegnen muß, wenn in beiden Stäben zugleich Druckkräfte auftreten können. Da dies bei den Streben der Druckgurtwindverbände infolge der Zusatzkräfte durchaus möglich ist, muß die Forderung aufgestellt werden: der Kreuzungspunkt der Windverbandsstreben ist — sofern er nicht durch Riegel räumlich festgelegt ist — konstruktiv so auszubilden, daß beide Streben für ihre gesamte Länge steif angenommen werden können.

Ist diese Bedingung erfüllt, dann kann man bei gleich großen Druckkräften jeden Stab für sich untersuchen, die Knicklänge kann also nicht größer als L sein.

Schließlich ist noch der Einfluß der Eigenlast g der Streben zu untersuchen; auf die Wiedergabe dieser Untersuchung muß hier jedoch verzichtet werden.

Die sehr eingehende rechnerische Untersuchung im einzelnen hier wiederzugeben, hätte zu weit geführt. Im wesentlichen konnte daher nur eine kurze Darstellung des Rechnungsganges gebracht werden. Wegen ihrer praktischen Bedeutung sollen die Folgerungen daraus etwas ausführlicher dargestellt werden.

a) Kreuzstreben-systeme mit Zwischenständern.
(Systeme XIV und XXII).

Die Anordnung von Kreuzstreben-systemen mit Zwischenständern als Druckgurtwindverband ist grundsätzlich zu vermeiden. Die Pfosten in den Anschlußpunkten der Schrägen gestatten ein seitliches Ausweichen

nur im Maße ihrer eigenen Längenänderung. Bei $F = \infty$ liegt der Fall vor, den Bleich (Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 528) der Ermittlung der Zusatzkräfte in Kreuzstreben-systemen zugrunde legt. Die Zusatzkräfte nehmen bei den Kreuzstreben-systemen mit Zwischenständern sehr hohe Werte an und können leicht ein Ausknicken der Stäbe herbeiführen; insbesondere dann, wenn die Strebenkreuzungspunkte nicht durch Riegel gehalten sind. Da man diese Gefahr erkannt hat — die Kreuzstreben-systeme sind auch bei Annahme gelenkiger Knotenpunkte vielfach unbestimmt —, werden solche Systeme im allgemeinen in Druckgurt nicht ausgeführt. Trotzdem wurde ihre Durchrechnung gebracht, denn jede Regel hat ihre Ausnahme; auch ist ein Vergleich der anderen Systeme mit dieser Ausführung erwünscht.

b) Rhombensysteme ohne Riegel.

Bei den Rhombensystemen ohne Riegel hat man zu unterscheiden:

1. Systeme mit nur ganzen Rhomben (Systeme IX, X, XI).

Wieder sind zwei Ausbildungen zu unterscheiden: mit Mittelpfosten und mit Pfosten in den beiden Endrhomben.

Der Mittelpfosten wirkt dadurch besonders ungünstig, daß er die Gurte gerade dort zusammenhält, wo sie am steifsten sind. Die größten Zusatzkräfte ergeben sich demgemäß in den mittleren Streben; ihnen kommt zugute, daß sie aus praktischen Gründen meist mehr als ausreichend bemessen sind.

Umgekehrt ergeben sich bei Anordnung von Pfosten in den Endrhomben die größten Zusatzkräfte in den Endschrägen, in denen auch bei Windbelastung die größten Stabkräfte auftreten.

Vergleicht man die Einflußlinien der Systeme X und XI mit denen von System IX, so findet man bestätigt, was sich aus den Abb. 1 u. 2 herauslesen läßt: in den riegellosen Systemen mit nur ganzen Rhomben werden die Zusatzkräfte im wesentlichen durch die „Stabilisierungsstäbe“ hervorgerufen. Ihre Einfügung war erfolgt, weil man von der Annahme gelenkiger Knotenpunkte ausging. Die Untersuchung hat gezeigt, daß diese Annahme nicht zulässig ist. Bei biegungssteifen Gurten sind die Rhombenverbände aber vielfach unbestimmte Systeme, der „Stabilisierungsstab“ ist nicht mehr erforderlich und stellt nur eine von vielen überzähligen Größen dar. Man kann diesen Stab deshalb ganz weglassen; die Konstruktion wird hierdurch sogar verbessert, da die Zusatzkräfte im pfostenlosen Rhombensystem (IX) nur noch kleine Werte annehmen. Für Eigenlast als gleichförmig verteilte Belastung verschwinden sie fast gänzlich.

2. Systeme mit halben Endrhomben.

Der Vergleich der Einflußlinien der Systeme XI und VII zeigt, daß die Zusatzkräfte in einem System mit halben Endrhomben ungefähr dieselben sind, wie wenn das System durch beiderseitige Anfügung eines halben Feldes zu einem System mit nur ganzen Rhomben vervollständigt würde. Hieraus geht gleichzeitig hervor, daß ein System mit halben Endrhomben größere Zusatzkräfte erhält als das System mit nur ganzen Rhomben ohne Pfosten.

Für die Systeme mit halben Endrhomben gilt in besonderem Maße die Forderung, die für die konstruktive Ausbildung des Strebenkreuzungspunktes gestellt wurde. Da beide Stäbe eines Kreuzes gleichzeitig Druck erhalten können und demgemäß die ganze Länge als Knicklänge einzuführen ist, darf der Schlankheitsgrad höchstens $\lambda = 150$ sein. Im allgemeinen wird diese Forderung von selbst erfüllt sein, da noch schlankere Stäbe unter dem Einfluß ihrer Eigenlast zu sehr durchhängen. Ein geringerer Schlankheitsgrad gibt eine erhöhte Sicherheit, weshalb gespreizte Querschnitte besser sind als die in letzter Zeit — meist aus ästhetischen Gründen — mehr bevorzugten sehr schlanken Profile.

Eine einfache Überlegung zeigt, daß auch die Anzahl der Rhomben von Einfluß ist. Denkt man sich zunächst den einen Endpfosten weg, die Knotenpunkte gelenkig und alle Gurtstäbe gleichmäßig verkürzt, so wird sich die Verformung gemäß Abb. 10 einstellen. Man erkennt hieran

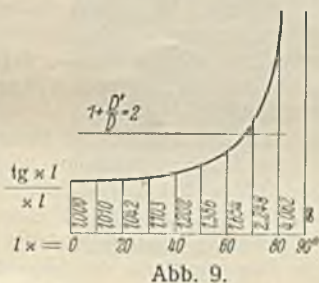


Abb. 9.

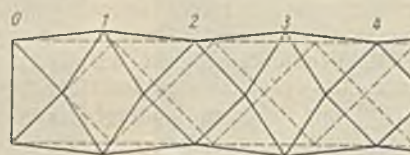


Abb. 10.

leicht: es kann nicht gleichgültig sein, wo man den anderen Endpfosten einfügt. In 2, 4... wird er ohne größeren Einfluß bleiben, in 3, 5... eine neue Zwängung in das System bringen.

Bei den Systemen mit halben Endrhomben sind demnach diejenigen am günstigsten, die eine ungerade Zahl ganzer Rhomben zwischen den Endfeldern aufweisen.

c) Rhombensysteme mit Riegeln.

Die Rhombensysteme mit Riegeln nehmen eine Mittelstellung zwischen den unter a) und b) besprochenen Ausbildungsformen ein. Zwar werden die Gurte durch die Riegel stark zusammengehalten, doch ist in den Anschlußpunkten der Schrägen ein Ausbiegen noch möglich. Die Riegel legen den Kreuzungspunkt der Streben räumlich fest, verbürgen also die halbe Stablänge als Knicklänge. Ein „Stabilisierungsstab“ ist bei den Rhombensystemen mit Riegeln natürlich noch weniger erforderlich als bei der riegellosen Ausfachung.

