DER STAHLBAU

Schriftleitung:
Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule
Fernspr.: Steinplatz 0011
Professor W. Rein, Breslau, Technische Hochschule. — Fernspr.: Breslau 421 61

Beilage zur Zeitschrift **DIE BAUTECHNIK** Fachschrift für das gesamte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

4. Jahrgang | BERLIN, 1. Mai 1931 | Heft 9

Alle Rechte vorbehalten.

Angenäherte und genaue Berechnung der Stahlskelettrahmen.

Von Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz.

Die Berechnung der hochgradig statisch unbestimmten Systeme ist bekanntlich dadurch erschwert, daß die statisch unbestimmten und die endgültigen Biegemomente und Stabkräfte von den anfänglich noch unbekannten Profilwerten abhängig sind. Daher werden diese Werte oder wenigstens deren gegenseitige Verhältnisse zunächst angenommen und durch die genaue Rechnung nachgeprüft und entweder bestätigt oder geändert und wiederholt geprüft, bis sie die verlangten Bedingungen befriedigen. Die Profilschätzung erfolgt entweder nach ausgeführten ähnlichen Bauwerken oder nach einfacher Näherungsrechnung, und diese soll derart aufgestellt werden, daß sich möglichst schon im ersten Rechnungsgang die endgültigen Profile ergeben.

Im nachstehenden wird ein einfaches und brauchbares Näherungsverfahren für den zweistieligen Stahlskelettrahmen entwickelt und anschließend das genaue Verfahren gebracht, das dann in den angefügten Zahlenbeispielen die Zweckmäßigkeit des Näherungsweges bestätigt.

Vorausgesetzt ist ein zweistieliger symmetrischer Rahmen für mehrere Stockwerke mit Fußeinspannung und steifen Knotenpunkten. Die lotrechten Lasten bestehen aus den gleichmäßig über alle Riegel verteilten Deckenlasten; als waagerechte Lasten sind nur Windlasten angenommen, die nur dann in Frage kommen, wenn aussteifende Querwände fehlen.

A. Lotrechte Lasten.

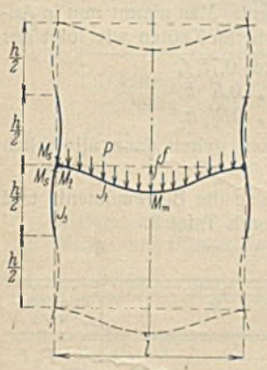


Abb. 1.

1. Näherungsrechnung. Nach der in Abb. 1 skizzierten Formänderung dürfen die Wendepunkte der elastischen Linie der Stützen in der Stützenlinie und in Stockwerkmitte angenommen werden. Aus einer einfachen Formänderungsbetrachtung folgt das Einspannmoment des Trägers zu

$$M_t = P\,l\,m,$$

worin

$$m = 1 : \left(2 \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{J_t}{J_s} + 12\right);$$

hierin gilt J_t für den Träger und J_s für die anschließenden Stützen, h ist die Stockwerkhöhe oder bei verschiedenen Höhen das Mittel aus oberer und unterer Höhe und l die Stützweite der Träger. Das Mittenmoment im Träger ist dann

$$M_m = P\,l/8 - M_t = Pl\,(1/8 - m);$$

in der Regel ist aber M_t größer als M_m, also maßgebend. Die Momente in den Stützen dicht ober- oder unterhalb der Knoten sind

$$M_s = \text{rd. } 1{,}1 \cdot M_t/2 \quad \text{oder} \quad M_s = \text{rd. } 0{,}55\ M_t,$$

worin der Beiwert 1,1 wegen der zu erwartenden ungleichen Verteilung von M_t über die anschließenden Stützen herrührt. Beim obersten Träger ist in obiger m-Formel unter h die halbe Höhe des darunterliegenden Stockwerks einzusetzen, und das anschließende Stützenmoment ist $M_s = M_t$.

Das Durchbiegungsverhältnis für die Träger (Unterzug) ergibt sich aus einfachen Betrachtungen nach Umrechnung zu

$$\frac{l}{f} = \frac{J_{(cm^4)}}{P_{(t)} \cdot l^2_{(m)}} \cdot \psi, \quad \text{worin} \quad \psi = \frac{1{,}68}{0{,}104 - m}.$$

Die Werte m sind in Kurvenblatt Abb. 2 in Abhängigkeit von h/l und J_s/J_t dargestellt. Kurve Abb. 3 zeigt die Beziehung zwischen m und ψ. Bei wechselnden h setzt man den Mittelwert aus dem oberen und unteren h.

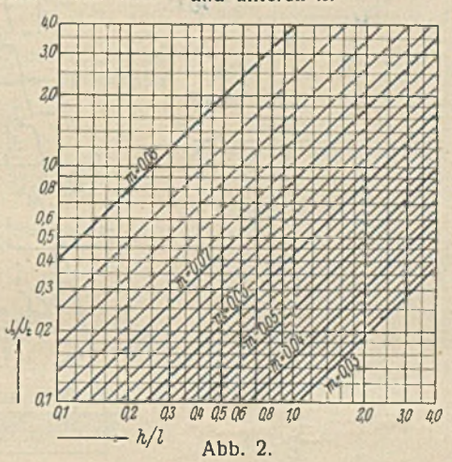


Abb. 2.

Die Stützendrücke S sind aus den Deckenlasten, Wandgewichten und den zu schätzenden Stahlgewichten von vornherein bestimmt.

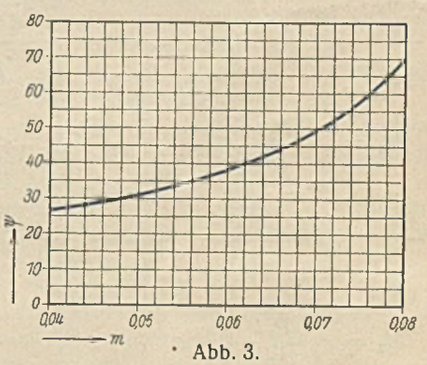


Abb. 3.

Für eine erste Näherung kann man, falls über die Profile noch gar nichts bekannt ist, den Wert J_s/J_t zunächst gleich 1 annehmen, ermittelt damit das für die Träger maßgebende M und das Trägerprofil und bestimmt das Stützenprofil aus der Forderung

$$\frac{S}{F} \cdot \omega + \frac{M_s}{W} \leqq \sigma_{zul};$$

damit bestimmt sich ein genauerer Wert für J_s und J_t und dann für M, und obige Rechnung ist zu wiederholen.

Vorstehendes Näherungsverfahren dürfte im allgemeinen für Planung und Kostenanschlag ausreichend sein.

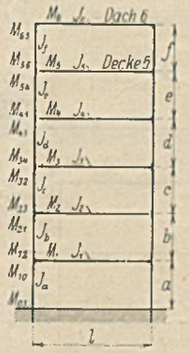


Abb. 4.

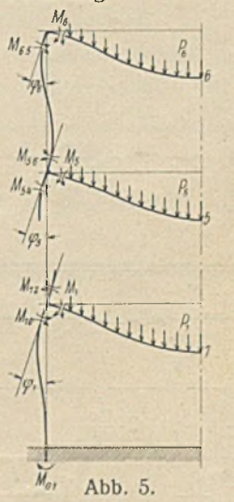


Abb. 5.

2. Genaue Rechnung. Man bezeichnet die Biegemomente an den dicht neben den Knoten liegenden Stabenden nach Abb. 4 mit M_1, M_2 ... bzw. mit M_{01}, M_{10}, M_{12}, M_{21} ..., führt als Unbekannte die Knotendrehwinkel φ_1, φ_2 ... ein, die gleichzeitig die Verdrehungswinkel der Stabenden sind, nimmt ein beliebiges Vergleichsträgheitsmoment J_0 an und setzt $J_1/J_0 = i_1$, $J_a/J_0 = i_a$ ...

Nun ist nach bekannten Vorgängen gemäß Abb. 5 z. B. für Träger 3

$$\varphi_3 = \frac{P_3\,l^2}{24\,E\,J_3} - \frac{M_3\,l}{2\,E\,J_3} \quad \text{oder}$$

$$M_3 = \frac{P_3\,l}{12} - \frac{2\,E\,J_3\,\varphi_3}{l} = \frac{P_3\,l}{12} - 2\,E\,J_0\,\varphi_3 \cdot \frac{i_3}{l}$$

und für Stütze d

$$\left.\begin{aligned}\varphi_3 &= (2\,M_{34} - M_{43})\cdot\frac{d}{6\,E\,J_d}\\ \varphi_4 &= (2\,M_{43} - M_{34})\cdot\frac{d}{6\,E\,J_d}\end{aligned}\right\}\ \text{woraus}\ M_{34} = \frac{2\,E\,J_d}{d}\,(2\,\varphi_3 + \varphi_4)$$

$$= 2\,E\,J_0\,\varphi_3\cdot\frac{2\,i_d}{d} + 2\,E\,J_0\,\varphi_4\cdot\frac{i_d}{d}.$$

Tafel 1.

