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 gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 RM und Postgeld

8. Jahrgang | BERLIN, 26. April 1935 | Heft 9

Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte.

Alle Rechte vorbehalten.

2. Teil: Räumliche Gitterfachwerke.

Von Prof. Dr.-Ing. O. Flachsbart, Hannover, und Dr. techn. H. Winter, Göttingen.

(Fortsetzung aus Heft 8.)

III. Zwei Gitterträger mit Fahrbahn (Brücke).

Verbindet man zwei parallel hintereinander liegende Gitterträger ($\varphi < 1$) mit einer Fahrbahn ($\varphi = 1$) zu einem Brückenmodell, so können sich die aerodynamischen Verhältnisse für Windrichtung quer zu den Trägern nicht wesentlich gegenüber denen beim Trägerpaar ohne Fahrbahn ändern — jedenfalls nicht bei mittleren und kleinen Völligkeitsgraden der Träger. Gewiß kommt der Reibungswiderstand der Fahrbahn hinzu, gegebenenfalls auch Druckwiderstand (wenn die Fahrbahndicke größer ist als die Gurthöhe oder wenn die Fahrbahn zwischen den Gurten liegt). Ebenso gewiß ist, daß die Fahrbahn die Strömungsverhältnisse an den Trägern beeinflußt. Aber diese Änderungen und Zusatzkräfte sind klein gegenüber dem Widerstand des Trägerpaares (man kann sie ungefähr abschätzen), zum Teil heben sich ihre Einflüsse sogar auf, so daß man mit gutem Grund die Entwurfsformeln, die oben für das vom Wind quer getroffene Trägerpaar entwickelt wurden, auch für Brücken mit zwei Hauptträgern benutzen kann. Das um so eher, als jene Formeln infolge der vorsichtigen Wahl von ψ_1 und η eine ziemlich breite Sicherheitsspanne haben. Es muß aber noch einmal betont werden, daß hierbei vorerst hinreichend kleine Völligkeitsgrade und Queranströmung vorausgesetzt sind.

Zum Glück sind diese Voraussetzungen nicht so eng, wie man zunächst annehmen möchte. Durch die Beschränkung auf hinreichend kleine Völligkeitsgrade werden Träger mit $\varphi > 0{,}6$ zunächst ausgeschlossen, d. h. im wesentlichen die praktisch wichtigen Vollwandträger ($\varphi = 1$). Man kann sich aber folgendes überlegen: Verbindet man ein vollwandiges Trägerpaar durch eine Fahrbahn in halber Höhe, so kann sich am Strömungszustand nicht viel ändern; die Widerstandszahl muß sehr angenähert dieselbe bleiben. Liegt die Fahrbahn oben oder unten, so ist ihr Einfluß auf die Strömung sehr viel größer. Sie wirkt als Führungswand für die Strömung, verkleinert dadurch das Totluftgebiet und verhindert einseitig das Auftreffen auf den rückwärtigen Träger. Beides verkleinert den Gesamtwiderstand. Ein vollwandiges Trägerpaar mit Fahrbahn hat hiernach also eine Gesamtwiderstandszahl, die allenfalls kleiner ist als die des Trägerpaares ohne Fahrbahn. Daraus folgt: Sind die η-Kurven in Bild 6 ein technisch zureichender Ausdruck für (schlanke) vollwandige Trägerpaare ohne Fahrbahn — das ist der Fall —, dann sind sie es höchstwahrscheinlich auch für vollwandige Trägerpaare mit Fahrbahn. Dasselbe gilt für Völligkeitsgrade $0{,}6 < \varphi < 0{,}1$. Man entwirft allenfalls etwas unwirtschaftlich, aber nicht unsicher.

Daß die Voraussetzung der Queranströmung keine wesentliche Einschränkung ist, folgt aus der aerologisch bedingten Tatsache, daß als Schräganströmung einer Brücke von oben oder unten praktisch nur geringe Abweichungen von der Queranströmung vorkommen können; ihr Einfluß auf die Windkräfte ist dann notwendig gering. Der Winkel der seitlichen Schräganströmung kann zwar — von örtlich bedingtem Windschutz abgesehen — beliebige Werte erreichen; die Normalkraft auf den zweiten Träger kann dabei in einem beschränkten Winkelbereich auch durchaus über ihren Wert bei Queranströmung wachsen (vgl. Bild 7b). Eine wesentliche Zunahme ist aber nicht gut denkbar. Infolgedessen ist zu schließen, daß für die technische Windkraftberechnung einer Brücke die Annahme der Queranströmung genügt und die Berechnung nach der Entwurfsgleichung (7) für das Trägerpaar erfolgen kann, gleichgültig, welchen Völligkeitsgrad die Brückenträger haben.

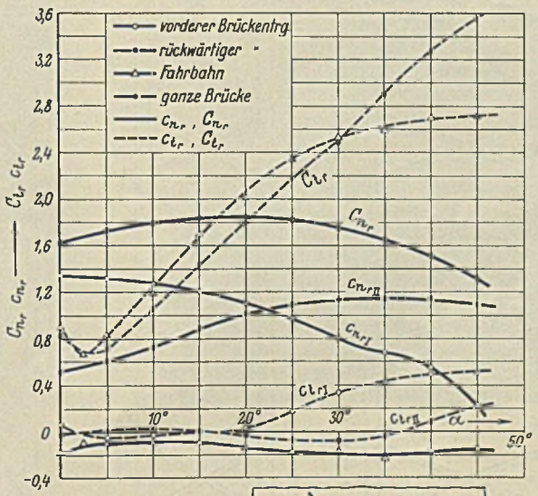
Wir haben seinerzeit beim Entwurf des Versuchsprogramms ähnliche Überlegungen angestellt. Das Ergebnis dieser Überlegungen veranlaßte uns, die systematische Untersuchung von ganzen Brückenmodellen zurückzustellen, da wesentliche neue Einblicke nicht erwartet werden konnten und im übrigen die Untersuchung eines Brückenmodells in den Versuchsreihen des Deutschen Stahlbau-Verbandes vorlag. Wir geben die Ergebnisse dieser Messung in Bild 8 wieder. Berechnet man die Brücke nach Gl. (7), so ergibt sich mit $c_{w_r} = 1{,}46$ (aus Bild 21 des 1. Teils) und $\eta = \frac{\psi_{II}}{\psi_I} = 0{,}34$ für $e/d = 1{,}44$ (aus Bild 4 des vorliegenden 2. Teils)

$$C_{w_r} = 1{,}96$$

bzw. mit $\eta = 0{,}43$ aus Bild 6 oder Gl. (6)

$$C_{w_r} = 2{,}09.$$

Die gemessene Normalkraftzahl bei $\alpha = 0°$ beträgt $c_{n_r} = 1{,}63$, die größte Normalkraftzahl ergab sich bei $\alpha = 20°$ zu 1,86. Man sieht: Der gerechnete Wert liegt in jedem Fall über dem größten gemessenen Wert, wobei noch



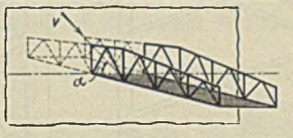


Bild 8. Brückenmodell mit Hauptträgern vom Typ ⑤ bei Schräganströmung von oben, $\varphi = 0{,}458$, $e/d = 1{,}44$. Nach AVA III.

zu beachten ist, daß in Wirklichkeit eine Schräganströmung von oben mit $\alpha = 20°$ kaum jemals vorkommen wird. Die Tangentialkräfte sind, wie Bild 8 zeigt, auch beim Trägerpaar mit Fahrbahn vernachlässigbar.

Unser Schluß, daß die Windkraftberechnung von Brücken nach dem entwickelten Entwurfsverfahren für Trägerpaare erfolgen kann, findet in den Versuchsergebnissen in Bild 8 jedenfalls die erwartete Stütze. Immerhin ist es erwünscht, die experimentelle Stützung zu verbreitern. Der erstgenannte Verfasser hat daher seinen Mitarbeiter Herrn R. Dickmann veranlaßt, einige Reihen systematischer Versuche an Brückenmodellen durchzuführen. Die Versuche werden im Institut für Aeromechanik und Flugtechnik der Technischen Hochschule Hannover aus Mitteln der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft durchgeführt. Sie sind nahezu

abgeschlossen. Über die Einzelergebnisse wird besonders berichtet werden. Hier genügt es festzustellen, daß sie die Brauchbarkeit der Gl. (6) u. (7) als Grundlage für die Windkraftberechnung von Brücken bestätigt haben[10]).

IV. Vier Gitterträger zu einem prismatischen Kastenfachwerk von quadratischem Querschnitt zusammengesetzt (Teilmodelle von Gittermasten und Funktürmen). Seitenverhältnis $\lambda = \infty$.

1. Queranströmung ($\alpha = 0°$).

Fügt man vier gleichartige Gitterträger mit parallelen Gurten zu einem prismatischen Kastenfachwerk von quadratischem Querschnitt zusammen (Bild 9), so hat man das vereinfachte Modell eines Gittermastes. Da sich in Wirklichkeit die Gittermaste unter Zunahme ihres Völligkeitsgrades nach oben verjüngen, können Untersuchungen an dem vereinfachten prismatischen Modell nur etwas aussagen über die Windbelastung des Teiles des wirklichen Gittermastes, der (im Mittel) den gleichen Völligkeitsgrad hat. Die ausgeführten Untersuchungen haben nun gezeigt, daß man mit ausreichender Genauigkeit die Windkraft eines ganzen Mastes berechnen kann aus den Windkräften seiner für $\lambda = \infty$ untersuchten Teilmodelle. Man denkt sich zu diesem Zweck den Gittermast in eine Anzahl von Höhenabschnitten mit jeweils im Mittel konstanten Querschnitten und Völligkeitsgraden zerlegt und kann dabei noch leicht eine ungleichförmige Verteilung der Windgeschwindigkeit längs der Gitterachse berücksichtigen (wie sie etwa der Verteilung der Windgeschwindigkeit über dem Erdboden entspricht), indem man die Höhenabschnitte so wählt, daß längs ihrer Höhe außer Völligkeitsgrad und Querschnitt auch die Windgeschwindigkeit im Mittel konstant gesetzt werden kann.