Die Zusatzkräfte nehmen bei den Systemen mit Riegeln recht erhebliche Werte an. Es ist darum auch hier anzustreben, die Windverband-schrägen möglichst steif auszubilden. Um die Zusatzkräfte herabzusetzen, ist die Ausschaltung des Einflusses der ständigen Last empfehlenswert. Bei der Montage das Vernieten der Verbände erst nach dem Absetzen der Hauptträger vorzunehmen, was bei Untergurtverbänden zuweilen geschieht, kommt bei Druckgurtverbänden nicht in Frage; das vorausgegangene

Ausrichten der Druckgurte würde zwecklos und die Knicksicherheit gefährdet sein. Möglich ist aber durchaus, auf den Anschluß der Riegel zunächst zu verzichten. Man wird sie lose lagern, so daß sie zwar das Gewicht der Strebenkreuze, aber keine Längskräfte aufnehmen können. Für ständige Last liegt dann nur ein Rhombensystem ohne Riegel vor, für das, wie unter a) gesagt, eine gleichmäßig verteilte Belastung der Brücke keine nennenswerten Zusatzkräfte liefert.

d) K-Verband.

Der Vollständigkeit halber sei der K-Verband noch erwähnt. Da die Querriegel eine sehr geringe Seitensteifigkeit besitzen und infolgedessen bei einer Längenänderung der Gurte seitlich ausbiegen, treten in den Streben keine nennenswerten Dehnungen auf. In den K-Verbänden ergeben sich darum keine oder nur geringfügige Zusatzkräfte aus senkrechter Belastung der Hauptträger (vgl. Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, S. 529).

Einige Bemerkungen zu der Frage der Feuersicherheit von Stahlskelettbauten.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. K. Klöppel, Berlin.

Die an der Weiterentwicklung der Stahlskelettbauweise interessierte Fachwelt wird die in letzter Zeit bei Vortragsveranstaltungen und in Veröffentlichungen feststellbare außerordentlich rege Beschäftigung mit Fragen der Feuersicherheit von Stahlbauwerken begrüßt haben. Je mehr Beachtung im Fachschriftentum der Klärung dieser Frage geschenkt wird, um so eher dürfte damit zu rechnen sein, daß das bis weit in die Fachkreise hinein verbreitete Vorurteil, die Feuersicherheit eines Stahlskelettbauwerks genüge den an eine neuzeitliche Bauweise zu stellenden Anforderungen nicht, endlich als beseitigt angesehen werden kann. Es muß sich endlich bis weit in die breite Öffentlichkeit hinein die Erkenntnis Bahn brechen, daß es keine Zufälligkeit, sondern eine Selbstverständlichkeit ist, wenn bisher noch kein gegen Feuereinwirkungen ordnungsgemäß geschützter Stahlskelettbau infolge Schadenfeuer eingestürzt ist. Auch die bedauerliche Gewohnheit, die Frage der Feuersicherheit von geschützten Stahlbauten mit einem Hinweis auf Bilder von stark verbogenen Überresten einer durch Feuersbrunst zerstörten ungeschützten Stahlkonstruktion abzutun, dürfte dann wohl bald überwunden sein. Gewiß fehlte es auch bisher nicht an richtigen Hinweisen im Fachschriftentum, doch bedurfte es immer einer gewissen Entdeckungskunst, um dieser wichtigen Ergebnisse teilhaftig zu werden und auf sie erforderlichenfalls verweisen zu können. Auch in dieser Zeitschrift ist erfreulicherweise Gelegenheit gegeben worden, die Feuersicherheitsfrage näher zu beleuchten. Branddirektor Effenberger hat in seinem Aufsatz: „Die Forderungen der Feuerwehringenieur an die Feuersicherheit der Baukonstruktionen“ im Stahlbau 1931, Heft 22, in aufschlußreicher Weise die bestehenden Fragen und die bisherigen Ergebnisse in ihrer Gesamtheit zusammengestellt. Damit ist eine begrüßenswerte Grundlage geschaffen, zusätzliche Einzelfragen unter Hinweis auf diese allgemeinen Ausführungen in möglichster Kürze zu behandeln. Auch die nachfolgenden Zellen sollen lediglich in ergänzender Form auf einige Gesichtspunkte aufmerksam machen, die vielleicht bei der Beurteilung der Feuersicherheitsfrage von Stahlskelettbauten Beachtung verdienen.

Bei der Schaffung neuer, möglichst einheitlicher Vorschriften über feuersicherheitstechnische Maßnahmen für neuzeitliche Bauwerke werden insbesondere zwei Gesichtspunkte bestimmend sein: 1. Angaben über den Baustoff, die Bemessungsstärken und die konstruktive Durchbildung des Feuerschutzes der einzelnen Bauglieder und 2. Angaben über die Abstufung der feuersicherheitstechnischen Forderungen nach Art und Benutzung der Gebäude.

Die Frage nach dem zweckmäßigsten Feuerschutz der Stahlskelettbauten, insbesondere der Innenstützen, muß sowohl auf Grund der Ergebnisse von Brandkatastrophen — worüber im obenerwähnten Aufsatz von Effenberger ausführlich berichtet ist — wie auch an Hand von durchgeführten Versuchen beantwortet werden. Derartige Versuche, die hier als bekannt vorausgesetzt werden sollen, sind in letzter Zeit in Deutschland, Amerika, Holland und Österreich durchgeführt worden. Leider gestattet die Verschiedenartigkeit der Versuchsdurchführungen nicht die wünschenswerte Vergleichsmöglichkeit der Ergebnisse.

Die Amerikaner²⁾ sind wohl in größtzügiger Weise vorgegangen.

¹⁾ Die Grundlage zu diesen Ausführungen bildet der vom Verfasser anlässlich der Leipziger Herbstmesse 1931 gehaltene Vortrag: Das Verhalten der Stahlbauten im Feuer.

²⁾ Die amerikanischen Versuche wurden in den Jahren 1917 bis 1919 in Chicago durchgeführt von Associated Factory Mutual Fire Insurance Companies, The National Board of Fire Underwriters and the Bureau of Standards, Department of Commerce. Veröffentlicht als „Fire Tests Building Columns“ Underwriters Laboratories, 207 Ohio Street, Chicago, Illinois. — S. a. Siegmund Müller: Neuzeitlicher Stahlhochbau. Bericht

Ihre Versuche zeichnen sich vor allem dadurch aus, daß die zu prüfenden Stützen während der ganzen Versuchsdauer der Beanspruchung durch die Nutzlast ausgesetzt und die standgehaltenen Stützen noch auf ihre Bruchlast hin geprüft wurden. Durch Verwendung der Gasfeuerung ist es gelungen, die Branddauer bei leichter Regulierung der durchschnittlich etwa 1000° C betragenden Raumtemperatur auf acht Stunden auszudehnen. Die Wärmeleitfähigkeit der Ummantelungsstoffe wurde durch Vorversuche in einem besonderen Glühofen festgestellt.

Bei einer Kritik dieser Versuchsergebnisse beansprucht naturgemäß das meiste Interesse die Frage nach dem Einfluß des Ummantelungsbaustoffes und der Ummantelungsstärke auf die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stahlstützen. Die Versuche haben aber auch erwiesen, daß sich noch andere Einflüsse geltend machen können, auf die hier zunächst kurz hingewiesen werden soll.

Bei den mit Beton ummantelten Stahlstützen hat sich herausgestellt, daß die Art des Zuschlagstoffes die Feuerschutzwirkung der Ummantelung stärker beeinflussen kann als deren Stärke, und zwar nehmen die Zuschlagstoffe in dieser Hinsicht an Wert in der Reihenfolge nachstehender Aufzählung ab: 1. Kalkstein und Dolomit; 2. Gabbro (plutonisches Eruptivgestein mit feinem, kristallinischem Gefüge), Granit, Sandstein und Steinkohlenschlacke; 3. Quarz und Hornstein. Hornstein ist wasserhaltig, beim Erhitzen zersprengt der Dampfdruck die Knollen, auch tritt bei 210° eine plötzliche Volumenänderung ein. Quarz ändert sein Volumen plötzlich bei 573° C, indem er sich in Tridymit verwandelt, außerdem enthält er ebenfalls Wassereinschlüsse. Der vielfach verwendete Kiesbeton läßt als Feuerschutz Wünsche offen. Schlackenbeton ist schon besser.

Natürlich spielt das Mischungsverhältnis des Betons ebenfalls eine ausschlaggebende Rolle — ein fetter Beton ist einem mageren unbedingt vorzuziehen —, dagegen ist die Festigkeit des Betons für dessen feuerschützende Wirkung anscheinend von untergeordneter Bedeutung.