		X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1
$M_6 =$	$\frac{P_6\,l}{12}$	$-\frac{i_6}{l}$					
$M_{65} =$		$2\cdot\frac{i_f}{f}$	$+\frac{i_f}{f}$				
$M_{56} =$		$\frac{i_f}{f}$	$+2\cdot\frac{i_f}{f}$				
$M_5 =$	$\frac{P_5\,l}{12}$		$-\frac{i_5}{l}$				
$M_{54} =$			$+2\cdot\frac{i_e}{e}$	$+\frac{i_e}{e}$			
$M_{45} =$			$\frac{i_e}{e}$	$+2\cdot\frac{i_e}{e}$			
$M_4 =$	$\frac{P_4\,l}{12}$			$-\frac{i_4}{l}$			
$M_{43} =$				$2\cdot\frac{i_d}{d}$	$+\frac{i_d}{d}$		
$M_{34} =$				$\frac{i_d}{d}$	$+2\cdot\frac{i_d}{d}$		
$M_3 =$	$\frac{P_3\,l}{12}$				$-\frac{i_3}{l}$		
$M_{32} =$					$2\cdot\frac{i_c}{c}$	$+\frac{i_c}{c}$	
$M_{23} =$					$\frac{i_c}{c}$	$+2\cdot\frac{i_c}{c}$	
$M_2 =$	$\frac{P_2\,l}{12}$					$-\frac{i_2}{l}$	
$M_{21} =$						$2\cdot\frac{i_b}{b}$	$+\frac{i_b}{b}$
$M_{12} =$						$\frac{i_b}{b}$	$+2\cdot\frac{i_b}{b}$
$M_1 =$	$\frac{P_1\,l}{12}$						$-\frac{i_1}{l}$
$M_{10} =$							$2\cdot\frac{i_a}{a}$
$M_{01} =$							$\frac{i_a}{a}$

Nach diesen Ansätzen ergibt sich die Tafel 1, worin die Werte $2\,E\,J_0\,\varphi_6$, $2\,E\,J_0\,\varphi_5 \ldots$ mit X_6, $X_5 \ldots$ bezeichnet sind und die Beiwerte $\frac{i_6}{l}$, $2\cdot\frac{i_f}{f}$ usw. mit den darübergesetzten X zu multiplizieren sind.

Aus dem Gleichgewicht der an jedem Knoten zusammenkommenden Stabmomente folgt

$$M_{65} - M_6 = 0, \qquad M_{56} + M_{54} - M_5 = 0, \ldots \qquad M_{12} + M_{10} - M_1 = 0;$$

setzt man hierin die Tafelausdrücke der M ein und ordnet die Glieder nach den X, dann entstehen die X-Gleichungen nach Tafel 2, worin die Beiwerte mit den darübergesetzten X zu multiplizieren sind.

Hieraus Reihenfolge des Verfahrens:

1. Beiwerte und Belastungswerte der Gleichungen berechnen,
2. die Gleichungen anschreiben,
3. die Unbekannten berechnen, hierzu dient das weiter unten angegebene Iterationsverfahren,
4. hieraus die endgültigen Momente berechnen.

B. Windlasten.

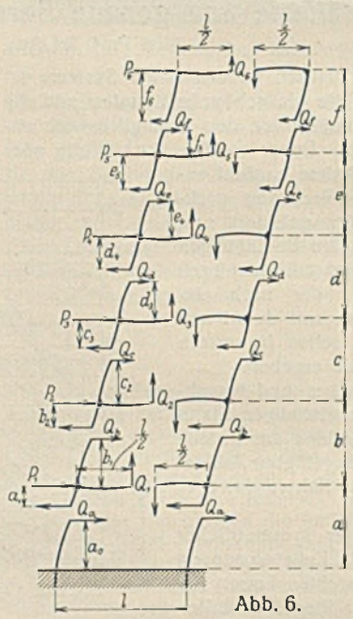


Abb. 6.

Wirkt der Wind auf die Langfront, also in Richtung der Rahmenebene, dann setzt er an den Knoten die in Abb. 6 eingetragenen waagerechten Windlasten P_1, $P_2 \ldots$ ab. Es tritt die daselbst übertrieben dargestellte Formänderung ein, wobei Träger und Stützen an den Wendepunkten geschnitten und daselbst die Querkräfte angebracht sind. Die Wendepunkte liegen stets genau in den Trägermitten, aber für die einzelnen Stützenfelder in verschiedenen Höhen. Die Querkräfte in den Stützen sind genau und unabhängig von der Lage der Wendepunkte

$$Q_f = P_6 : 2$$
$$Q_e = (P_6 + P_5) : 2$$
$$Q_d = (P_6 + P_5 + P_4) : 2$$
$$Q_c = (P_6 + \ldots + P_3) : 2$$
$$Q_b = (P_6 + \ldots + P_2) : 2$$
$$Q_a = (P_6 + \ldots + P_1) : 2$$

Man unterscheidet auch hier wieder zwischen Näherungsrechnung und genauer Rechnung.

1. Näherungsrechnung. Die Lagen der Stützenwendepunkte sind von den Stützenprofilen abhängig, also unbekannt. Man nimmt nun in Annäherung die Wendepunktabstände von den oberen Knoten wie folgt an:

im obersten Stockwerk $f_6 =$ rd. $0{,}75\,f$,
im zweiten „ $b_2 =$ „ $0{,}5\,b$,
im ersten „ $a_1 =$ „ $0{,}2\,a$.

Die Abstände in den anderen Stockwerken gehen dann allmählich von b_2 bis f_6 über (Abb. 6).

Nach Annahme der Wendepunktlagen folgen die Biegemomente und die Trägerquerkräfte sowie die Stützenkräfte nach Tafel 3.

Tafel 2.

Gleichung	X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	Belastungswerte
6	$\frac{i_6}{l} + 2\cdot\frac{i_f}{f}$	$+\frac{i_f}{f}$					$= \frac{P_6\,l}{12}$
5	$\frac{i_f}{f}$	$+2\cdot\frac{i_f}{f} + \frac{i_5}{l} + 2\cdot\frac{i_e}{e}$	$+\frac{i_e}{e}$				$= \frac{P_5\,l}{12}$
4		$\frac{i_e}{e}$	$+2\cdot\frac{i_e}{e} + \frac{i_4}{l} + 2\cdot\frac{i_d}{d}$	$+\frac{i_d}{d}$			$= \frac{P_4\,l}{12}$
3			$\frac{i_d}{d}$	$+2\cdot\frac{i_d}{d} + \frac{i_3}{l} + 2\cdot\frac{i_c}{c}$	$+\frac{i_c}{c}$		$= \frac{P_3\,l}{12}$
2				$\frac{i_c}{c}$	$+2\cdot\frac{i_c}{c} + \frac{i_2}{l} + 2\cdot\frac{i_b}{b}$	$+\frac{i_b}{b}$	$= \frac{P_2\,l}{12}$
1					$\frac{i_b}{b}$	$+2\cdot\frac{i_b}{b} + \frac{i_1}{l} + 2\cdot\frac{i_a}{a}$	$= \frac{P_1\,l}{12}$

Tafel 3.

$M_{65} = Q_f\, f_6$	$M_6 = M_{65}$	$Q_6 = M_6 : \frac{l}{2}$	$S_6 = Q_6$
$M_{56} = Q_f\, f_5$			
$M_{54} = Q_e\, e_5$	$M_5 = M_{56} + M_{54}$	$Q_5 = M_5 : \frac{l}{2}$	$S_5 = Q_6 + Q_5$
$M_{45} = Q_e\, e_4$			
$M_{43} = Q_d\, d_4$	$M_4 = M_{45} + M_{43}$	$Q_4 = M_4 : \frac{l}{2}$	$S_4 = Q_6 + Q_5 + Q_4$
$M_{34} = Q_d\, d_3$			
$M_{32} = Q_c\, c_3$	$M_3 = M_{34} + M_{32}$	$Q_3 = M_3 : \frac{l}{2}$	$S_3 = Q_6 + \ldots + Q_3$
$M_{23} = Q_c\, c_2$			
$M_{21} = Q_b\, b_2$	$M_2 = M_{23} + M_{21}$	$Q_2 = M_2 : \frac{l}{2}$	$S_2 = Q_6 + \ldots + Q_2$
$M_{12} = Q_b\, b_1$			
$M_{10} = Q_a\, a_1$	$M_1 = M_{12} + M_{10}$	$Q_1 = M_1 : \frac{l}{2}$	$S_1 = Q_6 + \ldots + Q_1$
$M_{01} = Q_a\, a_0$			

2. Genaue Rechnung. Man führt als statisch Unbestimmte die Biegemomente in den Stützen dicht über den Knoten ein. Für das 3. und 4. Stockwerk nach Abb. 7 folgt

$$Q_4 \cdot \frac{l}{2} = + Q_d\, d - M_{34} + M_{45},$$

$$\varphi_3 = (M_{45} - M_{34} + Q_d\, d)\, \frac{l}{6\, E\, J_4} + \frac{Q_d\, d^2}{2\, E J_d} - \frac{M_{34}\, d}{E\, J_d}$$

und

$$\varphi_3 = (M_{34} - M_{23} + Q_c\, c)\, \frac{l}{6\, E\, J_3}\,.$$

Aus der Gleichsetzung beider φ folgt mit Einführung des Vergleichswertes J_0 und mit $i_3 = J_3/J_0$, $i_d = J_d/J_0$ usw. nach dem Ordnen der Glieder

$$-M_{45} \cdot \frac{l}{i_4} + M_{34}\left(\frac{l}{i_4} + \frac{6\,d}{i_d} + \frac{l}{i_3}\right) - M_{23} \cdot \frac{l}{i_3}$$
$$= Q_d\left(\frac{d\,l}{i_4} + \frac{3\,d^2}{i_d}\right) - Q_c \cdot \frac{c\,l}{i_3}\,.$$

Man erhält auf diese Weise so viel Gleichungen, als Stockwerke vorhanden; Tafel 4 zeigt deren schematische Form.

Nach Auflösung dieser Gleichungen folgt

$$M_{65} = Q_f\, f - M_{56} \qquad M_{32} = Q_c\, c - M_{23}$$
$$M_{54} = Q_e\, e - M_{45} \qquad M_{21} = Q_b\, b - M_{12}$$
$$M_{43} = Q_d\, d - M_{34} \qquad M_{10} = Q_a\, a - M_{01}$$

und damit folgen die Trägermomente, Trägerquerkräfte und Stützenkräfte.

Beispiel. Rahmen für ein Fabrikgebäude nach Abb. 8 mit 4 m Rahmenabstand.

A. Lotrechte Lasten.

Zusammenstellung der Gewichte und Nutzlasten.

	Eigengewicht der Decke kg/m²	Nutzlast[1]) kg/m²	Trägergewicht t	Gesamtlast t
Dachträger 6	75	Schnee 75	0,5	7
Decke 5	250	250	0,8	21
„ 4	300	400	1,0	29
„ 3	300	500	1,1	33
„ 2	300	500	1,1	33
„ 1	300	500	1,1	33

[1]) Bemerkungen über die Abstufung der Nutzlast von oben nach unten bei Wohn- und Bürogebäuden siehe S. 101.