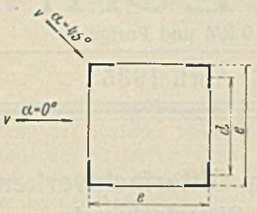


Bild 9. Kastenfachwerk mit quadratischem Querschnitt. Definitionsskizze.

[10]) Bild 6a u. b sind unter Berücksichtigung der Dickmannschen Versuchsergebnisse entworfen, im besonderen auch für $\varphi = 1$. Die η-Werte für das vollwandige Trägerpaar $\lambda = 13{,}6$ liegen — verglichen mit allen anderen Meßergebnissen für $\varphi = 1$, auch den Dickmannschen — so ungewöhnlich hoch, daß wir ihnen kein entscheidendes Gewicht beigelegt haben.

Für die Windkraftberechnung eines Gittermastes in Geschwindigkeitsfeldern mit beliebiger Verteilung längs der Hochachse des Mastes genügt infolgedessen die Kenntnis der Windkräfte einzelner seiner Teilmodelle in einer Strömung mit gleichförmiger Windgeschwindigkeit. Man überzeugt sich leicht, daß damit im Grunde nichts anderes ausgesprochen ist als die Unabhängigkeit der Strömung in irgendeiner Höhe des Mastes von den Strömungsvorgängen in allen anderen Teilen. Natürlich handelt es sich um eine Näherung; sie ist aber gut und jedenfalls um so besser, je durchlässiger das Fachwerk ist. Merkliche Abweichungen treten höchstens an der Mastspitze auf; für Gittermasten normaler Völligkeitsgrade wird das Gesamtergebnis dadurch nicht wesentlich beeinträchtigt.

Die Meßergebnisse für eine Anzahl von Teilmodellen (es sind die Modelle der Bilder 10 bis 13) sind in Tabelle I zusammengestellt. $\alpha = 0°$ bedeutet Anströmung quer zu einer Seitenwand des Modells. Der Einbau der Modelle beim Versuch ist aus Bild 14 zu ersehen.

Es liegt nahe, zu fragen, ob die C_{w_r}-Werte des Teilmodells bei Queranströmung angenähert die C_{w_r}-Werte desjenigen Trägerpaares sind, das aus den beiden quer zum Winde liegenden Seitenwänden gebildet wird; mit anderen Worten: ob bei Queranströmung der Einfluß der in Windrichtung liegenden Seitenwände vernachlässigt werden darf. Die Frage muß auf Grund der ausgeführten Versuche mit ja beantwortet werden. Infolgedessen ist für die Berechnung der Windkraft quer zu einer Seitenwand angeströmter Gittermasten die Gl. (7) anwendbar. Man findet den Beweis in Tabelle I (vgl. dazu auch Abschnitt VI, 7). Ein zusätzlicher experimenteller Beweis mag hier erwähnt werden. Wir haben ein Teilmodell (N-Fachwerk, $\varphi = 0{,}288$, versetzt) untersucht, das in der in Bild 15a angedeuteten Weise aufgeschnitten war. Aus den Messungen ergab sich:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{ganzes Modell} \;\ldots\ldots & C_{w_r} = 2{,}41 \\ \text{Masthälfte 2} \;\ldots\ldots & C_{w_{r_2}} = 0{,}96 \end{array}\right\} \text{(gemessen)}$$

$$\text{Masthälfte 1} \;\ldots\ldots \quad C_{w_{r_1}} = 2{,}41 - 0{,}96 = 1{,}45.$$

Früher wurde am Trägerpaar für $e/d = 1$ gemessen:

$$\text{Träger I} \;\ldots\ldots \quad c_{w_{r\,\mathrm{I}}} = \psi_{\mathrm{I}} \cdot c_{w_r} = 0{,}94 \cdot 1{,}58 = 1{,}48$$

$$\text{Träger II} \;\ldots\ldots \quad c_{w_{r\,\mathrm{II}}} = \psi_{\mathrm{II}} \cdot c_{w_r} = 0{,}61 \cdot 1{,}58 = 0{,}96.$$

Daraus folgt mit ausreichender Genauigkeit

$$c_{w_{r\,\mathrm{I}}} \approx C_{w_{r_1}}, \qquad c_{w_{r\,\mathrm{II}}} \approx C_{w_{r_2}},$$
$$c_{w_{r\,\mathrm{I}}} + c_{w_{r\,\mathrm{II}}} \approx C_{w_r},$$

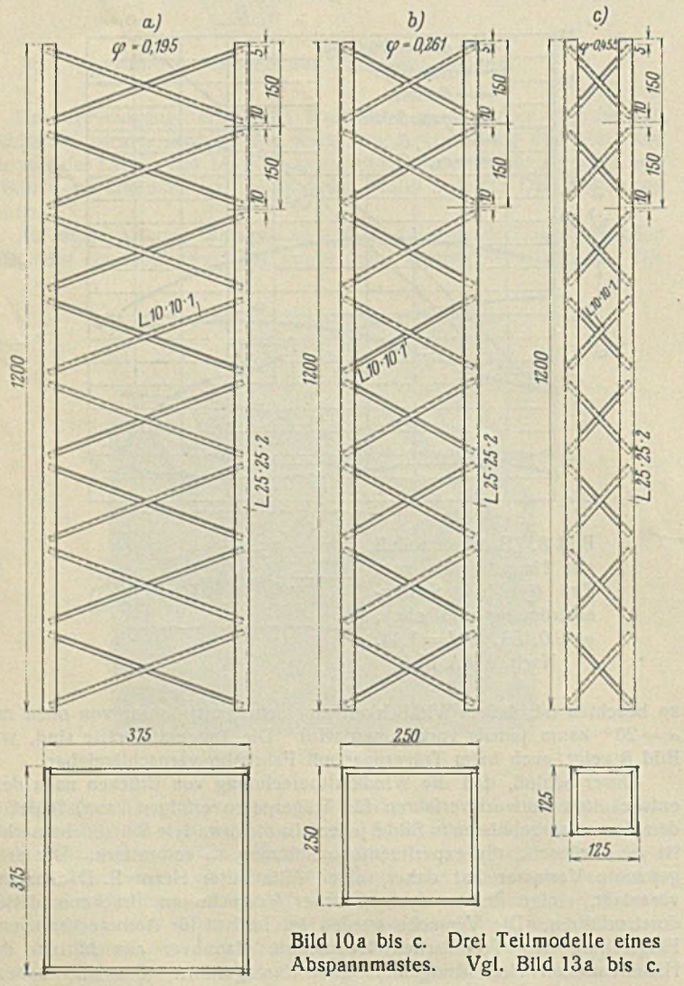


Bild 10a bis c. Drei Teilmodelle eines Abspannmastes. Vgl. Bild 13a bis c.

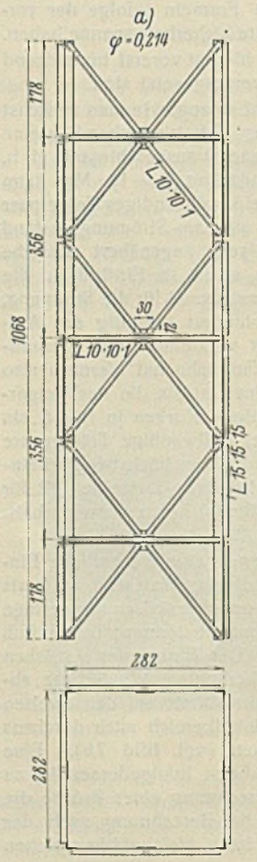


Bild 11a. Teilmodell eines Funkturms (Zeesener Funkturm). Vgl. Bild 13d.

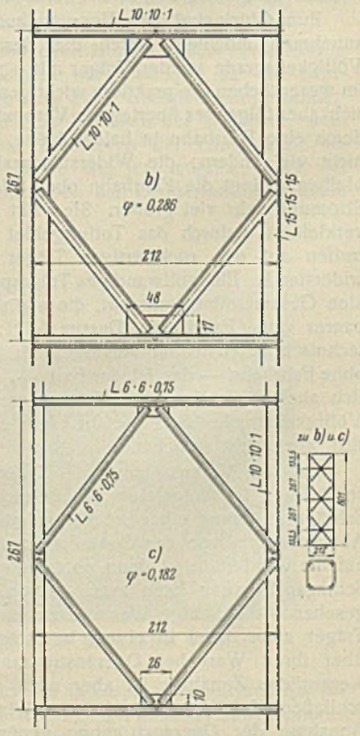


Bild 11b u. c. Zwei weitere Teilmodelle eines Funkturms (Fachwerktyp des Zeesener Funkturms). Unabhängig vom Teilmodell Bild 11a in einer späteren Versuchsreihe untersucht.