Drahteinlagen in den Horizontalfugen erhöhen die Widerstandsdauer; bei den mit Kalksteinbeton ummantelten Stützen hatte jedoch das Fehlen der Drähte keinen Einfluß. Die Prüfung der Ummantelungen durch plötzliche Abkühlung mit einem Wasserstrahl größeren Druckes bewies ebenfalls die günstige Wirkung der Drahteinlagen, die in einer Erhöhung des Zusammenhalts der feuerschützenden Mittel besteht.

Bei Verwendung gebrannter Baustoffe als Ummantelung zeigte sich, daß auch bei Hohlsteinen die Widerstandsfähigkeit im allgemeinen nicht mit der Festigkeit des Materials zunahm. Auch nicht die am schärfsten gebrannten Hohlsteine waren die besten, sondern mittelgebrannte und mittelharte Hohlsteine.

Weiterhin ergibt sich die überraschende Tatsache, daß eine Verdoppelung der Ummauerungsstärke kaum eine Vergrößerung der Widerstandsfähigkeit brachte (Abb. 1). Eine Erklärung hierfür könnte vielleicht darin gefunden

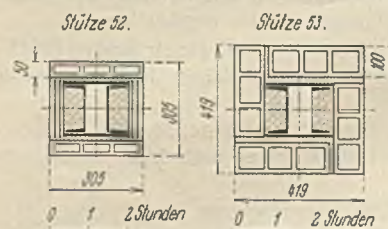


Abb. 1. Stützen-Ummantelung mit amerikanischen Hohlsteinen. (Ohio-Shale-Steine und Schlackenbetonfüllung.)

über die XXV. Tagung des Reichsvereins Deutscher Feuerwehringenieur. Hackebell, Berlin SW 48. — van Genderen Stori: Das Verhalten der Ummantelungsbaustoffe für Stahlkonstruktionen im Feuer. D. Bauztg. vom 26. August 1931. — F. Emperger: Der Feuerschutz von Gerippebauten nach amerikanischen Versuchen. B. u. E. 1931, Heft 13.

werden, daß diese Zunahme der Ummantelungsstärke in erster Linie nur eine Vergrößerung der Luftschicht bedeutet. Nun ist bekannt, daß die Wärmeisolerfähigkeit einer stagnierenden Luftschicht über eine Stärke von 5 cm hinaus kaum noch nennenswert zunimmt. Vielleicht liegen die Verhältnisse hier ähnlich, wenn sie natürlich auch schwieriger erfassbar sind. Bei der Regelmäßigkeit dieses Ergebnisses der amerikanischen Versuche dürfte die Ansicht Dr. Empergers (s. B. u. E. 1931, Heft 13), daß die Güte der Ummantelungsausführungen diese merkwürdige Erscheinung erkläre, kaum zu teilen sein. Vielmehr verdient dieses Ergebnis als Warnung vor Überschätzung der Feuerschutzwirkung starker Luftschichten große Beachtung.

Für die Wahrscheinlichkeit der voranstehenden Erklärung spricht, daß sich bei Ummantelung mit Vollziegeln — wo also keine Luftschicht vorhanden ist — die Zunahme der Überdeckung in der Widerstandsdauer ganz bedeutend auswirkt; sie steigt bei den Verhältnissen nach Abb. 2 von $1\frac{3}{4}$ Std. auf $7\frac{1}{4}$ Std. Hochkant vermauerte Ziegel sind auch zu wenig standfest im Feuer. Wenn nicht andere Gründe dagegen sprechen, sollte man also auf alle Fälle im Interesse einer erhöhten Feuersicherheit die vollen Ziegel flach vermauern, die sich ganz allgemein als ein ausgezeichnetes Schutzmittel bewährt haben und deshalb in manchen Fällen einer Betonummantelung vorzuziehen sind.

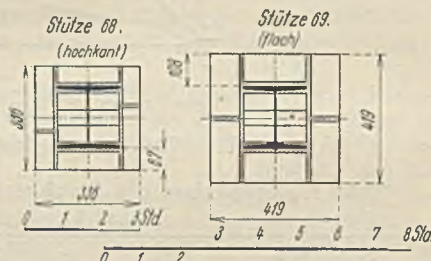


Abb. 2. Stützen-Ummantelung mit Mauerziegeln.

Die österreichischen Versuche³⁾ bestätigen im übrigen ebenfalls, daß die Wienerberger Leichtziegel — ein poröser Vollziegel aus gemagertem Beton — einen ausgezeichneten Feuerschutz bieten. Nicht unerwähnt soll bleiben, daß die verwendeten gebrannten Steine große Neigung zum Springen zeigten, insbesondere beim Löschen. Wie sich deutsche Hohlsteine bei einer achtstündigen Brenndauer verhalten, ist anscheinend noch nicht festgestellt.

Im übrigen bedarf die Frage der Unterschiede in der Beschaffenheit der amerikanischen und deutschen Ummantelungsbaustoffe bei der Übertragung der amerikanischen Versuchsergebnisse auf deutsche Verhältnisse noch besonderer Berücksichtigung, grundsätzliche Schlußfolgerungen dürften davon weniger stark beeinflusst werden.

Bei der Ummantelung mit Gipsblöcken bringt die Verdoppelung der Überdeckung etwa die gleiche Zunahme der Widerstandsdauer. Die Isolerfähigkeit von Gips ist infolge seines starken Wassergehaltes sehr gut, der bei Einwirkung von Feuer eine endothermische Wirkung zur Folge hat. Nach Verdampfung des Wassergehaltes besitzt die Gipsummantelung fast keine Haftfähigkeit mehr, so daß dann sämtliche Gipsblöcke ziemlich unvermittelt von der Stütze abfallen. Bis dahin haben

³⁾ Gundacker, Hofbauer und Groß: Z. d. Oe. I. A. V. 1931, Heft 15/16, S. 131.

jedoch die Stützen bei 5 cm Ummantelungsstärke etwa $2\frac{1}{4}$ Std. einer Temperatur von durchschnittlich 1000°C Widerstand geleistet, während eine gleich starke Ummantelung mit Vollziegeln nur $1\frac{3}{4}$ Std. widerstand. Abb. 3 gibt den charakteristischen Temperaturverlauf — die Temperatur der Stahlstütze bleibt lange Zeit nahezu konstant — eines Versuches mit einer Stütze wieder, die mit 10 cm starken Gipsblöcken geschützt war; sie versagte erst nach fast $4\frac{1}{2}$ Std. bei durchschnittlich 1000°C Raumtemperatur. Daraus geht hervor, daß dem Gips als feuerwiderstehendem Mittel mehr Beachtung gebührt als bisher⁴⁾.

Die Rabitzummantelungen ergaben auch recht beachtliche Widerstandsdauern. Eine Ummantelung mit nur 2,5 cm starkem Putz auf Streckmetall widerstand 1 Std. lang einer Feuereinwirkung von durchschnittlich 900°C . Eine doppelt so starke Ummantelung ergab nur eine wenig größere — keinesfalls die doppelte — Widerstandsdauer. Erst durch Einschaltung einer 2 cm starken Luftschicht zwischen den beiden Putzschichten konnte eine Widerstandsdauer von $2\frac{1}{2}$ bis 3 Std. erreicht werden. Hier wirkt sich also die geringe Wärmeleitfähigkeit einer ruhenden, dünnen Luftschicht vorteilhaft aus. Auf die Ergebnisse dieser Versuchsreihe mit Rabitzummantelung scheint aber auch die Form des Stahlquerschnitts einen beachtlichen Einfluß auszuüben.

Aus dem Voranstehenden erklärt sich, daß das Amsterdamer Floratheater während des dreistündigen Brandes mit stellenweise 800°C Temperatur nicht einstürzte, obgleich die stählerne Konstruktion nur primitiv mit Rabitzputz geschützt war. Abb. 4 zeigt die Balkonkonstruktion mit der an stählernen Dachbindern aufgehängten Deckenwölbung.

Auch bei dem Brand des Warenhauses Hermann Tietz⁵⁾, Berlin, Chauseestraße, haben sich Rabitzummantelungen sehr gut bewährt, die allerdings mehrere Zentimeter stark waren.