Der Stützenstoß soll etwa 1 m über Knoten 3 liegen; oberhalb des Stoßes bleibt die Querschnittsausbildung die gleiche, aber mit kleinerem Profil.

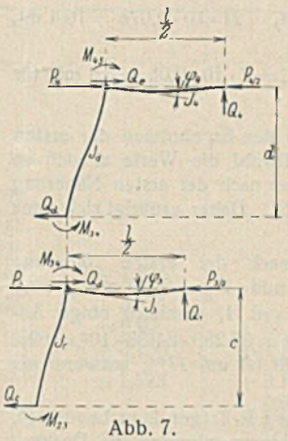


Abb. 7.

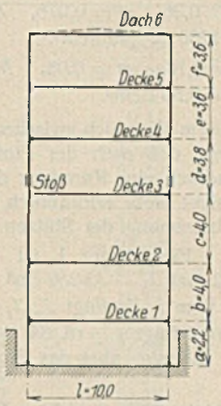


Abb. 8.

Stützendrücke.

S_f	= 3,5 t
Wand f =	1,6 t
Stütze f =	0,8 t
Decke 5 =	10,5 t
S_e	= 16,4 t
Wand e =	1,6 t
Stütze e =	0,8 t
Decke 4 =	14,5 t
S_d	= 33,3 t
Wand d =	1,7 t
Stütze d =	0,8 t
Decke 3 =	16,5 t
S_c	= 52,3 t
Wand c =	1,8 t
Stütze c =	1,0 t
Decke 2 =	16,5 t
S_b	= 71,6 t
Stütze b =	1,0 t
Decke 1 =	16,5 t
S_a	= 89,1 t

Erste Näherungsrechnung. Für alle Stockwerke wird vorläufig $J_s/J_t = 1$ angenommen.

Träger 1 bis 3. $P = 33$ t, $h/l = 4/10$, $m =$ rd. 0,078, $M_t = 33 \cdot 10 \cdot 0{,}078 = 25{,}8$ mt, $M_m = 33 \cdot 10 \cdot (0{,}125 - 0{,}078) = 15{,}5$ mt, erforderliches Profil I 45. $\psi =$ rd. 64, $l/f = 45\,850 \cdot 64/33 \cdot 10^2 = 890$.

Träger 4. $P = 29$ t, $h/l = 3{,}7/10$, $m = 0{,}078$, $M_t = 29 \cdot 10 \cdot 0{,}078 = 22{,}6$ m, erf. I 42½. $\psi = 64$, $l/f = 36\,970 \cdot 64/29 \cdot 10^2 = 815$.

Träger 5. $P = 21$ t, $h/l = 3{,}6/10$, $m = 0{,}078$, $M_t = 21 \cdot 10 \cdot 0{,}078 = 16{,}3$ mt, erf. I 38. $\psi = 64$, $l/f = 24\,010 \cdot 64/21 \cdot 10^2 = 730$.

Träger 6. $P = 7$ t, $h/l = 1{,}8/10$, $m = 0{,}08$, $M_t = 7 \cdot 10 \cdot 0{,}08 = 5{,}6$ mt, wegen Durchbiegung und aus baulichen Gründen I 30 gewählt. $\psi = 70$, $l/f = 9800 \cdot 70/7 \cdot 10^2 = 980$.

Stütze a. $M_s =$ rd. $0{,}55 \cdot 25{,}8 = 14{,}2$ mt, $S = 89{,}1$ t. II 34 liefert $F = 174$ cm², $W_x = 1846$ cm³, $s = 320$ cm, $i_x = 13{,}5$ cm, $\lambda = 24$, $\omega = 1{,}04$, $\sigma = \frac{89{,}1}{174} \cdot 1{,}04 + \frac{1420}{1846} = 0{,}53 + 0{,}77 = 1{,}30$ t/cm².

Stütze b. $M_s = 14{,}2$ mt, $S = 71{,}6$ t; beim gleichen Profil ist $s = 400$ cm, $\lambda = 30$, $\omega = 1{,}06$, daher σ geringer als oben.

Stütze c. Dasselbe Profil, σ geringer.

Stütze d. M_s nur von Träger 4 her zu rechnen, also $M_s = 0{,}55 \cdot 22{,}6 = 12{,}5$ mt, $S = 33{,}3$ t. Profil II 30 liefert $F = 138$ cm², $W_x = 1306$ cm³, $s = 380$ cm, $i_x = 11{,}9$, $\lambda = 32$, $\omega = 1{,}07$, $\sigma = \frac{33{,}3}{138} \cdot 1{,}07 + \frac{1250}{1306} = 0{,}26 + 1{,}04 = 1{,}30$ t/cm².

Stütze e und f. Dasselbe Profil, σ geringer.

Zweite Näherungsrechnung. Aus den angenommenen Profilen folgt

	Träger 1 bis 3	Träger 4	Träger 5	Träger 6
$\frac{J_s}{J_t}$ =	$\frac{31\,400}{45\,850} = 0{,}69$,	$= \frac{31\,400}{36\,970} = 0{,}85$	$= \frac{19\,600}{24\,010} = 0{,}81$	$= \frac{19\,600}{9800} = 2{,}0$.

Tafel 4.

M_{56}	M_{45}	M_{34}	M_{23}	M_{12}	M_{01}	Belastungswerte
$\frac{l}{i_6} + \frac{6f}{i_f} + \frac{l}{i_5}$	$-\frac{l}{i_5}$					$= Q_f\left(\frac{f\,l}{i_6} + \frac{3f^2}{i_f}\right) - Q_e \cdot \frac{e\,l}{i_5}$
$-\frac{l}{i_5}$	$\frac{l}{i_5} + \frac{6e}{i_e} + \frac{l}{i_4}$	$-\frac{l}{i_4}$				$= Q_e\left(\frac{e\,l}{i_5} + \frac{3e^2}{i_e}\right) - Q_d \cdot \frac{d\,l}{i_4}$
	$-\frac{l}{i_4}$	$+\frac{l}{i_4} + \frac{6d}{i_d} + \frac{l}{i_3}$	$-\frac{l}{i_3}$			$= Q_d\left(\frac{d\,l}{i_4} + \frac{3d^2}{i_d}\right) - Q_c \cdot \frac{c\,l}{i_3}$
		$-\frac{l}{i_3}$	$+\frac{l}{i_3} + \frac{6c}{i_c} + \frac{l}{i_2}$	$-\frac{l}{i_2}$		$= Q_c\left(\frac{c\,l}{i_3} + \frac{3c^2}{i_c}\right) - Q_b \cdot \frac{b\,l}{i_2}$
			$-\frac{l}{i_2}$	$+\frac{l}{i_2} + \frac{6b}{i_b} + \frac{l}{i_1}$	$-\frac{l}{i_1}$	$= Q_b\left(\frac{b\,l}{i_2} + \frac{3b^2}{i_b}\right) - Q_a \cdot \frac{a\,l}{i_1}$
				$-\frac{l}{i_1}$	$+\frac{l}{i_1} + \frac{6a}{i_a}$	$= Q_a\left(\frac{a\,l}{i_1} + \frac{3a^2}{i_a}\right)$

Träger I bis 3. $h/l = 0{,}4$, $m = 0{,}076$, $M_t = 33 \cdot 10 \cdot 0{,}076 = 25$ mt, für I 45 ist $\sigma = 2500/2040 = 1{,}23$ t/cm².

Träger 4. $h/l = 0{,}37$, $m = 0{,}077$, $M_t = 29 \cdot 10 \cdot 0{,}077 = 22{,}3$ mt, für I 42½ ist $\sigma = 2230/1740 = 1{,}29$ t/cm².

Träger 5. $h/l = 0{,}36$, $m = 0{,}078$, $M_t = 21 \cdot 10 \cdot 0{,}078 = 16{,}4$ mt, für I 38 ist $\sigma = 1630/1260 = 1{,}29$ t/cm².

Träger 6. $h/l = 0{,}18$, $m = 0{,}08$, $M_t = 7 \cdot 10 \cdot 0{,}08 = 5{,}6$ mt, für I 30 ist $\sigma = 560/653 = 0{,}86$ t/cm².

Man erkennt aus dem Vergleich zwischen den Ergebnissen der ersten und zweiten Näherung, daß nach der Profilwahl die Werte m sich so wenig ändern, daß dadurch eine Korrektur der nach der ersten Näherung gewonnenen Profile nicht mehr erforderlich ist. Daher erübrigt sich auch eine wiederholte Nachrechnung der Stützen.

Profilvariante. Für Träger 1 ist nach der ersten Näherung $M_t = 25{,}8$ mt. I P 32 hat $J_x = 32\,250$ cm⁴ und $W_x = 2020$ cm³, somit $\sigma = 2580/2020 = 1{,}26$ t/cm². Es folgt $J_s/J_t =$ rd. 1, demnach obige Annahme gut. Mit $m = 0{,}40$ folgt $\varphi =$ rd. 64, $l/f = 32\,250 \cdot 64/33 \cdot 10^2 = 625$. Dieses ist zwar noch zulässig, aber das Profil ist um 17 % schwerer als der I-Träger.

Indessen wird trotz des Mehrgewichtes der I P-Träger dann bevorzugt, wenn aus baulichen Gründen und zwecks Raumgewinnung die Deckenhöhe möglichst beschränkt werden soll und wenn dabei die Durchbiegung in den verlangten Grenzen bleibt.