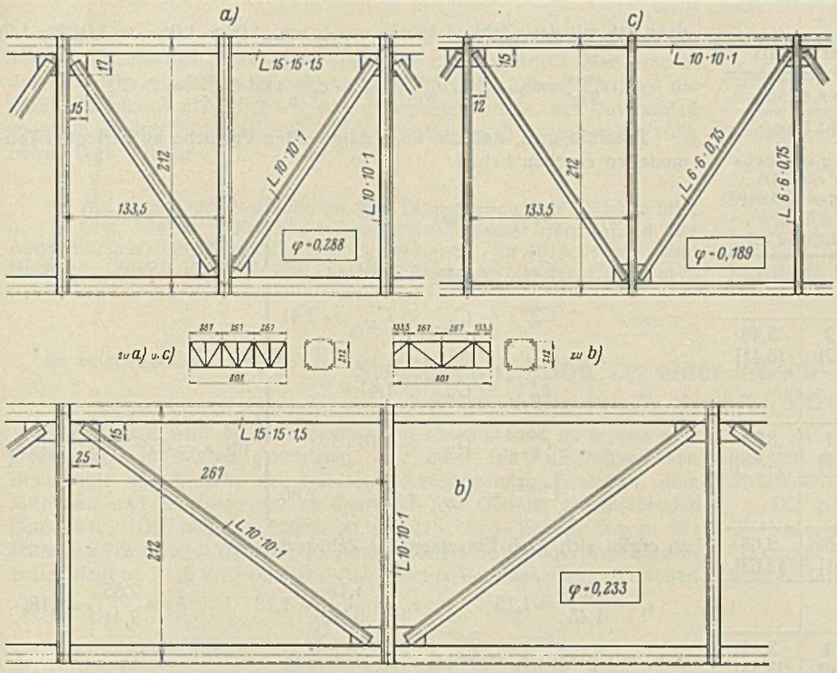


Bild 12a bis c. Drei Teilmodelle von Kastenfachwerken mit quadratischem Querschnitt Fachwerktyp der Seitenwände: N-Fachwerk. Vgl. auch Bild 14.

d. h. der Einfluß der in Windrichtung liegenden Seitenwände ist bei Anströmung quer zu einer Seitenwand vernachlässigbar klein.

Dasselbe gilt für die Kräfte normal zur Windrichtung. Sie finden ihren Ausdruck in der Quertriebszahl C_{a_r}. Man vergleiche Tabelle 1; die gemessenen C_{a_r}-Werte sind für $\alpha = 0°$ nahezu Null.

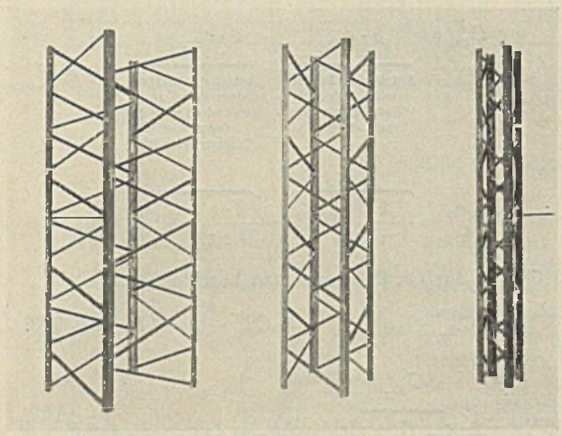


Bild 13a bis c. Lichtbilder der drei Teilmodelle Bild 10a bis c. Am Modell rechts ist in halber Höhe ein dünner Stiel zu sehen; er diente zur Aufhängung des Modells im Windkanal.

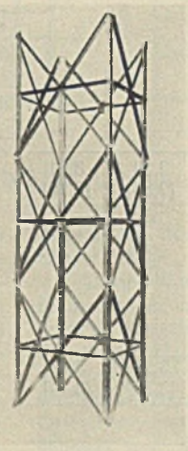


Bild 13d. Lichtbild des Teilmodells Bild 11a.

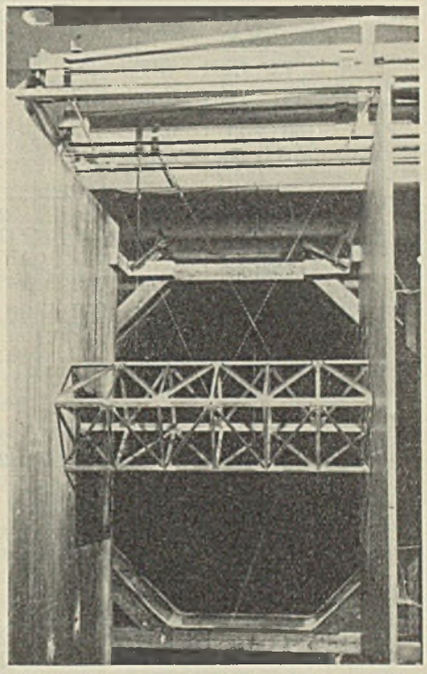


Bild 14. Teilmodell im Windkanal. Blick gegen die Kanaldüse, also gegen die Windrichtung. Oben die Waagen. Eingebaut ist das Modell Bild 12a.

2. Schräganströmung ($\alpha \gtrless 0°$).

Schwenkt der Wind in einer Ebene normal zur Längsachse des Modells aus der Richtung quer zu einer Seitenwand heraus, so sind — vorausgesetzt, daß die Schräganblaswinkel nicht sehr klein bleiben — alle vier Seitenwände wesentlich an der Aufnahme der Windkraft beteiligt. Die Gesamtkraft in Richtung des Windes wächst je nach dem Fachwerktyp und dem Völligkeitsgrad um 10 bis 20% über den bei $\alpha = 0°$ gemessenen Betrag (vgl. Tabelle 1). Bemerkenswert ist, daß das Maximum nicht immer bei $\alpha = 45°$ liegt. In einigen Fällen wurde es bei $\alpha = 25$ bis $30°$ beobachtet.

Dem Anwachsen des Gesamtwiderstandes bei Schräganströmung könnte man für Winddruckberechnungen wohl am einfachsten dadurch Rechnung tragen, daß man vorschreibt, für die Untersuchung auf Schräganströmung sei die für Queranströmung ermittelte Windkraft bis zu 20% oder mehr zu vergrößern. Zu prüfen bleibt aber noch, wie sich der Widerstand auf die einzelnen Seitenwände verteilt. Wir haben zu diesem Zweck das früher benutzte Teilmodell (N-Fachwerk, $\varphi = 0{,}288$) in der aus Bild 15b ersichtlichen Weise zerlegt und im Windkanal untersucht. Es ergab sich folgendes:

ganzes Modell . . . . . $C_{w_r} = 2{,}85$
Masthälfte 2 . . . . . $C_{w_{r_2}} = 1{,}18$ } (gemessen)

Masthälfte 1 . . . . . $C_{w_{r_1}} = 2{,}85 - 1{,}18 = 1{,}67$.

Ferner

Masthälfte 2 allein (d. h. nach Entfernung der Hälfte 1) . $C^{(\infty)}_{w_{r_2}} = 1{,}92$.

Man erhält daher die folgenden bemerkenswerten Ergebnisse:

a) Die Abschirmungszahl der Masthälfte 2

$$\frac{C_{w_{r_2}}}{C^{(\infty)}_{w_{r_2}}} = \frac{1{,}18}{1{,}92} = 0{,}615$$

stimmt überein mit der Abschirmungszahl ψ_{II} des Trägers II bei Queranströmung ($\psi_{II} = 0{,}61$).

b) Bei Schräganströmung wirkt der Mast wie ein Ersatzträgerpaar aus zwei quer zur Strömung stehenden Trägern I' und II'.

Bezeichne

$c^{(o)}_{w_{r_I}}$ bzw. $c^{(o)}_{w_{r_{II}}}$ die Widerstandszahl der windseitigen bzw. rückwärtigen Fachwerkwand bei Queranströmung des Mastes ($\alpha = 0°$),

$c^{(max)}_{w_{r_{I'}}}$ bzw. $c^{(max)}_{w_{r_{II'}}}$ die Widerstandszahl des vorderen bzw. rückwärtigen Ersatzträgers bei ungünstigster Schräganströmung (größtem Widerstand, meist bei $\alpha = 45°$),

$C^{(o)}_{w_r}$ die Widerstandszahl des ganzen Mastfachwerks bei $\alpha = 0°$,

$C^{(max)}_{w_r}$ bzw. $C^{(45)}_{w_r}$ die Widerstandszahl des ganzen Mastfachwerks bei ungünstigster Schräganströmung bzw. bei $\alpha = 45°$,

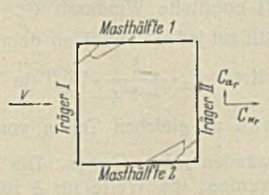


Bild 15a. $\alpha = 0°$.

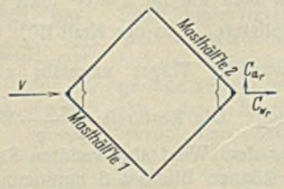


Bild 15b. $\alpha = 45°$.

Bild 15a u. b. Definitionsskizzen zur Untersuchung längs geschlitzter Teilmodelle.

Tabelle 1.
Teilmodelle von Gittermasten mit quadratischem Querschnitt.