Ungeschützte Stahlkonstruktionen sollen naturgemäß nur dort Verwendung finden, wo mit den Gefahren eines heftigen Brandes nicht zu rechnen ist. Handelt es sich um Bauwerke, die nach dieser Richtung hin Zweifel offen lassen, so kann auch schon ein geringer Feuerschutz vor den größten Schäden bewahren, und vor allem Verluste an Menschenleben ausschließen. In diesem Zusammenhange sei an einen Schutz von Lokomotivhallenbindern erinnert, der vielleicht in solchen Fällen ausreicht. Reichsbahnoberrat Dr. Tiils⁶⁾ hat die Binderstäbe zur Erlangung eines guten Rostschutzes gegen den Angriff von Rauchgasen mit Zementmörtel auf Drahtgewebe ummantelt (Abb. 5 u. 6). Das Verfahren hat sich in diesem besonderen Fall als zweckmäßig und wirtschaftlich erwiesen. Der Mörtel war in zwei Lagen aufgebracht bei einer Gesamtstärke von 2,5 cm. Auf Grund der mit Rabitzputz bei den amerika-

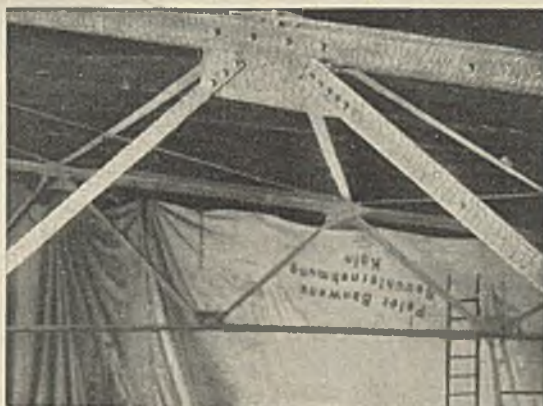


Abb. 5.



Abb. 6.

Abb. 5 u. 6. Schutz der Lokomotivhallen-Dachbinder mit Zementmörtel auf Drahtgeflecht.

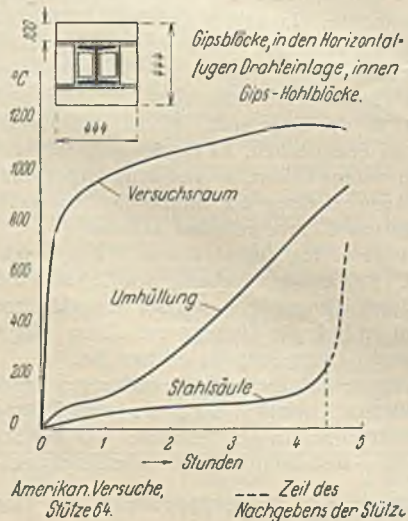


Abb. 3.

Temperaturverlauf während des Brandversuches.

⁴⁾ Bedenken gegen die Verwendung des Gipses im Stahlskelettbau aus Gründen der Rostgefahr sind nur gerechtfertigt, wenn die Berührung des Stahles mit Gips unter Feuchtigkeitszutritt erfolgt, was im allgemeinen bei Innenstützen nicht zu befürchten ist. Daß trockener Gips keinen korrodierenden Einfluß auf Stahl ausübt, haben die Erfahrungen mit Rabitzgeweben ausreichend bewiesen.

⁵⁾ Kohsan: Zschrft. Feuerschutz 1929, Heft 2, S. 29.

⁶⁾ Tiils: Zementmörtelschutz für eiserne Lokomotivschuppenbinder. „Der Bautenschutz“ 1930, S. 15.



Abb. 4.

Rangkonstruktion des Amsterdamer Floratheaters nach dem Brand.

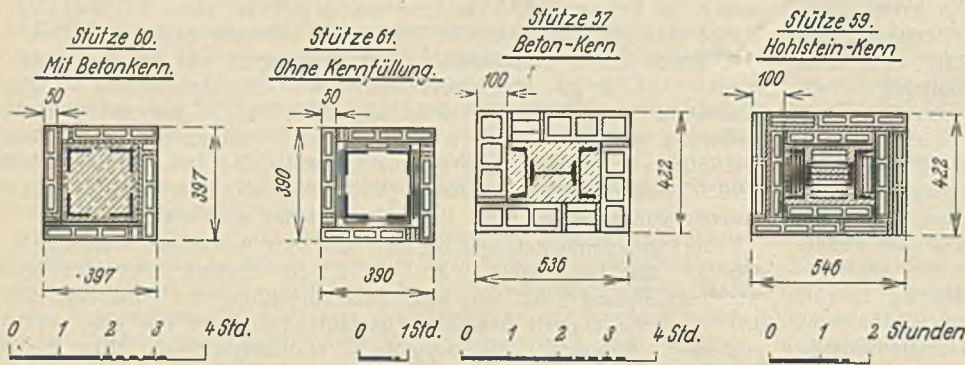


Abb. 7. Einfluß der Kernauffüllung.

Abb. 8. Einfluß der Art der Kernauffüllung.

nischen Versuchen und andernorts gemachten Erfahrungen sollte man erwarten können, daß dieser Schutz ausreicht, Bauwerke niederer Gefahrenklasse vor dem Einsturz zu bewahren.

Über die Abhängigkeit der Feuerwiderstandsfähigkeit geschützter Stützen von der Ausbildung der Querschnittsform wäre ganz allgemein kurz festzuhalten, daß das Verhältnis von Stahlquerschnittsfläche zu Gesamtquerschnitt (Bewehrungsprozentsatz) naturgemäß von erheblichem Einfluß sein kann. (Von einer gewissen unteren Grenze ab, also bei sehr starker Ummantelung, ist es richtiger, von steifbewehrten Eisenbetonsäulen und nicht von Stahlstützen zu sprechen.) Zur Erhöhung des Widerstandes gegen Feuereinwirkungen müßte eine sperrige Ausbildung des Stützenquerschnitts (kleiner Bewehrungsprozentsatz) angestrebt werden, sofern nicht Gründe der Raumersparnis dagegen sprechen. Dabei ist schon vorausgesetzt, daß der innere Raum zwischen den Profilen — der Kern — auch mit Beton ausgefüllt wird. Im Interesse der Feuersicherheit ist diese Kernauffüllung auf jeden Fall zu begründen (Abb. 7), die in vielen Städten zu einer baupolizeilichen Forderung erhoben ist und fast bei allen neueren Stahlskelettbauten Anwendung gefunden hat. Wirtschaftlichkeitsgründe können natürlich oftmals dagegen sprechen, so daß nur von Fall zu Fall auch mit Rücksicht auf die Gefahrenklasse des Bauwerkes hierüber entschieden werden kann. Auch aus dem großen Einfluß der Kernauffüllung ist ersichtlich, daß mit der Angabe der „Überdeckungsstärke“ der Ummantelung die Feuerwiderstandsfähigkeit der Stütze noch nicht hinreichend gekennzeichnet ist. Eine Verringerung der Ummantelungsstärke durch Verwendung besonders geeigneter Materialien und sachgemäße Ausbildung des Querschnitts scheint möglich zu sein. Hier müßten zur Klärung von Einzeleinflüssen Versuche einsetzen. Abb. 8 zeigt, daß die Ausfüllung des Kernes aus feuersicherheitstechnischen Gründen besser mit Beton als mit Hohlsteinen erfolgen sollte.

Kurz erwähnt sei noch, daß sich bei ungeschützten und nur wenig gegen Feuereinwirkungen geschützten Stahlkonstruktionen — sofern solche ausnahmsweise überhaupt einer Brandgefahr ausgesetzt sind — zur Erhöhung der Feuerwiderstandsfähigkeit die Ausbildung eines gedrungenen Querschnitts empfiehlt. Hierauf dürften auch die guten Ergebnisse bei dem während der Montage des Skeletts erfolgten Brand des Warenhauses Ara in Prag zurückzuführen sein⁷⁾. Um Raum zu sparen, wurden dort sehr schlanke Stützen mit gedrungenen Querschnitten verwendet. Die Widerstandsfähigkeit dieser Stützen wäre vielleicht noch größer gewesen, wenn die Ausbeulungen der Gurtplatten des T-Querschnitts nicht durch den auffallend großen Nietabstand begünstigt worden wären. Hinzu kommt noch, daß durch Wahl der gedrungenen Querschnittsform der Schlankheitsgrad verhältnismäßig groß und somit die reine Druckbeanspruchung entsprechend klein war. Hervorgehoben sei nochmals, daß es sich hierbei um die Widerstandsfähigkeit ungeschützter Stahlkonstruktion handelt.