Genaue Nachrechnung. Für ein angenommenes Vergleichsträgheitsmoment $J = 5000$ cm⁴ folgt

Träger 6	$i_6 = 9\,800/5000 = 2{,}0$	$i_6/l = 0{,}2$
„ 5	$i_5 = 24\,010/5000 = 4{,}8$	$i_5/l = 0{,}48$
„ 4	$i_4 = 36\,970/5000 = 7{,}4$	$i_4/l = 0{,}74$
„ 3	i_3	i_3/l
„ 2	$i_2 = 45\,850/5000 = 9{,}2$	$i_2/l = 0{,}92$
„ 1	i_1	i_1/l

Stütze $f = 3{,}6$	$i_f = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_f/f = 1{,}084$
„ $e = 3{,}6$	$i_e = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_e/e = 1{,}084$
„ $d = 3{,}8$	$i_d = 19\,600/5000 = 3{,}9$	$i_d/d = 1{,}027$
„ $c = 4{,}0$	$i_c = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_c/c = 1{,}575$
„ $b = 4{,}0$	$i_b = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_b/b = 1{,}575$
„ $a = 3{,}2$	$i_a = 31\,400/5000 = 6{,}3$	$i_a/a = 1{,}970$

Damit ergeben sich die in nachstehendem Gleichungsschema eingesetzten Beiwerte $\frac{i_6}{l} + 2\,\frac{i_f}{f} = 0{,}2 + 2 \cdot 1{,}084 = 2{,}368$ usw.

Ferner sind die Belastungswerte bei gleichzeitiger Belastung aller Decken

$$\frac{P_6\,l}{12} = \frac{7 \cdot 10}{12} = 5{,}83, \qquad \frac{P_5\,l}{12} = \frac{21 \cdot 10}{12} = 17{,}5 \text{ usw.}$$

Tafel 5.

Gleichung	X_6	X_5	X_4	X_3	X_2	X_1	Belastungswerte
6	2,368	1,084					= 5,83
5	1,084	4,816	1,084				= 17,5
4		1,084	4,962	1,027			= 24,2
3			1,027	6,124	1,575		= 27,5
2				1,575	7,220	1,575	= 27,5
1					1,575	8,010	= 27,5

Die Auflösung dieser Gleichungen erfolgt zweckmäßig nach dem Iterationsverfahren, d. i. ein Annäherungsverfahren, das nach wenigen Rechnungsgängen mit dem Rechenschieber die Ergebnisse mit hinreichender Genauigkeit liefert. Die ersten noch groben Näherungswerte sind:

$$\begin{aligned}
X_6 &= 5{,}83 : (2{,}368 + 1{,}084) &&= 1{,}69\\
X_5 &= 17{,}5 : (1{,}084 + 4{,}816 + 1{,}084) &&= 2{,}50\\
X_4 &= 24{,}2 : (1{,}084 + 4{,}962 + 1{,}027) &&= 3{,}42\\
X_3 &= 27{,}5 : (1{,}027 + 6{,}124 + 1{,}575) &&= 3{,}15\\
X_2 &= 27{,}5 : (1{,}575 + 7{,}220 + 1{,}575) &&= 2{,}65\\
X_1 &= 27{,}5 : (1{,}575 + 8{,}010) &&= 2{,}87.
\end{aligned}$$

Diese Werte setzt man in die Gleichungen ein und erhält die zweiten Näherungswerte:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}50) : 2{,}368 &&= 1{,}32\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}69 - 1{,}084 \cdot 3{,}42) : 4{,}816 &&= 2{,}48\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}50 - 1{,}027 \cdot 3{,}15) : 4{,}962 &&= 3{,}68\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}42 - 1{,}575 \cdot 2{,}65) : 6{,}124 &&= 3{,}24\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}15 - 1{,}575 \cdot 2{,}87) : 7{,}220 &&= 2{,}50\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}65 - \ldots\ldots) : 8{,}010 &&= 2{,}91.
\end{aligned}$$

Man wiederholt das Verfahren so lange, bis sich die Ergebnisse nicht mehr ändern; die dritten Näherungswerte:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}48) : 2{,}368 &&= 1{,}32\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}32 - 1{,}084 \cdot 3{,}68) : 4{,}816 &&= 2{,}50\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}48 - 1{,}027 \cdot 3{,}24) : 4{,}962 &&= 3{,}66\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}68 - 1{,}575 \cdot 2{,}50) : 6{,}124 &&= 3{,}23\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}24 - 1{,}575 \cdot 2{,}91) : 7{,}220 &&= 2{,}47\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}50 - \ldots\ldots) : 8{,}010 &&= 2{,}94.
\end{aligned}$$

Die vierten Näherungswerte, die dann als endgültig betrachtet werden:

$$\begin{aligned}
X_6 &= (5{,}83 \ldots\ldots\ldots - 1{,}084 \cdot 2{,}50) : 2{,}368 &&= 1{,}31\\
X_5 &= (17{,}5 - 1{,}084 \cdot 1{,}32 - 1{,}084 \cdot 3{,}66) : 4{,}816 &&= 2{,}51\\
X_4 &= (24{,}2 - 1{,}084 \cdot 2{,}50 - 1{,}027 \cdot 3{,}23) : 4{,}962 &&= 3{,}66\\
X_3 &= (27{,}5 - 1{,}027 \cdot 3{,}66 - 1{,}575 \cdot 2{,}47) : 6{,}124 &&= 3{,}24\\
X_2 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 3{,}23 - 1{,}575 \cdot 2{,}94) : 7{,}220 &&= 2{,}46\\
X_1 &= (27{,}5 - 1{,}575 \cdot 2{,}47 - \ldots\ldots) : 8{,}010 &&= 2{,}95.
\end{aligned}$$

Von hier ab ist keine Änderung der Werte mehr zu erwarten, und man betrachtet diese letzten Werte als endgültig.

Durch Einsetzen dieser Werte in Tafel 6 erhält man die endgültigen Momente.

In nebenstehender Tafel sind die Werte — 0,2, + 2,168, + 1,084 usw. mit den darüberstehenden X zu multiplizieren und dann zu addieren.

Die Schlußproben $M_6 - M_{65} = 0$, $M_{56} + M_{54} - M_5 = 0$ usw. stimmen zwar nicht völlig, was mit der nicht hinreichenden Stellenzahl der X und mit den Rechnungsabrundungen zusammenhängt; indessen ist die hier errechnete Genauigkeit völlig ausreichend, und die sich ergebenden Restfehler sind belanglos.

In der letzten Spalte der Tafel 6 sind in Klammern die Trägermomente nach der zweiten Näherungsrechnung und die zugehörigen Stützenmomente = 0,55 × Trägermoment eingesetzt. Man findet für die Trägermomente auffallend gute und für die Stützenmomente erträgliche Übereinstimmung mit den genauen Werten, womit die Berechtigung der Näherungsrechnung, wenigstens für die vorliegende Bauart erwiesen ist.

Im Zusammenhang damit tritt die weitere Frage auf, ob eine andere Nutzlastverteilung größere Momente hervorbringt. Es könnte beispielsweise vorkommen, daß eine der Decken keine Nutzlast erhält, während alle anderen Decken vollbelastet sind. In dem Schema der genauen Rechnung braucht nur in der betreffenden Gleichung der Belastungswert auf Eigengewicht umgesetzt zu werden, wodurch sich alle X und alle Momente ändern, und zwar am meisten die in der Nachbarschaft der betreffenden Decke; außerdem werden die Stützendrücke um den wegfallenden Betrag kleiner.

Eine erneute genaue Nachrechnung für Decke 1 mit Eigengewicht und für alle anderen Decken mit Vollbelastung ergab folgende M-Werte:

M_6 bis M_4 unverändert

$M_{43} = 10{,}76$ mt

$M_{34} = 10{,}17$ „
$M_3 = 24{,}64$ „
$M_{32} = 14{,}46$ „

$M_{23} = 14{,}22$ „
$M_2 = 24{,}78$ „
$M_{21} = 10{,}53$ „

$M_{12} = 7{,}08$ „
$M_1 = 10{,}09$ „
$M_{10} = 3{,}03$ „

$M_{01} = 1{,}51$ „

Man ersieht, daß Träger 1 und die anschließenden Stützen, wie zu erwarten, erheblich geringere Momente erhalten, und daß nur M_{32} um geringes und M_{23} um etwa 11 % größer geworden ist, wobei in dieser Stütze der Druck derselbe bleibt. Man sieht weiter, daß dieses M_{23} nur um weniges den Näherungswert von 13,7 mt übersteigt.

Im allgemeinen wird es nicht nötig sein, alle möglichen Belastungszusammenstellungen getrennt zu untersuchen; jedoch empfiehlt es sich, solche Fälle dadurch zu berücksichtigen, daß man bei den Stützen und bei Annahme einer Vollbelastung aller Decken die zulässige Spannung möglichst nicht ganz ausnutzt.

Tafel 6.

	$X_6 = 1{,}31$	$X_5 = 2{,}51$	$X_4 = 3{,}66$	$X_3 = 3{,}24$	$X_2 = 2{,}46$	$X_1 = 2{,}95$	Endgültige Momente mt	Die Momente aus der Näherungsrechnung
$M_6 = 5{,}83$	$-0{,}2$						$= 5{,}57$	(5,6)
$M_{65} =$	$+2{,}168$	$+1{,}084$					$= 5{,}56$	
$M_{56} =$	$+1{,}084$	$+2{,}168$					$= 6{,}86$	(9,0)
$M_5 = 17{,}5$		$-0{,}48$					$= 16{,}30$	(16,4)
$M_{54} =$		$+2{,}168$	$+1{,}084$				$= 9{,}41$	(9,0)
$M_{45} =$		$+1{,}084$	$+2{,}168$				$= 10{,}66$	(12,2)
$M_4 = 24{,}2$			$-0{,}74$				$= 21{,}49$	(22,3)
$M_{43} =$			$+2{,}054$	$+1{,}027$			$= 10{,}85$	(12,2)
$M_{34} =$			$+1{,}027$	$+2{,}054$			$= 10{,}42$	(13,7)
$M_3 = 27{,}5$				$-0{,}92$			$= 24{,}52$	(25,0)
$M_{32} =$				$+3{,}150$	$+1{,}575$		$= 14{,}07$	(13,7)
$M_{23} =$				$+1{,}575$	$+3{,}150$		$= 12{,}84$	(13,7)
$M_2 = 27{,}5$					$-0{,}92$		$= 25{,}24$	(25,0)
$M_{21} =$					$+3{,}150$	$+1{,}575$	$= 12{,}39$	(13,7)
$M_{12} =$					$+1{,}575$	$+3{,}150$	$= 13{,}17$	(13,7)
$M_1 = 27{,}5$						$-0{,}92$	$= 24{,}79$	(25,0)
$M_{10} =$						$+3{,}940$	$= 11{,}62$	(13,7)
$M_{01} =$						$+1{,}970$	$= 5{,}81$	