	Modell		Gemessen					Gerechnet		
	Bild	φ	$\alpha°$	C_{w_r}	C_{a_r}	$\xi = \frac{C_{w_r}^{(max)}}{C_{w_r}^{(o)}}$		$C_{w_r}^{(o)} = 1{,}6(1+\eta)$, dabei η aus Bild 6a für $e/d = 1{,}0$ [bzw. $\eta = 1{,}2(1-\varphi)^2$]	$C_{w_r}^{(45)} = \xi \cdot 1{,}6(1+\eta)$, dabei η aus Bild 6a für $e/d = 1{,}0$ [bzw. $\eta = 1{,}2(1-\varphi)^2$] und $\xi = 1{,}1$	$\xi = 1{,}2$
Abspannmast	10a	0,195	0	2,74		1,01		2,90 [2,84]		
			45	2,77					3,19 [3,12]	3,48 [3,41]
	10b	0,261	0	2,53		1,05		2,74 [2,65]		
			45	2,65					3,01 [2,92]	3,28 [3,18]
	10c	0,455	0	1,88		1,29		2,23 [2,18]		
			45	2,42					2,46 [2,41]	2,68 [2,62]
Zeesener Funkturm	11a	0,214	0	2,68		1,12		2,85 [2,78]		
			45	3,00					3,14 [3,06]	3,42 [3,34]
	11c	0,182	0	2,71	0,09	1,17		2,94 [2,89]		
			7,5	2,96	0,15					
			15	3,08	0,43					
			30	3,17	0,30					
			45	3,01	0,01				3,23 [3,18]	3,52 [3,47]
	11b	0,286	0	2,40	0,02	1,22		2,67 [2,58]		
			7,5	2,55						
			15	2,74	0,19					
			22,5	2,84	0,22					
			30	2,93	0,21					
			45	2,82	0,03				2,94 [2,84]	3,21 [3,10]
Kastenfachwerk mit Seitenwänden aus N-Fachwerk	12c	0,189	0	2,62	0,05	1,10		2,91 [2,86]		
			7,5	2,77	0,27					
			15	2,80	0,59					
			22,5	2,80	0,51					
			30	2,83	0,33					
			45	2,88	0,07				3,20 [3,15]	3,50 [3,44]
	12b	0,233	0	2,56	— 0,10	1,16		2,81 [2,73]		
			7,5	2,74	— 0,05					
			15	2,78	+ 0,25					
			22,5	2,88	0,35					
			30	2,88	0,21					
			45	2,98	0,02				3,09 [3,00]	3,37 [3,28]
	12a	0,288	0	2,41	0,14	1,18		2,67 [2,58]		
			7,5	2,51	0,23					
			15		0,41					
			22,5	2,71	0,38					
			30	2,79	0,24					
			45	2,85	0,03				2,94 [2,84]	3,20 [3,09]
	$\frac{\text{gerechnetes } C_{w_r} - \text{gemessenes } C_{w_r}}{\text{gemessenes } C_{w_r}}$ = I. M. rd.							10% [7%]	7% [5%]	17% [14%]

Anmerkung: Soweit für Anblaswinkel α zwischen 0° und 45° keine Meßwerte für die Widerstandszahlen C_{w_r} vorliegen, wurden bei der Berechnung von ξ die für $\alpha = 45°$ gemessenen C_{w_r}-Werte als $C_{w_r}^{(max)}$ betrachtet. — Gerechnete Werte in eckigen Klammern [ ] wurden mit $\eta = 1{,}2(1-\varphi)^2$ ermittelt. — Leere Felder in der Tabelle bedeuten:
für gemessene Werte „nicht gemessen",
für gerechnete Werte „die definierten Größen sind für den betr. Fall ohne Sinn oder ohne Bedeutung".

dann ist mit drei Zahlenfaktoren ε_I, ε_{II} und ξ ($\varepsilon_I > 1{,}0$, $\varepsilon_{II} > 1{,}0$, $\xi > 1{,}0$)

$$c_{w_{rI'}}^{(max)} = \varepsilon_I \cdot c_{w_{rI}}^{(o)}, \quad c_{w_{rII'}}^{(max)} = \varepsilon_{II} \cdot c_{w_{rII}}^{(o)} \text{ und } C_{w_r}^{(max)} = \xi \cdot C_{w_r}^{(o)}.$$

Beachtet man, daß die oben mitgeteilten Versuche an zerlegten Teilmodellen ergeben haben

$$\left.\begin{aligned} c_{w_{rI}}^{(o)} &\equiv C_{w_{r_1}} = 1{,}45 \\ c_{w_{rII}}^{(o)} &\equiv C_{w_{r_2}} = 0{,}96 \\ C_{w_r}^{(o)} &= C_{w_{r_1}} + C_{w_{r_2}} = 2{,}41 \end{aligned}\right\} \text{ für } \alpha = 0°$$

$$\left.\begin{aligned} c_{w_{rI'}}^{(max)} &\equiv C_{w_{r_1}} = 1{,}67 \\ c_{w_{rII'}}^{(max)} &\equiv C_{w_{r_2}} = 1{,}18 \\ C_{w_r}^{(max)} &= C_{w_{r_1}} + C_{w_{r_2}} = 2{,}85 \end{aligned}\right\} \text{ für } \alpha = 45°,$$

so ergibt sich nach Einsetzen der Zahlwerte

$$\varepsilon_I = \frac{1{,}67}{1{,}45} = 1{,}15 \qquad \varepsilon_{II} = \frac{1{,}18}{0{,}96} = 1{,}23 \qquad \xi = \frac{2{,}85}{2{,}41} = 1{,}18,$$

d. h. mit praktisch hinreichender Näherung

$$\varepsilon_I \approx \varepsilon_{II} \approx \xi.$$

Man hat daher die Möglichkeit, aus dem Ausdruck für die Widerstandszahl des Mastes bei Anströmung in Richtung der Querschnittsdiagonalen

$$(8) \qquad C_{w_r}^{(45)} = \xi \cdot C_{w_r}^{(o)} = \varepsilon_I \cdot c_{w_{rI}}^{(o)} + \varepsilon_{II} \cdot c_{w_{rII}}^{(o)} = \xi \cdot c_{w_r}(1+\eta)$$

unmittelbar die Verteilung der Windkraft auf die beiden Ersatzträger und somit auf die einzelnen Seitenwände des wirklichen Fachwerks abzulesen:

$$(9) \qquad C_{w_r}^{(45)} = \underbrace{\xi \cdot c_{w_r}}_{\substack{\text{Anteil der beiden} \\ \text{windseitigen} \\ \text{Wände (bzw. des} \\ \text{Ersatzträgers I')}}} + \underbrace{\xi \cdot c_{w_r} \cdot \eta}_{\substack{\text{Anteil der beiden} \\ \text{dem Wind ab-} \\ \text{gewandten Wände} \\ \text{(bzw. des} \\ \text{Ersatzträgers II')}}}$$

bzw.

$$(10) \qquad W_g^{(45)} = \overline{\frac{\xi}{1+\eta} \cdot W_g^{(o)}} + \overline{\frac{\xi \cdot \eta}{(1+\eta)} \cdot W_g^{(o)}} \quad \text{[kg]}.$$

Gl. (10) folgt aus Gl. (9), wenn man beachtet, daß

$$W_g^{(45)} = C_{w_r}^{(45)} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r = \xi \cdot C_{w_r}^{(o)} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r = \xi \cdot W_g^{(o)}$$

oder

$$W_g^{(45)} = \xi \cdot \underbrace{\overbrace{c_{w_r}(1+\eta)}^{C_{w_r}^{(o)}} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r}_{W_g^{(o)}} = \xi \cdot c_{w_r} \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r + \xi \cdot c_{w_r} \cdot \eta \cdot {}^1/_2\, \varrho\, v^2 F_r.$$

Es liegt kaum ein Grund vor, daran zu zweifeln, daß diese Feststellungen verallgemeinert werden dürfen (abgesehen von Masten sehr großer Völligkeitsgrade). Kontrollen durch weitere Versuche sind aber erwünscht.

Bei der Windkraftberechnung eines in Richtung der Querschnittsdiagonalen angeströmten Mastes kann daher — vorbehaltlich der Korrektur auf Grund weiterer Versuche — folgender Weg eingeschlagen werden: Man berechnet die in Windrichtung wirkende Windkraft $W_g^{(45)}$ für $\alpha = 45°$, indem man die für $\alpha = 0°$ nach Gl. (7) ermittelte Windkraft $W_g^{(o)}$ mit ξ multipliziert. Von der Kraft $W_g^{(45)}$ entfällt auf jeden der beiden dem Wind zugewandten Träger ungefähr eine Kraft $^1/_2 \cdot \frac{\xi}{1+\eta} \cdot W_g^{(o)}$ (in Windrichtung). Die Restkraft $\frac{\xi \cdot \eta}{1+\eta} \cdot W_g^{(o)}$ wird zu gleichen Teilen von den beiden dem Wind abgewandten Seitenwänden aufgenommen. Die Werte für η können Bild 5 u. 6 entnommen werden, die Werte für ξ Bild 18. Im allgemeinen genügt es, $\xi = 1{,}1$ bis 1,2 zu setzen, doch können größere Werte vorkommen (vgl. Tabelle 1, Bild 18a u. b und die Bemerkungen zu Bild 18b im folgenden Abschnitt).

Diese Vorschrift läßt unbeachtet, daß in manchen Fällen die größte Windkraft schon bei Schräganblaswinkeln $\alpha < 45°$ auftritt. Man braucht das nicht als ernstlichen Mangel zu betrachten, da überall dort, wo die größte Windkraft nicht bei $\alpha = 45°$ beobachtet wurde, der Unterschied zwischen größter Windkraft und Windkraft bei $\alpha = 45°$ weniger als 10% betrug (vgl. Tabelle 1)[11]).