Ein hochwertiges Gebäude soll im Brandfalle nicht nur gegen Einsturzgefahr gesichert sein, sondern darüber hinaus auch eine leichte und schnelle Beseitigung der Brandschäden gestatten⁸⁾. Besonderer Wert wird hierauf seitens der Versicherungsgesellschaften gelegt. Daß die Stahlskelettbauweise im besonderen Maße geeignet ist, diese Forderung zu erfüllen, ist hinlänglich bekannt. Auch die amerikanischen Versuche haben das gleiche Ergebnis gezeigt. Mit Beton ummantelte I-Stützen (Abb. 9) ergaben bei 10 cm Überdeckung eine Widerstandsdauer von 8 Stunden und nach dem Brand eine Bruchsicherheit (Tafel 1), die erkennen läßt, daß die Säule an Tragfähigkeit nichts eingebüßt hat.

Die Verwendung des Betons als Feuer- und auch als Rostschutz in der Stahlskelettbauweise läßt es zweckmäßig erscheinen, den Beton unter Ausnutzung der Verbundwirkung auch zum Tragen der Belastungen mit heranzuziehen⁹⁾. Die Grundlagen der rechnerischen Behandlung solcher Stützen sind allerdings noch nicht so weit geklärt, wie auf Grund verschiedener Veröffentlichungen angenommen werden könnte und zwecks be-

⁷⁾ Emperger: Ein großes Schadenfeuer in einem Stahlskelettbau in Prag. Der Stahlbau 1931, Heft 10, S. 109.

⁸⁾ Emperger: Die umschnürte Stahlsäule. Der Stahlbau 1931, Heft 16, S. 188.

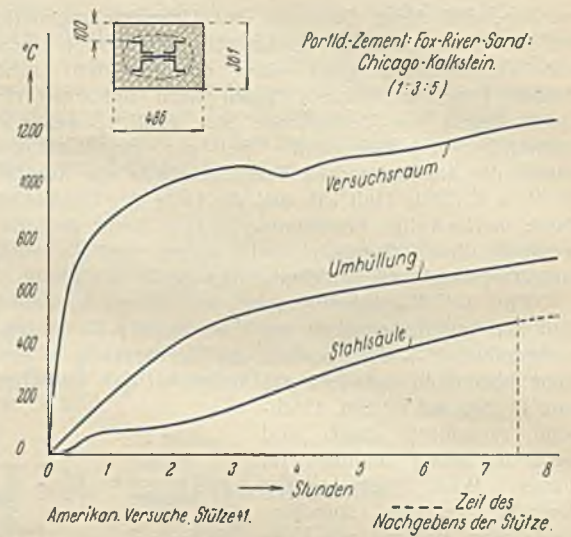


Abb. 9. Temperaturverlauf während des Brandversuches.

Tafel 1. Ergebnisse der Bruchversuche nach dem Brande. Stahlstützen.

Probe Nr.	33	33 A	35	41	42
Belastung in t . . .	54,2	54,2	54,2	47,6	47,6
Knicklast in t . . .	196,0	184,0	158,0	151,0	152,0
Sicherheit	3,62	3,40	2,92	3,17	3,19

Eisenbetonsäulen:				
Probe Nr.	70	72	74	75
Belastung in t . . .	45,8	48,8	58,5	58,5
Knicklast in t . . .	133,0	113,0	110,0	74,0
Sicherheit	2,91	2,31	1,88	1,26

hördlicher Genehmigung notwendig ist. Versuche, die für die nächste Zukunft in Aussicht genommen sind, bringen vielleicht die notwendige Klärung.

Als sicher dürfte die Erhöhung der Knicksicherheit durch den Betonkern angesehen werden¹⁰⁾, was durch Einführung einer kleineren Knicklänge als „ideelle Knicklänge“ bei der Dimensionierung berücksichtigt werden könnte. Darauf dürfte bei den amerikanischen Versuchen auch die im Hinblick auf die an den Stahlteilen gemessenen Temperaturen als verhältnismäßig groß zu bezeichnende Knickwiderstandsfähigkeit der Stützen zum Teil zurückzuführen sein. Ferner auch darauf, daß die bloße, satte Auflagerung der Stützen in der Versuchseinrichtung eine Einspannung und damit eine Heraufsetzung der Knicklasten zur Folge hat.¹⁰⁾

Allen Laboratoriumsversuchen haftet u. a. folgender Mangel an.

Bedenkt man, daß bei veränderter Wärmeausdehnung einer Stütze einer Temperaturerhöhung von 1 °C eine Zunahme der Druckbeanspruchung um etwa 26,5 kg/cm² entspricht, so wird man verstehen können, daß die Elastizität der übrigen Tragkonstruktionen des Gebäudes, insbesondere der, die mit der Stütze in unmittelbarem Zusammenhang stehen, von großer Bedeutung ist. Bei den amerikanischen Versuchen entsprach der Erwärmung eine Gesamtausdehnung der Stützen von mehr als 2,4 cm, die sich infolge Nachgiebigkeit des Kolbens der hydro-pneumatischen Presse ohne weiteres auswirken konnte. In einem Gebäude haben also die übrigen Tragkonstruktionen die Aufgabe, diese Verformung mitzumachen. Inwieweit dies ohne Ribbildung möglich ist, hängt in erster Linie von der Zugfestigkeit des verwendeten Baustoffes ab. Daß Stahlkonstruktionen im hohen Maße in der Lage sind, solche stellenweisen Nachgiebigkeiten ohne Schaden zu entsprechen, ist ihr besonderer Vorteil, den sie allen anderen Bauweisen voraus haben. — Bei dem vorerwähnten Prager Brand hat man bei der Auswechslung der Stütze das Stahlskelett mittels Wasserdruckpressen leicht um 80 mm anheben können.

Ein geradezu klassisches Beispiel für die elastische Nachgiebigkeit der Stahlkonstruktion ist die i. J. 1929 erfolgte Hebung des Gebäudes der Kohlenmahlanlage im Großkraftwerk Klingenberg, wo bei einem Stützendruck von etwa 1000 t innerhalb 24 Std. die Hebung um 12 cm möglich gewesen ist, ohne daß das Gebäude einen Schaden erlitten hat.¹¹⁾

Man muß sich vergegenwärtigen, daß diese Kräftwirkungen an den steifsten Konstruktionsteilen auftreten, nämlich dort, wo sich Rahmen-ecken oder Einspannungen durchlaufender Träger befinden. Da der Stahl in jeder Richtung wirkenden Kräften — und damit auch unvorhergesehenen —

⁹⁾ Emperger: Die Verstärkung von Stahlgewölbentragern mit einem Betonmantel. Z. d. Ö. I. A. V. 1930, Heft 47/48.

¹⁰⁾ Petermann: Zur Lagerung der Druckplatten von Knickmaschinen. Der Stahlbau 1931, Heft 16, S. 184.

¹¹⁾ AEG-Mitteilungen 1927, Heft 11. — Rein: Die Eisenbauten des Großkraftwerkes Klingenberg. Bauing. 1928, S. 752 bis 765.

nahezu gleichen Widerstand entgegenzusetzen vermag, kann diese Wärmeausdehnung meist schadlos aufgenommen werden. Dieses günstige Verhalten der Stahlkonstruktionen kommt leider auch durch die amerikanischen Versuche nicht zum Ausdruck. Es wäre deshalb zu begrüßen, wenn kommende Versuche in der Art der holländischen durchgeführt würden, wo also ganze Stahlskeletthäuser den Versuchszwecken unterworfen werden. Vielleicht lassen sich im Interesse des Fortschritts in der Klärung dieser Fragen deutsche Versuche in dieser Weise durchführen; abgesehen davon, daß auch die Prüfung der bei den amerikanischen Versuchen unberücksichtigt gebliebenen Leichtbetonarten, wie Bimsbeton usw., mit einbezogen werden müßte. In diesem Zusammenhang sei der Vollständigkeit halber noch auf die Brandversuche der Bayerischen Landesgewerbeanstalt Nürnberg verwiesen, die an anderer Stelle ausführlich beschrieben sind¹²⁾. Hier sind bereits Ummantelungen mit Bimsbetonfertigteilen, Insulfte- und Korkplatten geprüft worden. Die Versuchsdauer betrug 1½ Std. bei einer Raumtemperatur von etwa 1000° C. Auch die schon erwähnten österreichischen Versuche geben Aufschluß über die Feuerbeständigkeit einiger in Amerika nicht geprüften Ummantelungsbaustoffe.