Über die Nutzlastenverteilung ist noch folgendes zu bemerken:

In Fabrikgebäuden (wie im vorliegenden Beispiel) oder in Lagerhäusern u. dgl. rühren die Nutzlasten von Maschinen, Waren usw. her, und es liegt die Möglichkeit einer gleichzeitigen Vollbelastung aller Decken vor. Bei Wohn- und Bürogebäuden, wo die Nutzlast im wesentlichen von Menschengedränge herrührt, ist es baupolizeilicherseits im allgemeinen zulässig, eine von oben nach unten abnehmende Nutzlast anzunehmen; nähere Angaben für reine Wohnbauten finden sich in den maßgebenden Bestimmungen. Dabei sind aber die einzelnen Träger selbstverständlich auf volle Nutzlast zu berechnen. Da nun nach obigem die Belastung irgendeiner Decke auf die Momente der benachbarten Träger und anschließenden Stützen wenig Einfluß ausübt ist es richtig, auch im Falle der Nutzlastenermäßigung die Momente auf gleichzeitige Vollbelastung aller Decken zu berechnen und die Nutzlastenabnahme nur den Drücken in den unteren Stützen zugute kommen zu lassen.

B. Windlasten.

Das unterste Geschoß bildet den Keller; die Frontwand b und c erhalte 100 kg/m², die Frontwand d, e und f 125 kg/m² Winddruck gemäß den Bestimmungen. Das liefert nachstehende Windlasten:

Feld f $P_f = 4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}125 = 1{,}8$ t
" e $P_e = 4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}125 = 1{,}8$ t
" d $P_d = 4 \cdot 3{,}8 \cdot 0{,}125 = 1{,}9$ t
" c $P_c = 4 \cdot 4 \cdot 0{,}1 = 1{,}6$ t
" b $P_b = 4 \cdot 4 \cdot 0{,}1 = 1{,}6$ t

Knoten 6 $P_6 = \frac{1{,}8}{2} = 0{,}9$ t
" 5 $P_5 = \frac{1{,}8 + 1{,}8}{2} = 1{,}8$ t
" 4 $P_4 = \frac{1{,}8 + 1{,}9}{2} = 1{,}85$ t
" 3 $P_3 = \frac{1{,}9 + 1{,}6}{2} = 1{,}75$ t
" 2 $P_2 = \frac{1{,}6 + 1{,}6}{2} = 1{,}6$ t
" 1 $P_1 = \frac{1{,}6}{2} = 0{,}8$ t

Hieraus die nachstehenden Stützenquerkräfte:

$Q_f = 0{,}45$, $Q_e = 1{,}35$, $Q_d = 2{,}28$, $Q_c = 3{,}15$, $Q_b = 3{,}95$, $Q_a = 4{,}35$ t.

Näherungsrechnung. Für die nachstehend angenommenen Wendepunktlagen folgen die danebenstehenden Stützen- und Trägermomente, Trägerquerkräfte und Stützenkräfte (alles in mt und t):

$f_6 = 2{,}7$	$M_{65} = 1{,}22$	$M_6 = 1{,}2$	$Q_6 = 0{,}24$	
$f_5 = 0{,}9$	$M_{56} = 0{,}40$	$M_5 = 3{,}6$	$Q_5 = 0{,}72$	$S_f = 0{,}24$
$e_5 = 2{,}4$	$M_{54} = 3{,}24$			
$e_4 = 1{,}2$	$M_{45} = 1{,}62$	$M_4 = 6{,}9$	$Q_4 = 1{,}38$	$S_e = 0{,}96$
$d_4 = 2{,}3$	$M_{43} = 5{,}25$			
$d_3 = 1{,}5$	$M_{34} = 3{,}42$	$M_3 = 10{,}4$	$Q_3 = 2{,}08$	$S_d = 2{,}34$
$c_3 = 0{,}22$	$M_{32} = 6{,}95$			
$c_2 = 0{,}18$	$M_{23} = 5{,}70$	$M_2 = 13{,}6$	$Q_2 = 2{,}72$	$S_c = 4{,}42$
$b_2 = 2{,}0$	$M_{21} = 7{,}90$			
$b_1 = 2{,}0$	$M_{12} = 7{,}90$	$M_1 = 10{,}5$	$Q_1 = 2{,}10$	$S_b = 7{,}14$
$a_1 = 0{,}6$	$M_{10} = 2{,}60$			
$a_0 = 2{,}6$	$M_{01} = 11{,}30$			$S_a = 9{,}24$

Wegen Neuprofilierung setzt wieder das Näherungsverfahren mit $J_s/J_t = 1$ ein. Größte Spannung für Eigengewicht, Nutzlast und Wind sei 1,6 t/cm². Da die Normalprofile zu hoch werden, sind hier für die Träger mit Ausnahme des obersten durchweg IP-Profile angenommen. Die M für Eigengewicht und Nutzlast sind der ersten Näherungsrechnung entnommen.

Träger 1. $M_t = 25{,}8 + 10{,}5 = 36{,}3$. Erf. I P 36.
$\sigma = 3630/2510 = 1{,}45$.

Träger 2. $M_t = 25{,}8 + 13{,}6 = 39{,}4$. Erf. I P 36.
$\sigma = 3940/2510 = 1{,}56$.

Träger 3. Dasselbe Profil, σ geringer.

Träger 4. $M_t = 22{,}6 + 6{,}9 = 29{,}5$. Erf. I P 32.
$\sigma = 2950/2020 = 1{,}45$.

Träger 5. $M_t = 16{,}3 + 3{,}6 = 19{,}9$. Erf. I P 28.
$\sigma = 1990/1480 = 1{,}35$.

Träger 6 wie bisher.

Die dem Winde abgekehrten Stützen sind am höchsten beansprucht, da die S und die M_s durch die lotrechten Lasten und die Windlasten sich addieren.

Stütze a. $S = 89{,}1 + 9{,}24 = 98{,}4$. $M_s = 14{,}2 + 7{,}9 = 22{,}1$. II 36 mit $F = 194$, $W_x = 2180$, $i_x = 14{,}2$, $s = 320$, $\lambda = 23$, $\omega = 1{,}03$ liefert $\sigma = 0{,}52 + 1{,}17 = 1{,}69$. Wegen des besonders großen, aber nur in Fußnähe wirkenden Momentes werden die Seitenbleche der Stützenfußausbildung so hoch geführt, daß dieses Moment vom verstärkten Stützenende aufgenommen wird und obige Spannung nicht auftritt.

Stütze b. $S = 71{,}6 + 7{,}14 = 78{,}8$. $M_s = 14{,}2 + 7{,}9 = 22{,}1$. Obiges Profil mit $s = 400$, $\lambda = 28$, $\omega = 1{,}05$ liefert $\sigma = 0{,}43 + 1{,}01 = 1{,}44$.

Stütze c. Dasselbe Profil, σ geringer.

Stütze d. $S = 33{,}3 + 2{,}34 = 35{,}7$. $M_s = 12{,}5 + 5{,}25 = 17{,}8$. II 32 mit $F = 156$, $W_x = 1564$, $i_x = 12{,}7$, $s = 380$, $\lambda = 30$, $\omega = 1{,}06$ liefert $\sigma = 0{,}24 + 1{,}14 = 1{,}38$.

Stütze e und f. Dasselbe Profil, σ geringer.

Genaue Berechnung. Diese müßte getrennt für lotrechte Lasten und für Windlasten erfolgen; die bisherigen Ergebnisse der genauen Rechnung für lotrechte Lasten können hier wegen der Profiländerung nicht benutzt werden. Wir unterdrücken die Rechnung für lotrechte Lasten, da sie nichts Neues bietet, und stellen nur die Windlastenberechnung auf.

Mit $J_0 = 10\,000$ cm⁴ folgt:

$J_6 = 9\,800$	$i_6 = 0{,}98$	$l/i_6 = 10{,}2$	$J_f = 25\,020$	$i_f = 2{,}50$	$f/i_f = 1{,}44$
$J_5 = 20\,720$	$i_5 = 2{,}07$	$l/i_5 = 4{,}83$	$J_e = 25\,020$	$i_e = 2{,}50$	$e/i_e = 1{,}44$
$J_4 = 32\,250$	$i_4 = 3{,}23$	$l/i_4 = 3{,}10$	$J_d = 25\,020$	$i_d = 2{,}50$	$d/i_d = 1{,}52$
$J_3 = 45\,120$	$i_3 = 4{,}51$	$l/i_3 = 2{,}22$	$J_c = 39\,220$	$i_c = 3{,}92$	$c/i_c = 1{,}02$
$J_2 = 45\,120$	$i_2 = 4{,}51$	$l/i_2 = 2{,}22$	$J_b = 39\,220$	$i_b = 3{,}92$	$b/i_b = 1{,}02$
$J_1 = 45\,120$	$i_1 = 4{,}51$	$l/i_1 = 2{,}22$	$J_a = 39\,220$	$i_a = 3{,}92$	$a/i_a = 0{,}82$

Hieraus die Gleichungen:

M_{56}	M_{45}	M_{34}	M_{23}	M_{12}	M_{01}	Belastungswerte
23,67	— 4,83					= 0,1
— 4,83	16,57	— 3,10				= 17,6
	— 3,10	14,44	— 2,22			= 30,6
		— 2,22	10,56	— 2,22		= 31,2
			— 2,22	10,56	— 2,22	= 52,4
				— 2,22	7,14	= 65,0

Daraus folgen nach dem Iterationsverfahren die Unbekannten, die dann sofort auch die anderen Momente liefern. Ergebnisse:

$M_{65} = 1{,}28$	$M_0 = 1{,}28$	$Q_6 = 0{,}26$	
$M_{56} = 0{,}34$	$M_5 = 3{,}47$	$Q_5 = 0{,}69$	$S_f = 0{,}26$
$M_{54} = 3{,}13$	$M_4 = 7{,}15$	$Q_4 = 1{,}43$	$S_e = 0{,}95$
$M_{45} = 1{,}73$	$M_3 = 10{,}53$	$Q_3 = 2{,}11$	$S_d = 2{,}38$
$M_{43} = 5{,}42$	$M_2 = 12{,}67$	$Q_2 = 2{,}53$	$S_c = 4{,}49$
$M_{34} = 3{,}25$	$M_1 = 10{,}75$	$Q_1 = 2{,}15$	$S_b = 7{,}02$
$M_{32} = 7{,}28$			$S_a = 9{,}17$
$M_{23} = 5{,}32$			
$M_{21} = 7{,}35$			
$M_{12} = 8{,}45$			
$M_{10} = 2{,}30$			
$M_{01} = 11{,}60$			

Ein Vergleich dieser Werte mit den Näherungswerten ist so befriedigend, daß eine Profiländerung nicht erforderlich ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Hochofenwerk der Fried. Krupp A.-G. in Essen-Borbeck.