[11]) Auf Grund der Versuche an den Teilmodellen von Bild 10a bis c u. 11a bzw. 13a bis d hat der erstgenannte Verfasser früher (I. Bd. der Abhandlungen der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau, Zürich 1932, S. 169) für die Abhängigkeit des C_{w_r} von α folgende Interpolationsformel angegeben:

$$C_{w_r} = c_{w_r}\,[1 + k(1-\varphi)^2] + \frac{\varphi - 0{,}20}{\varphi} \cdot \sin 2\alpha \qquad (k = 1{,}0 \text{ bis } 1{,}2).$$

Man erkennt, daß diese Formel schon deshalb nicht haltbar ist, weil — wie sich später zeigte (Versuche an den Modellen der Bilder 11 b u. c) — der Größtwert von C_{w_r} nicht in allen Fällen bei $\alpha = 45°$ auftritt. Wir haben die Benutzung dieser Formel daher aufgegeben.

Daß die Kräfte quer zum Wind (C_{a_r}) auch bei Schräganblasung klein sind gegenüber den Kräften in Windrichtung (C_{w_r}), ist aus Tabelle 1 zu ersehen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage.

Von Oberingenieur H. Maushake, VDI, Braunschweig.

Die Anlage wird in Mitteldeutschland errichtet und ist bereits zum größten Teil in Betrieb genommen. Sie dient zur Aufbereitung von Braunkohle und besteht aus drei zusammenhängenden Bauteilen, dem Mittelbau und je einem sich an der West- und Ostseite anschließenden Bunkerbau. Die bebaute Fläche ist ungefähr 45,3 · 19,3 m, wovon der Mittelbau etwa den dritten Teil einnimmt. Die Traufe des obersten Dachaufbaues liegt rd. 27 m über Gelände. Aus Bild 1 ist der Bauumfang zu ersehen

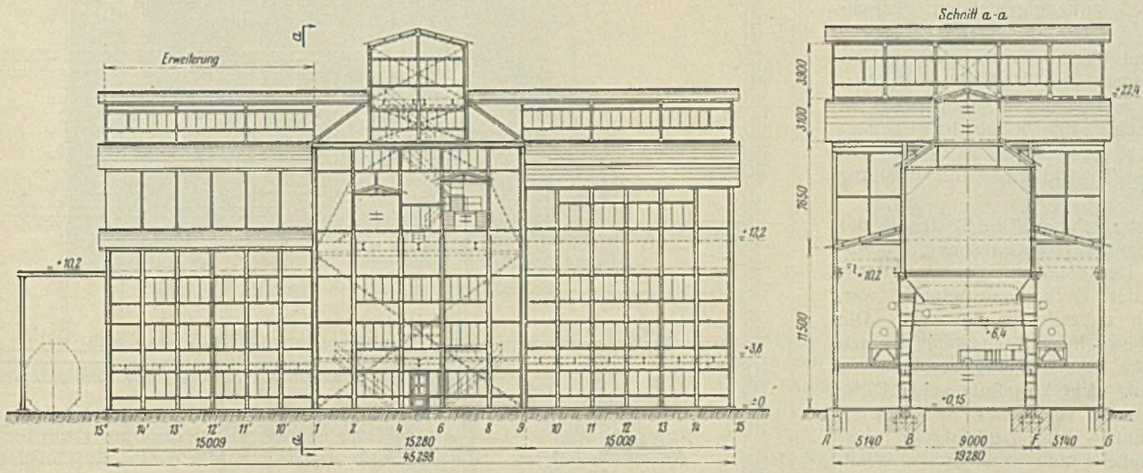
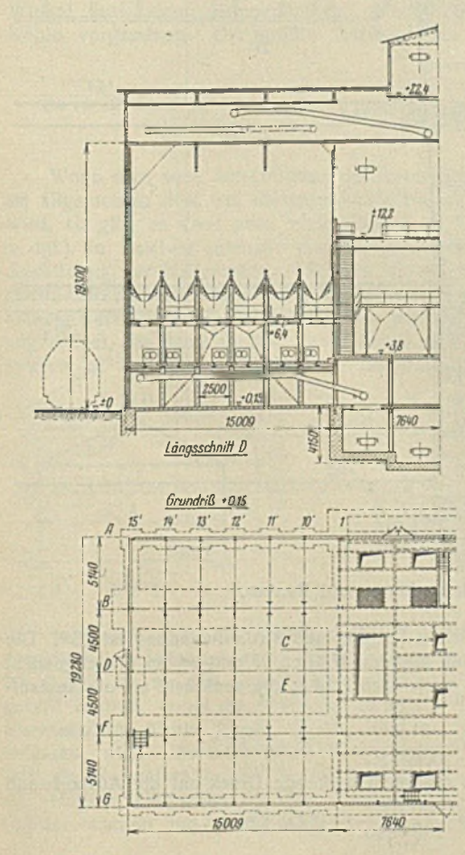


Bild 1. Längsansicht, Querschnitt, Längsschnitt und Grundriß.



Von vornherein war größter Wert auf eine gute Steifigkeit des ganzen Bauwerks zu legen, damit die Möglichkeit zur sicheren Übertragung der insbesondere durch Maschinen, Beschickungsteile usw. auftretenden Kräfte gegeben war. Andererseits mußte auch beachtet werden, das Gebäudegerippe mit den Verbänden so auszugestalten, daß für den Bau möglichst ruhig und gefällig wirkende Ansichtsflächen erreicht wurden. Die Wandversteifungen durften nach außen nicht in Erscheinung treten und mußten nach innen hinter das Vermauerungsgerippe verlegt werden. Für das Baugerippe wurde eine Stahlkonstruktion gewählt, weil dieser Baustoff am besten geeignet ist, all den vielseitigen Aufgaben derartiger Anlagen zu entsprechen. Die Errichtung eines Bauwerks aus Stahl bietet jederzeit die Möglichkeit, Erweiterungen, Veränderungen, Umstellung von Maschinen usw. ohne besondere Umstände vorzunehmen.

Die neuzeitlich ausgebildete Anlage, die von der Maschinenfabrik Wilhelm Fredenhagen, Offenbach a. M., erstellt wurde und wozu die Gasometer-Wilke A.-G., Braunschweig, die Stahlkonstruktionen lieferte, wird in ihrem baulichen Teil nachstehend kurz beschrieben.

Die Braunkohle wird in dem mittleren Teil des Baues einer Siebung und Zerkleinerung unterworfen. Außerdem übernimmt der mittlere Teil die Förderung der zerkleinerten und der gemischten Braunkohle in senkrechter Richtung.

In den beiden Seitenflügeln findet die Vorratshaltung von zerkleinerter Braunkohle in den Bunkern und die eigentliche Aufbereitung statt. Förderbänder erledigen den Horizontaltransport der fertig aufbereiteten Kohle zum Mittelbau, in dem, wie schon gesagt, ein senkrechter Transport anschließt, von dem aus die Abgabe an den weiterverarbeitenden Betrieb wieder mittels Gummibänder erfolgt.

An der West- und Ostseite des dreiteiligen Baues befinden sich die Bunkerbauten, die bis auf die obere Bühnenanordnung + 12,2 und einige bauliche Einzelheiten gleiche Ausführung erhielten. Diese Bühne + 12,2, die in der Hauptsache zur Aufstellung der Anmaischbehälter dient, ist nur am westlichen Bunkerbau vorgesehen. Infolgedessen liegen die seitlichen Dächer nicht in gleicher Höhe. Während nun im West- und Ostbau die Bunker mit den Abzugsbändern und Mischschnecken untergebracht sind, dient der Mittelbau in der Hauptsache zur Aufnahme der Becherwerke, Mühlen usw.; dadurch ist auch die größere Bauhöhe und die Unterkellerung für diesen Bauteil bedingt. Die Decken in Höhe + 0,15 und + 3,8 sind aus Trägerlagen mit Betonausstampfung gewählt, dagegen bestehen die Bühnen oberhalb + 3,8 bis + 22,4 aus Trägerkonstruktionen mit Riffelblechabdeckung. An Eigen- und Nutzlast wurden für die Decken 0,5 + 1,0 t/m² und für die Bühnen 0,25 + 0,4 t/m², sowie die Belastungen durch Maschinen und Fördermittel in der statischen Berechnung eingesetzt. Die Betriebslasten sind zum Teil erheblich, beispielsweise für eine Mühle mit 80 t, etwa 0,4 t/m für ein Abzugsband, wozu noch die senkrecht und waagerecht auftretenden Antriebskräfte hinzukommen. Unterhalb jedes Bunkerauslaufes war auf Bühne + 6,4 jedes Abzugsband mit 7,5 t Belastung zu berücksichtigen.

Durch den Einbau der Beschickungsteile mußte die Unterkellerung des Mittelbaues um 1,5 m über die Südwand hinausgelegt und die Südwand durch kräftige P-Träger in Kellerdeckenhöhe abgefangen werden. Da ferner auf Flurhöhe die Toranordnung in dieser Wand durch den Stand der Becherwerke bedingt war, ergab sich, daß diese Wand in 3,8 m Höhe so auszubilden war, daß die erheblichen Wand- und Deckenlasten auf die seitlich und in Wandmitte angeordneten Stützen übertragen wurden. Während die seitlichen Stützen die Lasten direkt auf die Kellerfundamente übertragen, leitet die untere Mittelstütze der Südwand die recht erhebliche Last auf den in Kellerdeckenhöhe liegenden Unterzug über. Derartige Wandabfangungen sind immer recht unliebsam, sie stören

oftmals das Gesamtbild. In dem hier vorliegenden Fall ist ein I P-Träger 80 mit Gurtplatte zur Ausführung gekommen, der mit der Wand außen bündig verlegt und zwischen den Flanschen ausgemauert wurde. Dadurch ist erreicht, daß das Gesamtbild wenig oder gar nicht gestört wird.