Noch ein anderer Grund spricht für die Vornahme weiterer Brandversuche in besondere Stahlskelettbauten. Bei dem jüngsten Brand in Prag hat sich z. B. gezeigt — übrigens in Übereinstimmung mit den Ergebnissen des großen Brandes in Baltimore im Jahre 1906 —, daß die Decken oftmals viel eher gefährdet sind als die Stützen. Durch die Überlagerung verschiedenster Einflüsse, die sich aus dem Wechselspiel zwischen Wärmedehnung und Beanspruchung, Verteilung der Last auf Stahlkern und Ummantelung, verschiedenen Ausdehnungskoeffizienten usw. ergeben, ist es nicht möglich, aus reinen Stützenversuchen auf das Verhalten eines gesamten Gebäudes im Brandfalle zu schließen. Neben den Wärmerissen verdienen auch die Kaltrisse besondere Beachtung, die durch zeitlich verschiedenen Rückgang der Ausdehnungen in den einzelnen Konstruktionsgliedern, deren Abmessungen stark voneinander abweichen, hervorgerufen werden.

Bei Versuchen an eigens hierfür hergestellten Stahlskelettbauten würde sich vielleicht auch folgende Schwierigkeit zeigen, die für die Beurteilung der Versuchsergebnisse nicht ohne Wichtigkeit ist. Einen Brand von 8 Std. Dauer in einem solchen Versuchshaus unter Verwendung fester und flüssiger Brennstoffe zu unterhalten, würde wahrscheinlich nicht leicht sein oder mit der Wirklichkeit im allgemeinen nicht übereinstimmen. Die österreichischen Brandversuche³⁾ sind zweimal durchgeführt worden, und zwar deshalb, weil die mit einer Stunde Brenndauer durchgeführten Versuche bei 1100° C nicht den erwünschten Aufschluß gegeben haben. Um die Brenndauer in ihrem zweiten Versuch auf vier Stunden zu erhöhen, wurden 1050 kg Hüttenkoks und 200 kg Fichtenholz benötigt, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß alle Vorkehrungen getroffen waren, die für eine günstige Ausnutzung dieses Brennmaterials zwecks rascher und starker Temperatursteigerung erforderlich sind. Dieses Brennmaterial ergibt eine Belastung von 200 kg/m² auf der Rostfläche. Diese verhältnismäßig große Menge Brennmaterial hat unter den günstigsten Bedingungen genügt, um in 1 Std. den Raum auf 1100° C zu erwärmen und diese Temperatur auf eine Dauer von 2 Std. zu erhalten. In der vierten Stunde der Brenndauer nahm die Temperatur bereits wieder beträchtlich ab. Man könnte also günstigstenfalls damit rechnen, daß eine Raumtemperatur von 1000 bis 1100° C etwa auf die Dauer von 3 Std. durch diese Menge Brennmaterial erzielt wurde. 200 kg/m² bedeuten aber nach der neuen amerikanischen Gefahrenklasseneinteilung die höchstgefährdete Klasse (Tafel 2). Man kann also mit gutem Recht behaupten, daß diese Feuereinwirkung, wie sie bei den österreichischen Versuchen und in ähnlicher Weise bei den holländischen Versuchen vorgelegen hat, im allgemeinen den heftigsten Bränden entspricht. Da nun im allgemeinen Stahlstützen mit 3 bis 5 cm starken Betonummantelungen nach den Versuchsergebnissen genügen, einer solchen Belastungsprobe standzuhalten, und da weiterhin die übrigen Tragglieder imstande sind, den notwendigen Wärmeausdehnungen ohne Ribbildungen in den tragenden Querschnitten nachzugeben, kann man wohl mit Recht behaupten, daß unsere neuzeitlichen Stahlskelettbauten heftigsten Bränden ohne Einsturzgefahr widerstehen. — Leider hat die in Amerika getroffene Wahl einer für die Klärung theoretischer Fragen notwendigen 8-stündigen Versuchs-

dauer dazu geführt, daß oftmals 2-stündige Brandversuche mit 1000° C Raumtemperatur von vielen Kreisen als für die Praxis ausreichender Nachweis der Feuerbeständigkeit eines Baustoffs nicht anerkannt werden. Nach dem Voranstehenden liegt hierzu im allgemeinen kein Anlaß vor.

Was die Feuerwiderstandsfähigkeit der ummantelten Stahlunterzüge und -träger anbetrifft, so sei insbesondere auf die Ausführung von Mensch¹⁵⁾ hingewiesen. Daraus und aus anderen Beispielen geht hervor, daß die Gewährleistung der Widerstandsfähigkeit dieser Tragkonstruktionen gegenüber den Decken und Innenstützen bei Stahlskelettbauten an Bedeutung zurücktritt. Dagegen dürfte dieser Frage bei Eisenbetonbalken infolge der Verringerung des Elastizitätsmoduls mit steigender Temperatur¹⁶⁾ (Verlagerung der neutralen Linie und stärkeren Beanspruchung der Eisen-einlagen) größere Aufmerksamkeit zu widmen sein.

Besondere Beachtung wird vielfach der Frage über die Anordnung von Dehnungsfugen geschenkt. Immer wieder zeigt sich, daß, wie beispielsweise bei dem Karstadt-Brand in Hamburg (Abb. 10), das Schließen der Dehnungsfugen Zerstörungen der Außenwände und andere verhängnisvolle Schäden zur Folge gehabt hat. Hier bedarf es des Hinweises, daß

solche Dehnungsfugen nie und nimmer als Vorkehrung gegen Spannungserhöhungen durch Ausdehnungen in Brandfällen angeordnet werden. Bei Eisenbetonbauten handelt es sich in erster Linie um Schwindfugen. Dementsprechend ist auch die Fugenbreite bemessen. Sie würde also in Brandfällen nicht ausreichen, um die unerwünschten Wirkungen zu verhindern; was anderes ist es

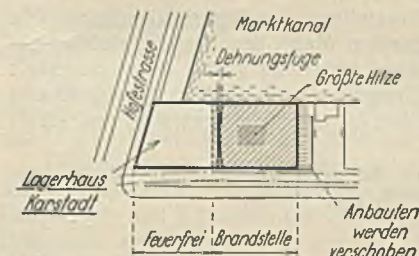


Abb. 10. Wirkung der Dehnungsfuge beim Karstadtbrand in Hamburg.

natürlich bei Auflagerungen von Tragteilen auf Konsolen, wo Vorsorge gegen Abgleiten getroffen werden muß. Vor allem soll sich der Feuerwehrgenieur davor hüten, die übliche Dehnungsfuge in Eisenbetonbauten als eine Maßnahme gegen Feuereinwirkungen zu betrachten und sich darauf zu verlassen.

Bei der Stahlskelettbauweise kommen Schwindfugen nicht in Frage. Witterungseinflüsse vermögen in den feuerefest ummantelten Stahlteilen nennenswerte Temperaturunterschiede nicht hervorzurufen; die entsprechenden Längenänderungen können auf Grund der Elastizität des Stahles ohne weiteres schadlos aufgenommen werden. So ist es verständlich, daß das bekannte 175 m lange Siemens-Schaltwerk-Hochhaus keinerlei Ausdehnungsfugen enthält. In dem gewaltigen 252 m langen Verwaltungsgebäude der I. G. Farben, Frankfurt/Main, hat man zwar an einer Stelle Langlöcher in der Stahlskelettkonstruktion angeordnet, doch dürfte nach maßgeblicher Meinung diese Vorkehrung nur als „Beruhigungsmittel“ aufzufassen sein. Die ausgleichende Wirkung an diesen Langlöchern wird gar nicht notwendig sein.