Von Dipl.-Ing. Ernst Ackermann, Berat. Ing., Bochum.

Durch die Veröffentlichung von Dr.-Ing. ehr. Franz Schlüter, Dortmund, in „Der Bauingenieur" 1930, Heft 34, ist die Fachwelt bereits über die Beton- und Eisenbetonbauten des neuen Hochofenwerks der Fried. Krupp-Aktien-Gesellschaft in Essen-Borbeck hinreichend unterrichtet. Auch haben die Kruppschen Monatshefte vom Oktober 1929 eine Beschreibung des Werkes mit allen Betriebseinzelheiten gebracht. Im folgenden sollen auch die Stahlbauten der Anlage ihrer Bedeutung entsprechend etwas eingehender gewürdigt werden.

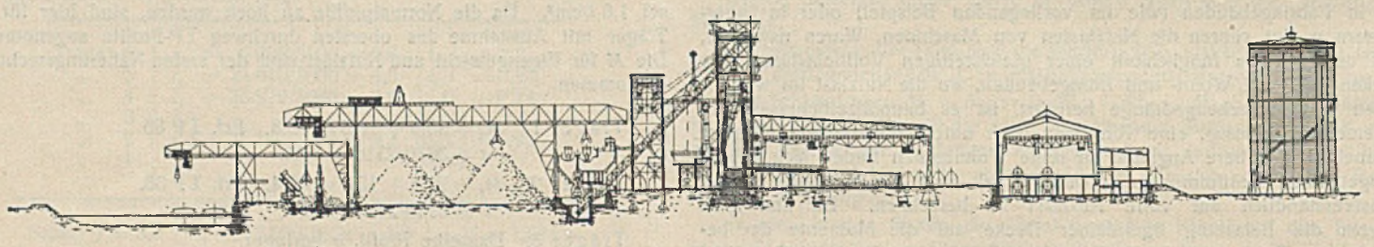


Abb. 1. Neues Hochofenwerk in Essen-Borbeck.

Verfolgen wir an Hand der Abb. 1 den Weg der Rohstoffe vom Hafen, bzw. vom Eisenbahnwagen durch das ganze Werk hindurch bis zu den Roheisenmasseln im Gießbett, so erkennen wir auf den ersten Blick die Wichtigkeit der Förderanlagen. Die auf dem Rhein-Herne-Kanal im Hafen ankommenden 1250 t-Kähne werden von zwei zum Hafen parallel laufenden Verladebrücken für Greiferbetrieb von 39 m Stützweite, 21,5 m wasserseitiger Ausladung und 12 t Tragkraft (6 t Greifergewicht und 6 t Greiferinhalt) gelöscht. Die Brücken überspannen drei Regelspurgleise und zwei Erztröge. Bei 30 bis 40 Spielen je Stunde beträgt die stündliche Durchschnittsleistung jedes Uferkranes 150 t Erz. Die Steuerung erfolgt durch einen Maschinisten vom Führerhaus an der Katze aus. Um die Längsbewegungen der Verladebrücke nach Möglichkeit zu beschränken, übergeben die Löschkräne in der Regel das aus dem Schiffe gegriffene Rohmaterial einem zwischen den Erztrögen auf hochliegendem Gleise fahrenden, elektrisch betriebenen Verteilwagen (Selbstentlader) von 80 t Tragkraft, 35 m³ Inhalt und einer Fahrgeschwindigkeit von 180 m/min. Das Troggleis hat Anschluß an das Eisenbahnnetz, um gegebenenfalls das in Selbstentladern bahnseitig anrollende Material unmittelbar in die Erztröge abgeben zu können.

Das in 20 t-Eisenbahnwagen ankommende Material (Erz, Kalk und Schlacke = etwa $^1/_4$ des gesamten Durchsatzes) wird von einem elektrisch betriebenen Wagenkipper in die Tröge gekippt. Der Wagenkipper (Abb. 2) läuft auf einem Regelspurgleis am Rande des nördlichen Erztroges; die stündliche Leistung beträgt 12 bis 16 Wagen. Die vollen Wagen, mit beliebiger Stellung der Bremserhäuschen, stehen auf einer Seite, die leeren auf der anderen Seite des Kippers. Die Wagen werden mittels eines Spills auf die drehbare Kippbühne des Kippers gezogen, um 90° gedreht, in die Kippstellung gebracht, entleert, um weitere 90° gedreht und zum Leerzug abgelassen.

Aus den Erztrögen, die nur als Zwischenbehälter dienen, werden Erz und Kalk von der elektrisch betriebenen, fahrbaren Verladebrücke auf den Hauptlagerplatz von 70 × 230 m Grundfläche befördert. Diese Verladebrücke für Greiferbetrieb von 25 t Tragkraft mit 70 m Spannweite und 20,3 bzw. 18 m Ausladung, versorgt sowohl den Lagerplatz aus den Erztrögen, als auch die Hochbunker aus den Erztrögen oder vom Lagerplatz mit Erz und Kalk. Die Katze besitzt Einrichtungen für Greifer- und Stückgutbetrieb; das Greifergewicht beträgt 12 t, der Greiferinhalt 13 t. Bei 30 bis 40 Spielen beträgt die stündliche Durchschnittsleistung 250 t, die für die Versorgung der beiden Hochöfen ausreichen. Um auch bei dieser großen Verladebrücke die Längsfahrten zu beschränken, sind auf dem Hochbunker zwei elektrisch betriebene Verteilwagen vorgesehen, die vom Greifer der Verladebrücke gefüllt werden und ihren Inhalt an die einzelnen Behälter des Hochbunkers abgeben.

Alle drei Verladebrücken sind durch Ausbildung einer Stütze als Pendelstütze statisch bestimmt gelagert, so daß Spuränderungen und Senkungen infolge Einwirkung des Bergbaues unschädlich bleiben. Trotz der großen Gewichte und der hohen Geschwindigkeiten werden die

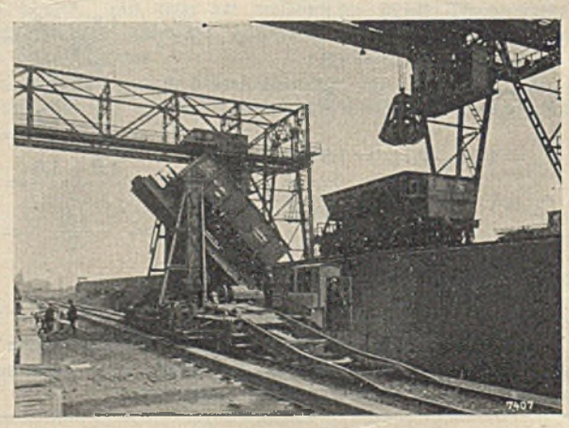


Abb. 2. Wagenkipper.

Massen sicher beherrscht und die Getriebe durch eine einwandfreie Bremsung weitgehend geschont. Der Antriebsmotor der großen Brücke hat 863 PS (Drehstrom) und ist in einem Hause über der Pendelstütze auf dem Obergurt des Brückenträgers aufgestellt, während der Maschinist seinen Stand im Führerhaus an der Katze hat. Auf dem Obergurt des Brückenträgers läuft ein Handbockkran mit elektrischem Hubwerk für Ausbesserungsarbeiten sowohl an der großen Brücke selbst, wie an den beiden Uferkranen.

Der Koks, etwa 1000 t täglich für beide Hochöfen, wird in der Regel in Selbstentladern einem zweireihigen, westlich vom Hochbunker liegenden Tiefbunker mit 350 t Fassungsvermögen auf zwei Regelspurgleisen zu-

gestellt und in diesen entleert. Aus diesem Tiefbunker wird der Koks auf ein darunter laufendes Gummitransportband von 1100 mm Breite abgezogen, das in einer geschlossenen Schrägbrücke zu einer Verteilungsstelle oben auf dem westlichen Anbau des Hochbunkers läuft. Von dort wird der Koks durch Plattentransportbänder von 1600 mm Breite in die beiderseits der Aufnahmestellen der Schrägaufzüge befindlichen Kokstaschen gefördert. Die stündliche Leistung der Koksförderanlage beträgt 150 t, so daß der Tagesbedarf eines Hochofens in etwa $3^1/_2$ Stunden in seinen Hochbunker gebracht werden kann.