Oberhalb der Tor- und Lichtbandöffnungen sind zur Übertragung der entfallenden Decken- und Wandlasten nach den Stützen Entlastungsträger angeordnet. Die Decken und Bühnen sind als starre Scheiben zur Aufnahme der waagerechten Kräfte und Weiterleitung auf die Wandversteifungen in Rechnung gestellt worden. Dort, wo die größeren Deckenöffnungen bestehen, und im oberen Bauteil sind entsprechende Verstärkungen oder Verbände eingebaut. Im Dach wurden die Windverstrebungen vorwiegend in den Dachflächen untergebracht. Die zur Aufnahme der waagerechten Kräfte und Weitergabe nach den Fundamenten angebrachten Wandverbände wurden so gelegt, daß sie von außen unsichtbar blieben und die Vermauerung glatt durchführbar war. Bei den Innenwänden zwischen dem Mittel- und Bunkerbau ist der Verband in Bunkerhöhe durch die Bunkerwand ersetzt und nur unterhalb des Bunkers auf 9 m Breite vorgesehen worden. Durch diese Ausbildungsart des Stahlgerippes sind die Stützen nur für eine Freilänge der jeweiligen Geschoßhöhe errechnet. Bei diesem mittleren Bauteil bestehen die Deckenträger und Stützen hauptsächlich aus I P-Profilen, die gerade für solche Konstruktionen, wie hier vorliegend, günstige Verwendungsmöglichkeiten bieten. Für die Bühne + 12,2 ist der größte Unterzug ein IP 80 mit aufgenieteten Flanschplatten von 400 · 30 mm.

Die Bunker der Ost- und Westbauten haben ihre Versteifung durch die Rahmenunterbauten. Jeder freie Bunkerraum ist im Grundriß 9 · 15 m groß und mit den Ausläufen gerechnet etwa 9,5 m hoch. Ein Rauminhalt beträgt 1200 m³. Bei einem Einheitsgewicht von 0,75 t/m³ der Braunkohle ergibt sich das Gewicht einer Bunkerfüllung zu rd. 900 t.

Die 10 m hohen Bunkertragrahmen (Bild 2) stehen, der Anordnung der sechs Bunkerausläufe entsprechend, im Abstande von 2,5 m. Da in Deckenhöhe + 3,8 ein starres Zugband zur Aufnahme der Decke anzubringen war, bilden sie zweifach statisch unbestimmte Systeme. Die Decke + 6,4 hat Anschlußbeweglichkeit an dem Rahmen erhalten, damit die elastische Formänderung des Rahmens durch diese Deckenauflagerung nicht beeinflußt wird. Diese Rahmen bilden den tragenden Teil jedes Bunkerbaues. Außer den erheblichen Bunker- und Deckenlasten usw. haben sie die auf die Außenwände entfallenden Windkräfte aufzunehmen. Wie bei dem Mittelbau stützen sich die Außenwände gegen Winddruck nach den Decken und Verbänden ab, die wiederum ihre Belastungen nach den Bunkern bzw. den Bunkerrahmen und weiter in die Fundamente abführen. Die Binder des Bunkerdaches sind Zweigelenkrahmen mit Zugband. Dieses Zugband besteht aus einem IP 20, das einmal den Rahmenschub, zum anderen den Bunkerseitendruck aufzunehmen hat. Die aus 10 mm-Blech bestehenden Bunkerwände sind durch hochstehende I-Profile im Abstande von $\frac{2,5}{3} = 0,83$ m versteift. Bei einem Böschungswinkel von 45° und einem Reibungswinkel = 0 für die senkrechten Bunkerwände beträgt hierfür der Seitendruck in der Tiefe h . . . $p_h = h \cdot \gamma \cdot \mathrm{tg}^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right) = h \cdot 0,75 \cdot 0,172 = 0,129\,h$ . . . t/m². Bei 0,83 m Abstand der Versteifungsträger ergibt sich in 9,4 m Tiefe der Seitendruck zu $p_{9,4} = 0,129 \cdot 9,4 = 1,213$ t/m². Dementsprechend wurden die Abmessungen für Bunkerwandung und Versteifung errechnet und deren Beanspruchung nachgewiesen. Als Versteifungsstiele sind I 26 und I 32 für die Bunkerwände zur Ausführung gekommen, und zwar die I 32 als Hauptstiele in den Rahmen- und Binderebenen, weil diese Stiele außer dem Bunkerdruck noch die Dach- und Bühnenlasten auf die Bunkerrahmen zu übertragen haben. Die Saumträger der Bunkerlängswände sind als Balken über vier Stützen berechnet. Ihre Lagerung haben sie an den Bindern erhalten und dienen gleichzeitig als Gurtung für die in den seitlichen Dachflächen vorgesehenen Verbände zur Aufnahme der Windlasten des oberen Bauteils.

In die Bunkerstirnwände sind auf 9 m Breite die Versteifungsriegel im Abstande von 2,5 m eingebaut, die mit dem Bunkergerippe außen bündig liegen und gleichzeitig als Bauwerksglieder angeordnet wurden. Hierdurch fielen die übrigen Versteifungsglieder kleiner aus und konnten hinter der Vermauerung untergebracht werden, so daß die Bunker nach außen nicht in Erscheinung treten.

Der Abstand der Bunkerausläufe beträgt 2,5 m. Ihre Schlitzweiten sind 0,54 · 6,4 m. Innerhalb dieser Öffnungen durften keine Querverbindungen für die Auslaufböden vorgesehen werden. Daher sind die Schlitzränder, wie Bild 2 zeigt, durch außenliegende Träger von 6,4 m Stützweite rahmenartig versteift worden. Das Füllgewicht für das Bunkerfeld 2,5 · 6,4 m (Schlitzlänge) bei etwa 11 m Schütthöhe ist $P = 2,5 \cdot 6,4 \cdot 11 \cdot 0,75$ t = 132 t, und hieraus ergibt sich der Belastungsanteil der Öffnung selbst zu $P' = 0,54 \cdot 6,4 \cdot 11,4 \cdot 0,75 = 29,6$ t, somit $(132 - 29,6)\,\frac{1}{2} = 51,2$ t.

Die Wände der Ausläufe sind unter 60° geneigt.

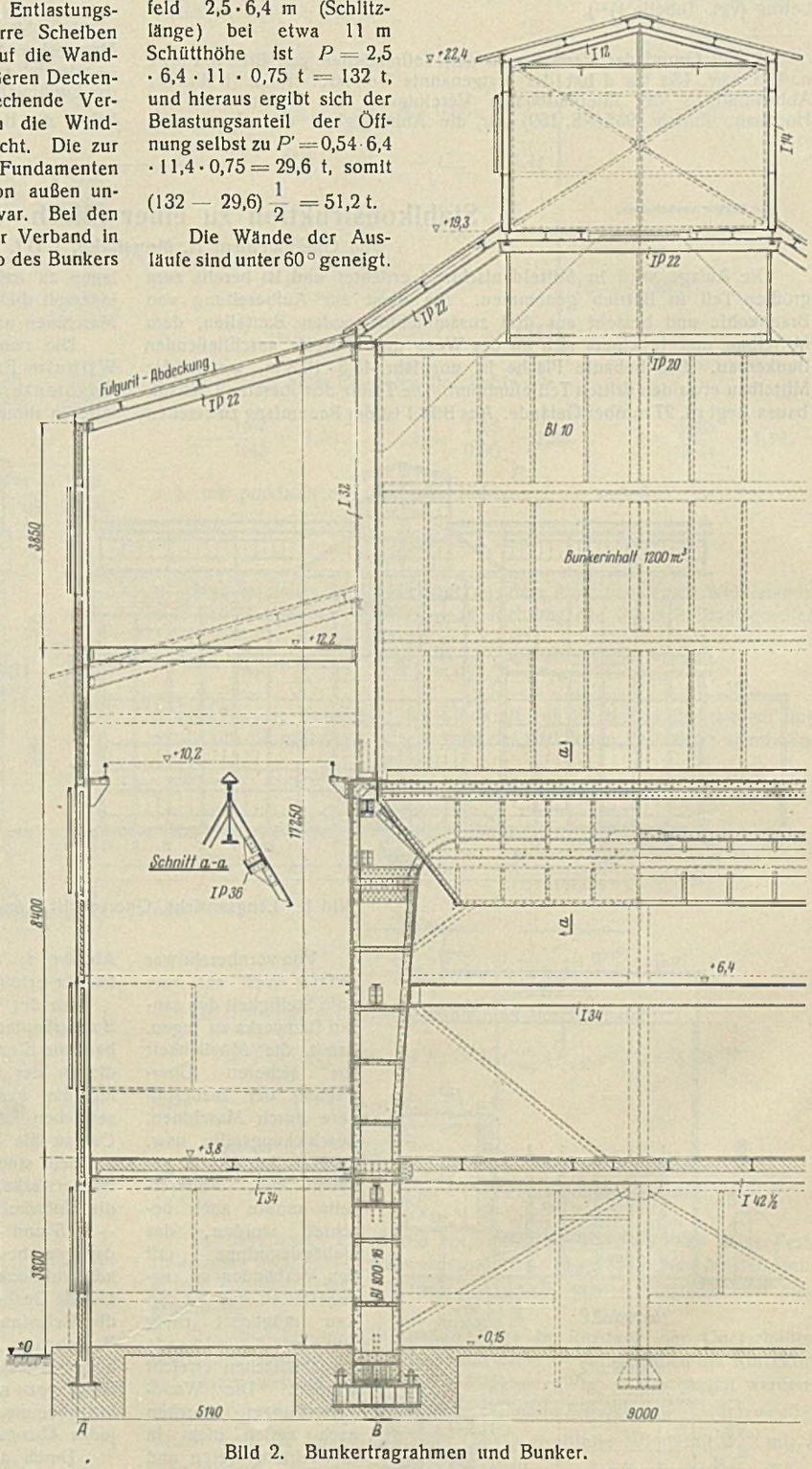


Bild 2. Bunkertragrahmen und Bunker.