Selbst größere durch Feuereinwirkungen hervorgerufene Ausdehnungen können infolge der Elastizität und der oft bewiesenen Selbsthilfe des Stahles innerhalb des Stahlskeletts ohne Einsturzgefahr aufgenommen und ausgeglichen werden, sofern die wichtigen Anschlußstellen der Konstruktionsteile verschraubt sind, um Zugkräfte übertragen zu können. Hier wird sich also bei Bränden das Fehlen großer Ausgleichfugen nicht so verhängnisvoll auswirken können wie bei Massivbauten. Dabei sei noch darauf hingewiesen, daß bei den in Rede stehenden Stahlskelettbauten wohl kaum mit einem Brand zu rechnen ist, der zu gleicher Zeit an allen Traggliedern des Gebäudes die gleiche Wärmeausdehnung zur Folge hat. Wenn die Feuersicherheit solcher Bauwerke an Hand der Ergebnisse der amerikanischen Versuche beurteilt wird, darf nie vergessen werden, daß ein 4-stündiger Brand dieser Bauwerke mit einer durchschnittlichen Temperatur von 1000° C kaum denkbar ist, geschweige denn ein 8-stündiger Brand mit 1000° C, wie er den amerikanischen Versuchsbedingungen entsprechen würde. Ausnahmefälle kann es geben, die aber für die Beurteilung normaler Verhältnisse und Festsetzung entsprechender Vorschriften nicht herangezogen werden können. Andererseits soll mit diesem Hinweis auf die Bedingtheit der Übertragbarkeit von Versuchsergebnissen auf die Wirklichkeit der Unterschätzung der Gefahren und Folgen eines Brandes natürlich nicht das Wort geredet werden. Schließlich wird jeder einsichtige Stahlbauingenieur durch Anordnung eines ausreichenden Feuerschutzes seinen Ruf und den der Stahlskelettbauweise zu wahren wissen, aber seine gerechte Beurteilung der jeweils vorliegenden Verhältnisse und verantwortungsfreudigen Entscheidungen dürfen nicht durch wenig elastische Vorschriften unterbunden werden.

Wie bereits erwähnt, sind Stützensausdehnungen in den Stahlskelettbauten in Brandfällen meist ohne weiteres möglich; wenn an einzelnen

¹⁵⁾ Mensch: Beitrag zur Feuersicherheit von Stahldeckenträgern. Stahlbau 1931, Heft 18, S. 212.

¹⁶⁾ E. A. van Genderen Stort: Ztschrft. Feuerschutz 1931, Heft 9, S. 183. Die Kurvendarstellung in diesem Aufsatz erstreckt sich auf Kalksteinbeton und Basaltbeton (nicht Gasbeton).

Tafel 2. Einteilung der Gebäude nach Gefahrenklassen hinsichtlich der Feuersicherheit (nach amerikanischen Vorschriften).

Brennbarer Inhalt	Voraussichtliche Dauer eines Brandes von 1000° C	Gesamtdauer	Gebäudeart
50 kg/m ²	1 Stunde	3 Stunden	Öffentliche Gebäude
75 „	1½ „	4 „	Wohnhäuser
100 „	2 Stunden	5 „	Geschäftshäuser
200 „	4 „	8 „	Lagerhäuser

¹²⁾ Kilp: Der P-Träger 1930, Nr. 3, S. 38.

Gebäudeteilen Träger starke Ausdehnungen erfahren, so können sie schlimmstenfalls nach unten oder oben ausbiegen, was aber noch keinen Einsturz des Skeletts zur Folge zu haben braucht, zumal benachbarte Konstruktionsglieder eine dadurch bedingte Überbelastung vorübergehend aufnehmen können (s. ebenfalls Prager Brand).

Die Gefahr des Herausdrückens der Umfassungswände durch die Ausdehnung von stählernen, frei aufliegenden Einzelträgern braucht der Feuerwehrgenieur bei einem Stahlskelettbau nicht in dem Maße zu befürchten wie bei Massivbauten, da die Wände nur raumabschließender Art sind und die Ausdehnungskräfte der Unterzüge und Träger von dem Skelett in sich aufgenommen werden, das meist sowohl in senkrechter wie waagerechter Richtung den hierfür notwendigen statischen Zusammenhang aufweist.

Nur der Vollständigkeit halber sei noch erwähnt, daß bei Bauwerken, wo die Stahlteile gegen Temperatureinflüsse nicht geschützt sind, also beispielsweise bei Hallenbauten, der Einbau von Ausdehnungsfugen notwendig werden kann. Auch können schlechter Baugrund¹⁷⁾ und ähnliche Gründe in besonderen Fällen die Anordnung von Ausdehnungsfugen erfordern.

Man muß weiterhin bei der Beurteilung der Feuerbeständigkeit von Gebäuden bedenken, daß in steigendem Maße den Brandverhütungsmöglichkeiten zugunsten der Brandbekämpfung größte Aufmerksamkeit geschenkt wird. Die tragischen Ereignisse in New York (Aschgebäude) und Chicago (Iroquois-Theater) haben es deutlich bewiesen, daß selbst

¹⁷⁾ Wachsmann: Der Neubau der Knabenberufsschule in Hindenburg O.-S. Stahlbau 1931, Heft 24, S. 286, Abb. 3.

Verschiedenes.

Verstärkung einer Brücke durch Schweißung. Über den Kanal St. Martin in Paris führt eine Brücke der Pariser Métro von 20,73 m Spannweite, auf der neben zwei Gleisen auch zwei Außenbahnsteige liegen. Die vollwandigen Hauptträger sind 0,95 m hoch. Quer zu ihnen liegen 11 Querträger von 0,22 m Höhe. Die Brücke rührt aus dem Jahre 1900 her und ist entsprechend den damaligen Betriebsmitteln für eine Belastung mit 31 t schweren Triebwagen, gefolgt von 11,5 t schweren Anhängern, entworfen. Mittlerweile ist das Gewicht der Triebwagen auf 54 t angewachsen, und die Brücke bedurfte daher der Verstärkung. Man entschloß sich, diese mit Hilfe des elektrischen Lichtbogen-Schweißverfahrens auszuführen, das bequem und verhältnismäßig billig auszuführen ist und nur geringer Nebenarbeiten bedarf. Namentlich läßt sich dabei eine durch die Verkehrslasten überbeanspruchte Nietung leicht entlasten.

Die Längsträger sind durch Aufschweißen von Platten auf ihren Obergurt verstärkt worden. Auf die Untergurte sind an den Anschlüssen an die Querträger Bleche aufgeschweißt worden, die die zwei aneinanderstoßenden Längsträger erfassen und so deren Einspannung erhöhen. Ferner sind Schweißnähte angebracht worden, welche die zum Anschluß der Längsträger an die Querträger dienenden Nietreihen entlasten, eine Maßnahme, die auch an anderen Stellen der Brücke getroffen worden ist. Auf diese Art ist die Fahrbahn erheblich versteift worden. Die nur wenig überlasteten Hauptträger sind in ihrem ursprünglichen Zustande belassen worden.

Die Ausführung der Arbeiten bot einige Schwierigkeiten, da einerseits der Betrieb auf der Brücke und andererseits die Schifffahrt unter ihr nicht gestört werden durfte. Der größte Teil der Arbeiten war von unten her vorzunehmen, es durfte aber zu diesem Zweck nicht etwa eine feste Rüstung aufgestellt werden. Deshalb wurde auf einem kleinen Prahm von 4 × 2 × 1 m ein leichtes Bockgerüst aufgebaut; da dieses sich etwa 2,5 m über den Wasserspiegel erhob, mußte es gegen Umkippen dadurch gesichert werden, daß der Prahm mit vier seitlichen Schwimmern versehen wurde. Dieses Gerüst konnte bei Bedarf leicht ausgefahren werden.

Die herzustellenden Schweißnähte hatten insgesamt eine Länge von 1200 m. Es wurde Tag und Nacht gearbeitet. Der Strom wurde aus dem Netz der Métro als Gleichstrom von 620 V entnommen. Drei Schweißeinheiten haben die Arbeit in drei Monaten vollendet.