Damit ist der Weg der Rohstoffe Erz, Kalk und Koks bis zum Hochbunker gezeigt. Hier werden in 24 nummerierten Taschen die verschiedenen Sorten gelagert und abzugfertig für die Begichtung bereitgehalten. Für den Hochofen I wird zur Herstellung von Stahleisen außerdem noch Schrott benötigt. Dieser wird auf Eisenbahnwagen angeliefert,

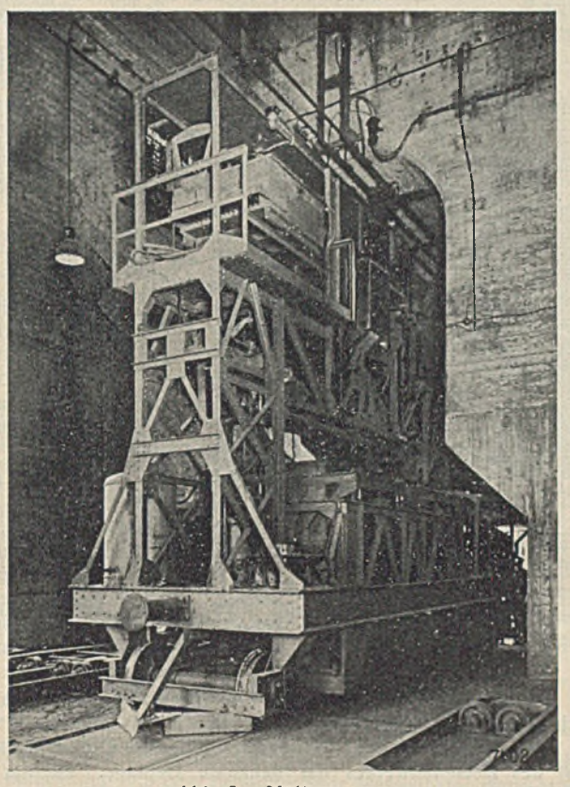


Abb. 3. Möllerwagen.

auf dem 2000 t fassenden Schrottplatz mit Hilfe von Magnetkränen entladen und in einen zweiteiligen Schrottbunker gebracht. Während der Feinschrott aus dem einen Abteil von dem unter dem Hochbunker und dem Schrottbunker durchlaufenden Erzzubringerwagen (Möllerwagen) entnommen wird, gelangt der sperrige Schrott in Handgichtwagen durch einen neben Hochofen I stehenden, senkrechten Aufzug zur Gicht des Hochofens.

Die unter dem Hochbunker laufenden Möllerwagen nehmen nun die einzelnen Erzsorten und den Kalk genau nach Anweisung aus den einzelnen Taschen des Hochbunkers und geben das Material an die Aufgaberutschen der Schrägaufzüge ab.

Die Möllerwagen (Abb. 3) zeigen einen feinsinnig durchdachten Mechanismus, wie er auf anderen Hochofenanlagen wohl noch nicht zu finden ist; sie bestehen aus dem Wagen mit dem Fahrantrieb und der Kompressoranlage, dem in einer Laufgewichtswaage mit Gattierungspostament gelagerten Korb mit zwei verschließbaren Möllerbehältern von je 4 m³ Inhalt, den Aufbauten auf dem Wagen mit dem Führerstand und der Betätigungsvorrichtung für die Erztaschenverschlüsse. Die Tragkraft beträgt 15 t (= 2 · 7,5 t Nutzinhalt eines jeden Möllerbehälters), die Fahrgeschwindigkeit 150 m/min. Der durch einen 14 PS-Motor angetriebene Kompressor liefert Druckluft von 6 at. für die Fahrwerksbremse, die Entlastungszylinder der Wiegevorrichtung, die beiden Erzbehälterverschlüsse des Wagens und die vier Druckluftzylinder zur Betätigung der Erzbunkerverschlüsse. Für die Bedienung genügt ein Mann. Mit einem Wagen kann in einer Stunde für 20 Fahrten des Schrägaufzuges der Möller bis zu 10 Erzsorten zusammengestellt und nach der Aufnahmestelle des Schrägaufzuges gebracht werden.

Die beiden Kokstaschen jedes Hochofens sind mit einem elektrisch betriebenen Bandverschluß, einem anschließenden Rollenrost und einem in einer Waage hängenden Meßgefäß von 3 t Koksinhalt versehen. Auf diese Weise wird der aufgestapelte Koks aus den Taschen abgezogen, gründlich gesiebt, an die Meßgefäße abgegeben und zur gegebenen Zeit abwechselnd in die Kippkübel des Aufzuges verladen.

Der doppeltrümige Schrägaufzug fördert die aus dem Hochbunker entnommenen Rohmaterialien in Kippkübeln von je 7,5 m³ Inhalt zur 55 m höherliegenden Hochofengicht; in dem einen Trum läuft der volle Kübel nach der Haltestelle über dem Schüttrichter des Hochofengichtverschlusses, während in dem anderen Trum der leere Kübel den umgekehrten Weg macht. Der Gichtverschluß hat einen unteren und einen oberen Trichter für doppelten Glockenverschluß. Die beiden Kippkübel schütten abwechselnd ihren Inhalt in den kleinen Trichter, der unten

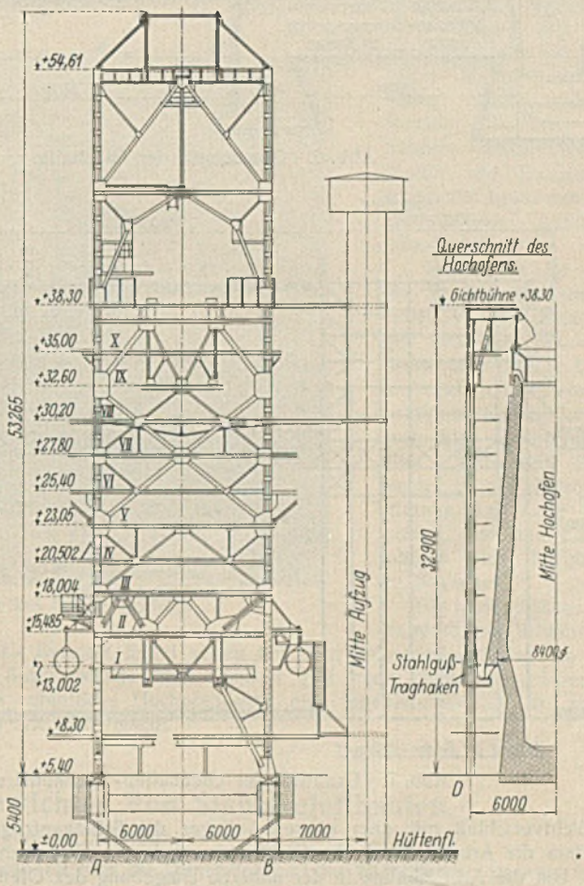


Abb. 4. Stahlkonstruktion des Hochofens.

durch die Oberglocke abgeschlossen wird und zum gleichmäßigen Verteilen der verschieden großen Gichtgutstücke über den ganzen Ofenquerschnitt nach einem besonderen Verfahren drehbar angeordnet ist. Nach jeder Beschickung dreht sich der Trichter um einen bestimmten Winkel, worauf sich die Oberglocke senkt. Das Gut fällt dann in den unteren Trichter mit dem Abschluß durch die Unterglocke. Nach zwei Schüttungen wird die Unterglocke gesenkt und das Material fällt in den Ofen. Bei einem Gichtsatz von zwei Kübeln Koks und zwei Kübeln Möller gehören zu einem vollständigen Kreislauf sechs Gichtsätze, also 6 × 4 = 24 Schüttungen, da der Drehtrichter die vier Schüttungen eines Gichtsatzes jedesmal um 60° weiterdreht.

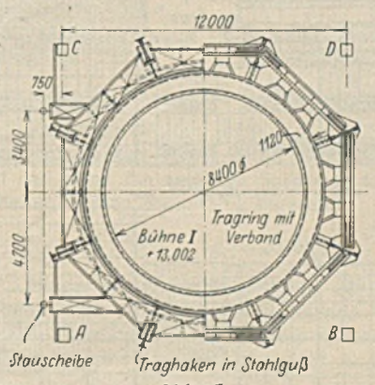


Abb. 5.
Grundriß des Schachtringes.

Als letzter Zubringer zum Hochofen steht noch neben jedem Hochofen ein senkrechter Aufzug für Lasten- und Personenförderung von 2 t Tragkraft. Sie fördern sperriges Gichtgut, z. B. Schrott, das den kleinen Drehtrichter des Gichtverschlusses verstopfen würde, und daher auf die große Glocke gegeben werden muß, nach oben, ebenso Personen und sonstige Lasten auf die Arbeits- und Gichtbühne.

Wie aus Abb. 4 u. 5 ersichtlich, sind die Öfen in der ganzen Höhe von einem Stahlgerüst mit vier Eckstützen umgeben, das den Ofenschacht,

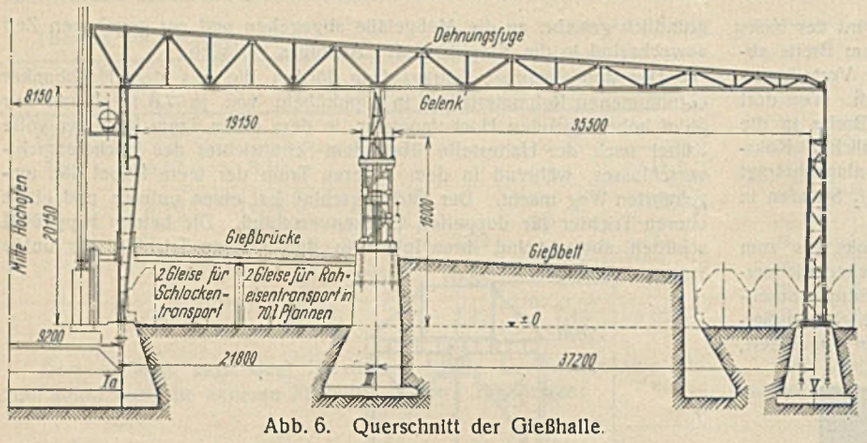


Abb. 6. Querschnitt der Gießhalle.