Der Reibungswinkel zwischen Füllung und Auslaufwandung ist 25°. Die Gesamtlast $P = 132$ t muß mit den Kräften R und P' im Gleichgewicht sein. Mithin ergibt sich, auch nach Bild 3, die senkrecht auf die Auslaufwand wirkende Kraft zu

$$R_n = \frac{51,2}{\cos 35°} \cdot \cos 25° = 56,7 \text{ t}$$

und hieraus der mittlere, senkrecht wirkende Druck auf die Auslaufwand

$$p = \frac{56\,700}{196 \cdot 640} = 0,453 \text{ kg/cm}^2.$$

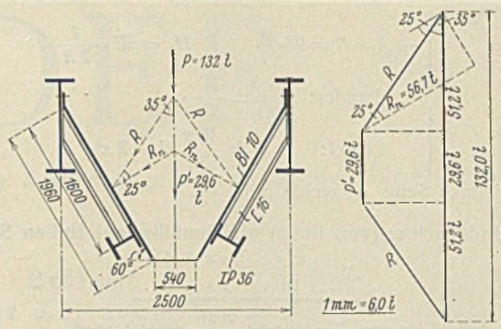


Bild 3.

Für diese Belastung sind die erforderlichen Abmessungen ermittelt worden. Von der Last 56,7 t erhält ein Aussteifträger am Bunkerschlitz mit 6,4 m Freilage anteilig $\frac{56{,}7 \cdot 1{,}96}{1{,}6 \cdot 2} = 34{,}8$ t.

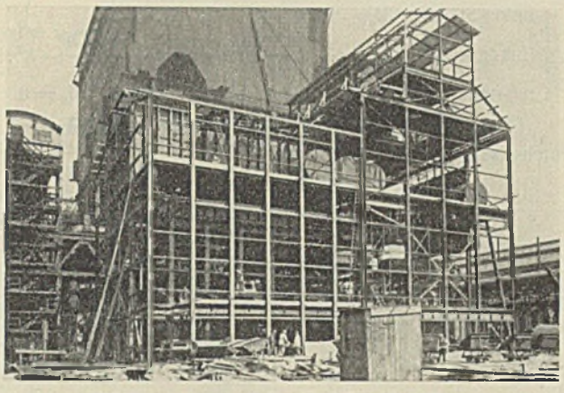


Bild 4. Montage der Stahlkonstruktion.

Für den gewählten Versteifungsträger IP 36 ergab sich die Beanspruchung von 1,11 t/cm², bei einer Durchbiegung $< \frac{l}{500}$.

Aus Gründen der besseren Bunkerentleerung und wegen der Bunkeranschlüsse am Rahmensteg wurden die Rahmenflansche möglichst schmal gehalten und die Stehbleche 16 mm stark gewählt. Ferner wurde ein Winkel auf dem Rahmenbalken zwecks besseren Abgleitens der Kohle vorgesehen. Der größte Auflagerdruck eines Rahmenstiels ist 150 t und der Horizontalschub 8,2 t. Das Auflager wurde aus zwei miteinander verschweißten und mit Verstärkungsrippen versehenen IP 34 von der Länge 1,5 m hergerichtet und in die Fundamente einbetoniert.

In Bunkerlängsrichtung ist zwischen den Rahmenstielen ein Verband zur Versteifung und Übernahme der Schübe und Stirnwandwindlasten derart eingebaut, daß dieser auf der Bühne + 6,4 kopfbandartig zwecks Wahrung der Bedienungsdurchgänge für die Abzugsbänder, jedoch nach unten als gewöhnliche Strebenanordnung ausgebildet wurde.

Die Dächer sind mit Asbest-Zement-Wellplatten eingedeckt. Die Lichtbänder wurden kittlos auf Holzsprossen verglast.

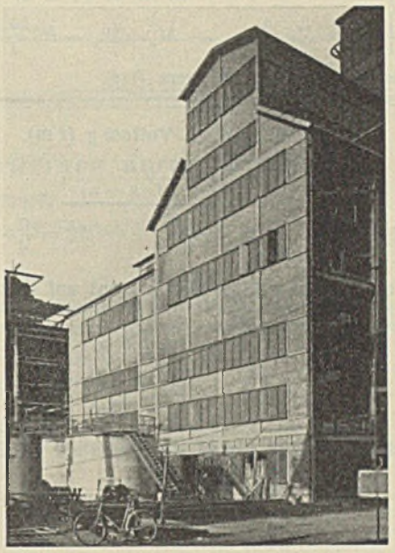


Bild 5. Das fertiggestellte Bauwerk.

Krane sind in Höhe + 10,2 der Bunkergebäude vorgesehen, wovon die im Ostbau herausfahren können. Die hierfür erforderlichen Öffnungen in der Wand sind mit Toren und dementsprechendem Öffnungsmechanismus abgeschlossen. Im Mittelbau befindet sich auf + 9,5 ein 18 t-Kran, der mit einem Sicherheitszuschlag von 50% zur Ausführung gekommen ist.

Das Gesamtgewicht der Stahlkonstruktion zu diesem Bauwerk beträgt rd. 900 t. Bild 4 zeigt die Montage der Stahlkonstruktion, Bild 5 das fertige Bauwerk.

Alle Rechte vorbehalten.

Dreigelenkrahmenbinder mit Zugstange in Traufhöhe.

Von Dr.-Ing. W. Schnidtmann, Stuttgart.

Wenn man auch aus Gründen der Raum-Gestaltung und -Ausnutzung im allgemeinen dem frei überspannenden Hallenbinder den Vorzug geben wird, so gibt es doch auch viele Fälle (z. B. Lager-, Auto-, Sporthallen u. dgl.), in welchen entweder die Möglichkeit einer möglichst schlanken Ausbildung der Hallenwände oder die Herabsetzung des auf die Fundamente wirkenden Schubes höher bewertet wird als die Vorteile des vollständig freien Binders. In diesen Fällen wird in Traufhöhe eine Zugstange angeordnet, die den Hauptteil des Schubes aufnimmt. Da dieses Bindersystem im einschlägigen Schrifttum bis jetzt allgemein nicht behandelt

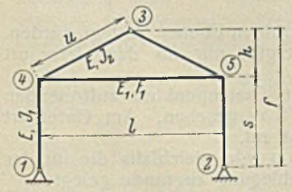


Bild 1.

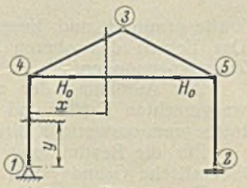


Bild 2.

ist, sofern es sich um Dreigelenkbinder handelt, sollen in folgendem geschlossene Formeln zu seiner Berechnung mitgeteilt werden, wobei die Ableitung, da sie grundsätzlich nichts Neues bietet, weggelassen wird. Bemerkt wird lediglich, daß die Normalkräfte bei der Ermittlung der statisch Unbestimmten nicht berücksichtigt wurden mit Ausnahme der Zugstangenkraft, die der Übersichtlichkeit halber getrennt (unter VIII.) behandelt ist.

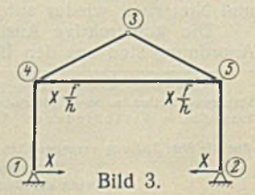


Bild 3.

Erläuterung.

Bild 1. Rahmensystem und Formgrößen. Rahmen ist symmetrisch, Zugstange ④ ⑤ in den steifen Rahmenecken gelenkig angeschlossen.

Bild 2. Statisch bestimmtes Grundsystem: M_0-Werte bei beliebiger Belastung.

Bild 3. Der statisch unbestimmte Schub X an den Fußgelenken und seine Wirkung auf die Zugstange.

Ergebnisse.

I. Beliebiger Belastungsfall.

Abkürzungen: $\frac{J_2}{J_1} = \nu$.

Linker Ständer $\int_0^s M_0\, y\, dy = S_1$ rechter Ständer $\int_0^s M_0\, y\, dy = S_1'$

„ Riegel $\int_0^{l/2} M_0\, dx = S_2$ „ Riegel $\int_0^{l/2} M_0\, dx = S_2'$

„ „ $\int_0^{l/2} M_0\, x\, dx = S_3$ „ „ $\int_0^{l/2} M_0\, x\, dx = S_3'$.