Die Spannungen in der verstärkten Brücke wurden mit Hilfe von Manet-Rabut-Spannungsmessern ermittelt; die Messungen wurden wiederholt vorgenommen und ergaben gut übereinstimmende Zahlen. Als Belastung dienten zwei vierachsige Triebwagen von je 60 t Gewicht. Die ermittelten Werte blieben allenthalben hinter den errechneten und damit hinter den zulässigen Werten zurück. Im Gen. Civ. wird in Heft 9 vom 29. August 1931 über die Verstärkung eingehend berichtet und namentlich die günstige Wirkung der Verstärkung der Anschlußstellen der Brückenteile aneinander hervorgehoben; dadurch ist der Grad der Einspannung erhöht und infolgedessen die ganze Brücke so versteift worden, daß man ohne Änderung der Hauptträger auskommen konnte. Wernecke.

Knickfestigkeit eingemauerter Stützen. (Aus Eng. News-Rec. vom 29. Oktober 1931.) Das Bureau of Standards im Verein mit der Common Brick Manufacturers Association hat kürzlich Versuche gemacht, um die versteifende Wirkung der Einmauerung auf Stahlstützen festzustellen. Drei reine Stahlstützen gaben durch seitliches Ausknicken bei im Mittel 1687 kg/cm² nach, während sechs gleiche, aber eingemauerte Stützen im Mittel 2812 kg/cm² ohne wesentliche Ausbiegung trugen. Die herausragenden Teile der Stahlstütze waren allerdings zusammengestaucht, aber der eingemauerte Teil und das Mauerwerk waren offenbar unbeschädigt.

Die Stahlstützen hatten alle denselben H-Querschnitt von 152 mm Höhe, wogen 29,8 kg/m, hatten einen Querschnitt von 34,7 cm², eine

Gebäude, die im höchsten Maße feuerbeständig sind, innerhalb kurzer Zeit Hunderte von Opfern fordern können.

Wenn wir heute in Deutschland auch noch nicht soweit sind und es uns vielleicht auch nicht leisten können, in jedes moderne Gebäude eine Sprinkleranlage einzubauen, so darf doch andererseits nicht vergessen werden, daß wir auf diesem Gebiet dank der aufklärenden Tätigkeit unserer Feuerwehrgenieure ein gutes Stück vorwärts gekommen sind.

Der Benutzer eines Gebäudes wird verlangen, daß er im Falle eines Brandes das Gebäude ungehindert und ohne Gefahr rechtzeitig verlassen kann. Ihn interessieren daher in erster Linie die Anordnungen von Ausgängen, Notausgängen, Brandtreppen, Abschlußtüren, Sprinkleranlagen, modernen Feuermeldern usw. Gleiches Interesse an diesen Sicherheits-einrichtungen haben auch die Versicherungsgesellschaften und die Feuerwehr. Das Verhalten des Bauwerkes während des Brandes ist von besonderer Wichtigkeit für die Sicherheit der Löschmannschaft. Die Wiederaufbaumöglichkeit des von einem Schadenfeuer heimgesuchten Gebäudes, die Wiederverwendungsmöglichkeit der Baustoffe und die Kostenfrage der Beseitigung von Gebäudeüberresten bestimmen die Höhe der Versicherungsprämie maßgeblich. Auch diese Gesichtspunkte dürfen bei einer umfassenden Beurteilung einer Bauweise nicht außer Betracht bleiben.

In dem Kampf, der Vernichtung von Werten durch Schadenfeuer mit menschlichem Vermögen durch baukonstruktive Verbesserungen Einhalt zu gebieten, steht die Stahlskelettbauweise, wie Ergebnisse vieler Brände und Versuche gezeigt haben, in der vordersten Reihe.

Noch viele Fragen harren ihrer Klärung. Vielleicht tragen die voranstehenden Ausführungen als Anregung dazu bei.

Länge von 7,01 m und einen Schlankheitsgrad von 185. Ihre rechteckig abgeschnittenen Enden wurden zwischen Platten von 203 · 203 · 13 mm in die Prüfmaschine eingesetzt.

Drei dieser Stützen wurden ohne Einmauerung geprüft, die sechs übrigen erst, nachdem sie in eine Backsteinmauer von 35,5 cm Dicke und 1,83 m Länge, also rd. 6500 cm² Querschnitt eingemauert waren, die vom Fuß der Stütze bis etwa 30 cm unterhalb des oberen Endes der Stütze reichte. Die obere Druckplatte der Prüfmaschine drückte mittels einer Platte von 13 mm Dicke auf die Stahlsäule, und zwar ohne Berührung mit dem Mauerwerk, während die Unterfläche der Mauer sowohl wie der Stütze auf der unteren Druckplatte der Maschine ruhte, so daß der Druck bis zu einem gewissen Grad auf die volle Fläche der Mauer verteilt war. Die Mauer selbst, als ein homogenes, rechteckiges, auf seinen Endflächen gelagertes Prisma aufgefaßt, hatte einen Schlankheitswert von ungefähr 65.

Für die Mauer wurden Hartbrandsteine in Zementmörtel 1:3, dem $\frac{1}{10}$ des Zementgewichtes an hydraulischem Kalk zugesetzt war, benutzt. Die Steine wurden im Verband mit vollen Fugen verlegt und der Raum um den Träger herum mit Mörtel vergossen. — In drei Stützen stand der Steg des Trägers senkrecht, in den drei anderen parallel zur Mauerdicke; es wurde jedoch kein Unterschied in der Festigkeit bemerkt.

Das Versagen der eingemauerten Stütze war die Folge örtlicher Ausknickungen der Flansche in dem herausragenden, etwa 300 mm langen Teil der Stahlstütze. Nach der Beendigung der Versuche wurde das Mauerwerk abgeschlagen; es zeigte sich, daß es fest anhaftete.

Durch die Versuche wurde nicht festgestellt, wie groß die Bruchlast einer auf die ganze Länge eingemauerten Stütze ist. Unter dieser, bei den meisten eingemauerten Stützen erfüllten Bedingung wird die Tragfähigkeit wegen der Verringerung des in den Stahl gehenden Lastanteils noch größer sein.

Dipl.-Ing. G. Koch.

Rostfreier Stahl. Bei der Stahlerzeugung hat man durch Zusatz von Chrom, Nickel und Silizium Legierungen erreicht, die dem Rostvorgang großen Widerstand entgegensetzen. Bei einem Zusatz von 12 bis 15 % Chrom und 0,18 bis 0,20 % Kohlenstoff hat man einen rostfreien Stahl erzeugt, der 75 bis 150 kg/mm² Bruchfestigkeit bei 18 % Dehnung besitzt. Der hohe Preis dieser Legierung schließt jedoch einstellweise ihre Verwendung für Eisenkonstruktionen aus. In USA hat man kürzlich eine neue Walztechnik eingeführt, die es gestattet, innerhalb wirtschaftlicher Grenzen die Vorteile des rostfreien Stahles in Anwendung zu bringen. Man hat dünne Platten rostfreien Stahles an zwei sich gegenüberliegende Seiten der vorgewalzten Rohstahlblöcke geschweißt. Hierauf hat man diese Blöcke in der üblichen Weise profilgemäß ausgewalzt. Es hat sich gezeigt, daß die angeschweißten Platten vollkommen homogen mit den Kernblöcken während des ganzen Walzvorganges geblieben sind. So hat man beispielsweise Blöcke zu Bandstahl von nur 0,25 mm Dicke ausgewalzt; die Dicke der rostfreien Schicht auf beiden Bandseiten betrug nach ausgeführter Messung nur 0,03 mm. Es hat sich gezeigt, daß diese dünne Schicht den Stahlkern vollkommen gegen Rost schützt. Die Dicke der anzuschweißenden Platten wird zu $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{30}$ der Blockdicke gewählt. Das neue Verfahren hat bereits vielfach praktische Verwendung im Behälter- und Apparatebau für die chemische Industrie gefunden (Tekn. Ukeblad 1931, Nr. 32). Oberbaurat Nils Buer, Hamburg.

INHALT: Zur Ausbildung und Berechnung stählerner Druckgurt-Windverbände. — Einige Bemerkungen zu der Frage der Feuersicherheit von Stahlskelettbauten. — Verschiedenes: Verstärkung einer Brücke durch Schweißung. — Knickfestigkeit eingemauerter Stützen. — Rostfreier Stahl.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.