Grundformel:

$$(1) \qquad X = \frac{\nu(S_1 + S_1') + \frac{2\,u\,s}{l}(S_2 + S_2') - \frac{4\,u\,s}{l^2}(S_3 + S_3')}{\frac{2}{3} \cdot s^2(\nu\, s + u)}.$$

$$(2) \qquad \text{Ständer:} \quad M = M_0 - X y$$

$$(3) \qquad \text{Riegel:} \quad M = M_0 - X \cdot \frac{s}{l}(l - 2x).$$

II. Einzellast P auf linkem Riegel, im Abstand $a = \alpha \cdot \frac{l}{2}$ von ④.

(4) $$X = P \cdot \frac{u\,l}{8\,s\,(\nu\,s + u)} \cdot \alpha\,(2 - 3\,\alpha + \alpha^2).$$

Einflußordinaten $\eta = \alpha\,(2 - 3\,\alpha + \alpha^2)$.

$\alpha =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$\eta =$	0	0,171	0,288	0,357	0,384	0,375	0,336	0,273	0,192	0,099	0

(5) $$\begin{cases} A = P \cdot \frac{l - a}{l} & B = P \cdot \frac{a}{l} \\ H_0 = P \cdot \frac{a}{2\,h} & M_0 = \mathfrak{M}_x - P \cdot \frac{a}{l} \cdot x, \end{cases}$$

wobei $\mathfrak{M}_x$ = Moment des Balkenträgers ④ ⑤.

III. Gleichmäßige Vollast g (t/m).

(6) $$X = \frac{g\,l^2}{32} \cdot \frac{u}{s\,(\nu\,s + u)}.$$

(7) $$A = B = \frac{g\,l}{2} \qquad H_0 = \frac{g\,l^2}{8\,h} \qquad M_0 = \frac{g}{4} \cdot x\,(l - 2\,x).$$

IV. Einseitige gleichmäßige Last p (t/m) auf linkem Riegel.

(8) $$X = \frac{g\,l^2}{64} \cdot \frac{u}{s\,(\nu\,s + u)}.$$

(9) $$A = \frac{3}{8} \cdot p\,l \qquad B = \frac{1}{8} \cdot p\,l \qquad H_0 = \frac{p\,l^2}{16\,h} \qquad M_0 = \frac{p}{4} \cdot x\,(l - 2\,x).$$

V. Winddruck W (von links) als Einzellast im Eckpunkte.

(10) $$X = \frac{W}{2}.$$

(11) $$\begin{cases} -A = B = W \cdot \frac{s}{l} & H_0 = W \cdot \frac{s}{2\,h} \\ \text{Ständer: } M = \pm \frac{W}{2} \cdot y \\ \text{Riegel: } M = \pm \frac{W\,s}{2\,l}\,(l - 2\,x). \end{cases}$$

Dabei linke Seite +, rechte Seite —.

VI. Winddruck w (von links) gleichmäßig auf linken Ständer.

(12) $$X = \frac{w\,s}{16} \cdot \frac{5\,\nu\,s + 4\,u}{\nu\,s + u},$$

sonst wie bei V., wenn $W s$ durch $\frac{w\,s^2}{2}$ ersetzt wird.

VII. Winddruck w_1 (von links) waagerecht auf die Dachfläche.

(13) $$X = \frac{w_1\,h}{16\,s} \cdot \frac{8\,\nu\,s^2 + u\,(8\,s + h)}{\nu\,s + u}.$$

$$-A_0 = B_0 = \frac{w_1\,h}{2\,l}\,(2\,s + h) \qquad H_0 = \frac{w_1}{4}\,(2\,s + h).$$

(14) $$\begin{cases} \text{linker Ständer: } M_0 = w_1\,h\,y \\ \text{linker Riegel: } M_0 = -\frac{w_1\,h}{l}\,(2\,s - h)\,x - \frac{2\,w_1\,h^2}{l^2} \cdot x^2 + w_1\,h\,s \\ \text{rechter Ständer: } M_0 = 0 \qquad \text{rechter Riegel: } M_0 = 0. \end{cases}$$

VIII. Einfluß der Zugstangen-Längenänderung.

Durch Lastwirkung:

(15) $$\Delta X = \frac{H_0 \cdot \frac{E}{E_1} \cdot \frac{J_2}{F_1} \cdot \frac{f}{h} \cdot l}{\frac{2}{3} \cdot s^2\,(\nu\,s + u) + \left(\frac{f}{h}\right)^2 l \cdot \frac{E}{E_1} \cdot \frac{J_2}{F_1}}.$$

Durch Temperaturänderung um $+ t^\circ$ mit Ausdehnungszahl α: Der Zähler in (15) ist zu ersetzen durch $\frac{f}{h} \cdot \alpha\,t\,l\,E\,J_2$.

Verschiedenes.

Ausführung von Rohrbrücken im Dreigurtsystem. So viel umstritten die Anwendung des Dreigurtsystems bei hochbelasteten Straßen- oder Eisenbahnbrücken mit großen Lichtprofilen auch sein mag, so läßt es sich jedoch beim Bau von leichten Rohrbrücken vorteilhaft verwenden, da bei diesen aus konstruktiven Gründen ein Teil der zur Verwendung gelangenden Querschnitte nicht hinreichend ausgenützt werden kann. Bei Gegenüberstellung einer ausgeführten Dreigurtbrücke und einer nachgerechneten Viergurtbrücke ergibt sich eine reine Gewichtsersparnis von etwa 15 %.

Nachstehende Ausführungen beziehen sich auf eine vom Verfasser im Dreigurtsystem erbaute Rohrbrücke für die Zellstoffwerke Cosel-Waldhof O./S.

Aus konstruktiven Gründen gelangten bei der Dreigurtbrücke kleinere Profile als Winkel 50 · 50 · 5 und Flachstäbe 50 · 5 und bei der Viergurtbrücke Winkel 45 · 45 · 5 nicht zur Verwendung. In den Gewichten ist ein Zuschlag von 3 % für Nietköpfe enthalten.

Bei Berechnung der Dreigurtbrücke wurde so vorgegangen, daß für ein theoretisches Grundtragwerk, welches senkrecht in Querschnittsmitte liegt, die Stabkräfte ermittelt, und diese dann in die einzelnen Ebenen zerlegt wurden. Das Fehlen des oberen Windverbandes ergibt nur für den Untergurt Zusatzspannungen.

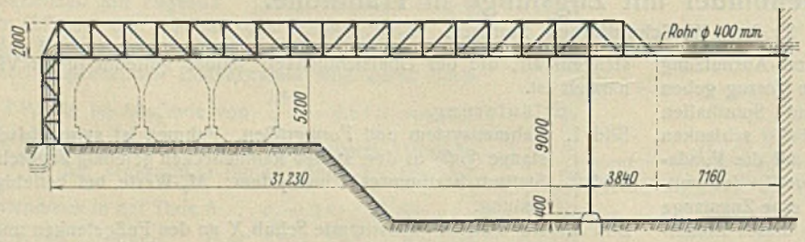


Bild 1. Übersicht.

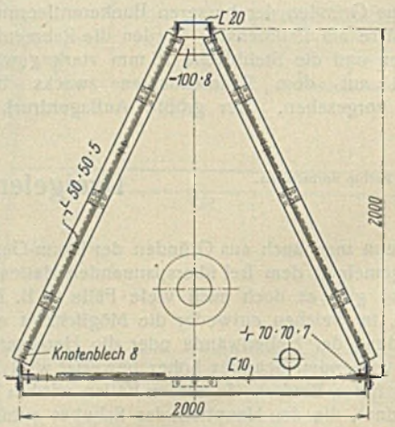


Bild 2. Querschnitt.

Die Gesamtlänge der Brücke beträgt etwa 43 m, deren linker Teil bei einer Spannweite von 31,23 m drei Reichsbahngleise überbrückt, während der rechte Teil zwei Felder über die Pendelstütze hinauskragt. Hieran schließt sich das restliche Stück von etwa 7,42 m Spannweite als Paßstück an. Zum Vergleich der Brückengewichte wurde jedoch nur das Stück von 31,23 m Spannweite herangezogen, um ein einwandfreies Bild für den Balken auf zwei Stützen zu erhalten.

Gegenüberstellung der Gewichte.

	Dreigurt kg	Viergurt kg
1. Obergurt	785	1080
2. Untergurt	870	720
3. Füllungsstäbe des Hauptträgers	1390	1280
4. Unterer Windverband mit Querträgern	640	640
5. Oberer Windverband mit Endportalen	0	580
Zusammenstellung der Gewichte	3685	4300

Zur Aufnahme der an den Obergurt-Knotenpunkten auftretenden waagerechten Kräfte sind Flachstäbe 100 · 8 vorgesehen. Am Untergurt treten nennenswerte Kräfte dieser Art nicht auf.

Für die Bestimmung der Überhöhung wurde gleichfalls die für das theoretische Grundsystem ermittelte Durchbiegung zugrunde gelegt.

Die Vorteile der Dreigurtbrücke bestehen auch noch in der Verminderung der Aufstellungskosten. Die Mehrarbeit in der Werkstatt, durch das Knicken der Knotenbleche bedingt, wird durch geringere Bohr- und Nietarbeit wieder aufgehoben.

Die konstruktive Ausbildung der Brücke sowie ihre schematische Anordnung sind aus den Bildern 1 u. 2 ersichtlich. Kontny.

INHALT: Modellversuche über die Belastung von Gitterfachwerken durch Windkräfte. — Stahlkonstruktion zu einer Misch- und Mahlanlage. — Dreigelenkrahmenbinder mit Zugstange in Traufhöhe. — Verschiedenes: Ausführung von Rohrbrücken im Dreigurtsystem.

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.