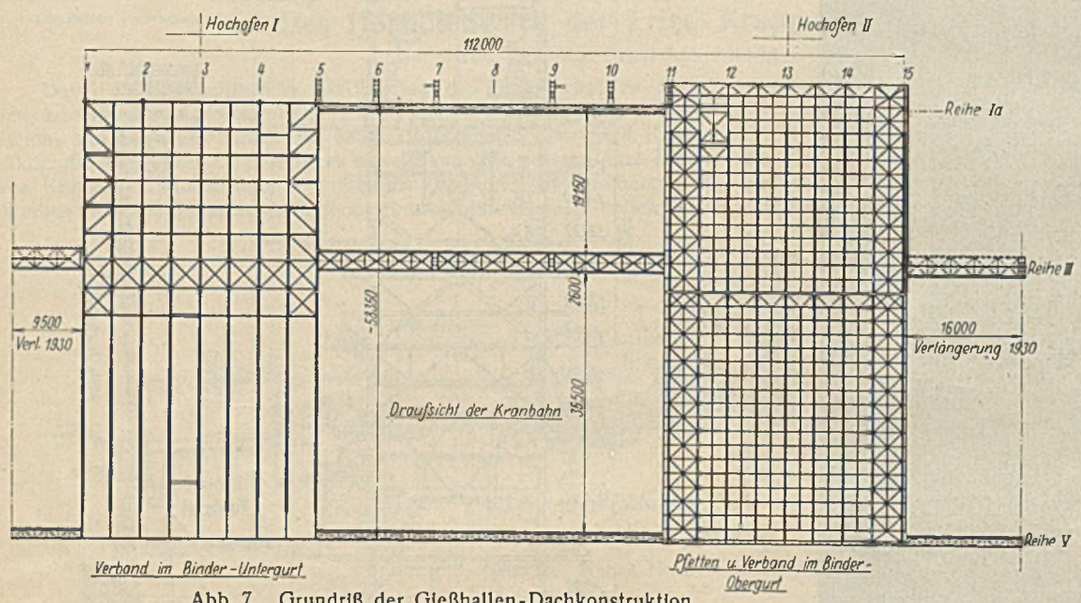


Abb. 7. Grundriß der Gießhallen-Dachkonstruktion.

den Gichtverschluß mit dem oberen Auflager des Schrägaufzuges und außerdem die Arbeitsbühne, die Gichtbühne und zehn Zwischenbühnen trägt. Um die Arbeitsbühne in der näheren Umgebung des Ofens möglichst stützenfrei zu halten, ist der einschließlich Füllung etwa 3000 t wiegende Schacht mittels eines von acht großen Stahlgußtraghaken getragenen Schachtringes aufgehängt, wie aus dem Grundriß Abb. 5 und Schnitt Abb. 4 zu ersehen ist. Die Traghaken greifen mit ihrem oberen Schaft in die Fachwerkträger des Traggerüstes. Der Tragring besteht aus einem doppelwandigen Blechträger mit trapezförmigem Querschnitt (s. Abb. 4); infolge der achtfachen Unterstützung durch die Lasthaken werden auch die Torsionsspannungen des Ringträgers weitgehend herabgemindert; auf einen Haken entfällt ein Gewicht von etwa 380 t.

Der Nutzinhalt eines Ofens beträgt 650 m³, der Gestelldurchmesser 4,50 m. Der mit Schamottesteinen ausgemauerte Schacht ist durch kräftige Bänder verankert, Rast, Gestell und Boden sind mit einem geschlossenen Panzer aus Flußstahl umgeben. Die Panzerung steht bis zum Boden frei, so daß sie in ihrer ganzen Höhe beobachtet werden kann. Das Kühlwasser für die Kühlung der verschiedenen Teile des Hochofens fließt den Kühleinrichtungen von dem Hochbehälter am Winderhitzerkamin zu. Dieser Stahlblech-Hochbehälter liegt in 32 m Höhe über Hüttenflur und ist mit einem Fassungsvermögen von 800 m³ der größte Schornsteinbehälter Europas.

Das Gichtgas wird durch den Gasfang am oberen Ende des Schachtes abgeführt. Ein großer Blechzylinder mit einem eingehängten, zweiten Zylinder zum Schutze des Schachtes gegen das abstürzende Gichtgut bildet den untersten Teil des Gichtverschlusses und taucht zum dichten Abschluß in eine Sandtasse auf dem Ofenschacht.

Zu jedem Hochofen gehören drei Winderhitzer von 6,7 m lichtem Durchmesser und 32 m Höhe, die bis zu 85 000 m³ Wind je Stunde und Ofen auf 600 bis 800° C erwärmen können. Die zylindrisch, oben durch halbkugelige Kuppeln abgeschlossenen Blechmäntel sind innen mit feuerfestem Material ausgemauert.

Weitere bemerkenswerte Blech- und schwere Rohrleitungskonstruktionen dienen zur Sammlung, Weiterleitung und Reinigung des Gichtgases. Sie geben dem Gesamtbild (Abb. 9) des Hochofenwerkes das bekannte Gepräge. Hierher gehört auch die Gichtgasfilteranlage, Bauart S. S. W., in Stahlblechkonstruktion, in der die Staubteilchen durch elektrische Ladung ausgeschieden werden, ferner der wasserlose Scheibengasbehälter von 30 000 m³ Fassungsvermögen (Abb. 1 rechts). Diese Bauten können hier nur kurz gestreift werden, sie bilden alle auf ihren Sondergebieten hervorragende Ingenieurleistungen.

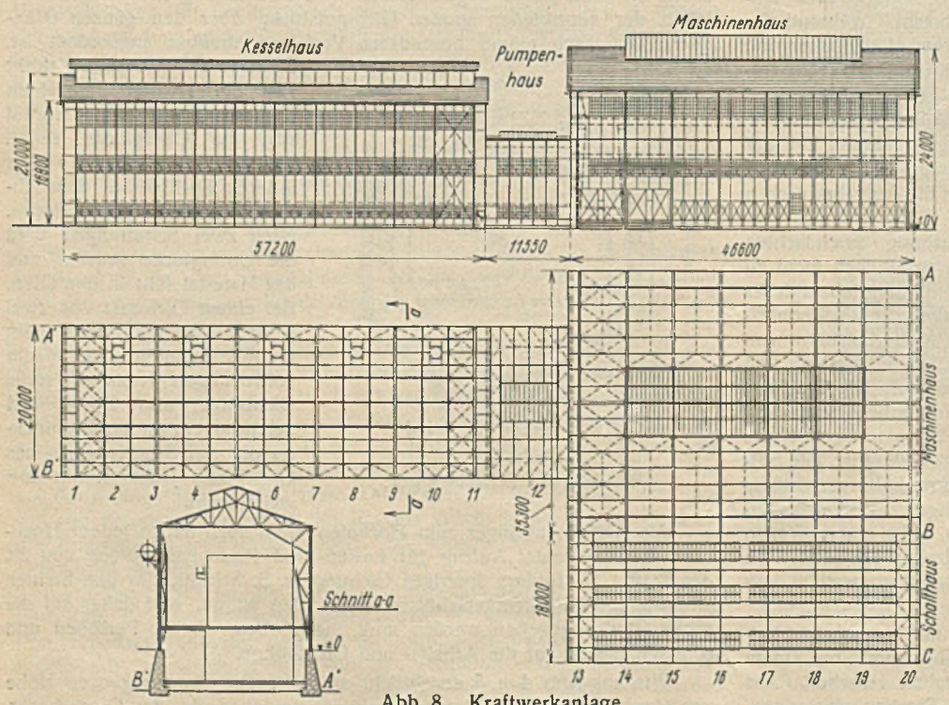


Abb. 8. Kraftwerkanlage.

An der Südseite der 8,3 m über Hüttenflur liegenden Arbeitsbühne und der etwas tiefer angeordneten Abstichbühne schließen sich die Gießbetten an. Unter der Gießbrücke werden auf zwei Regelspurgleisen die Gießpfannen zur Aufnahme der Schlacken und auf zwei weiteren Gleisen die 70 t-Pfannen für das in flüssigem Zustande zum Martinwerk abgehende Roheisen auf Sonderwagen aufgestellt. Soweit das Roheisen zu Massen vergossen werden soll, wird es in Sandrinnen über die Gießbrücken hinweg in die Gießbetten geleitet. Die Überdachung der nach allen Seiten hin offenen Hallen ist aus Abb. 6 u. 7 zu ersehen. Die überdachte Fläche beträgt für einen Ofen 63 × 33 m. Die Binder ruhen, wie Abb. 6 zeigt, auf drei Stützenreihen mit 37,2 und 21,8 m Abstand, die Mittelstützen sind fest, während die linke und der obere Teil der rechten Stütze als Pendel ausgebildet sind. Durch ein Gelenk im größeren Felde ist statisch bestimmte Lagerung erzielt. Die Dachhaut besteht aus eisenbewehrtem Bimsbeton auf Stahlpfetten. Über den Gießbrücken läuft ein elektrisch betriebener Laufkran von 5 t Nutzlast für Aufräumungsarbeiten (Abb. 1), während der Kran über dem Gießbett 15 t trägt und für

Lastmagnet- und Kippkübelbetrieb, sowie zum Verladen der Massein bestimmt ist. Ein zweiter Kran mit Schlagwerk dient zum Zerschlagen und Verladen der Massein; die Verladegleise sind an die Südseite der Gießbetten herangeführt und werden von dem 15 t-Kran mitbestrichen (Abb. 1). Die Kranbahnen beider Öfen sind durchlaufend miteinander verbunden (Abb. 7).

An weiteren bemerkenswerten Stahlbauten bleibt noch das von den Hochofengasen gespeiste Kraftwerk zu erwähnen. Abb. 8 zeigt Grundriß und Längsansicht des Kraftwerkes. Das 46,6 m lange und 35,3 m breite Maschinenhaus dient zur Unterbringung von drei Turbo-Gebläsen und zwei Dampfturbo-Generatoren mit einer Leistung von je 14 000 kW, Platz für einen dritten Generator ist vorhanden. An der Südseite schließt mit etwa 18 m Breite das zweigeschossige Schalthaus an (Abb. 1). In westlicher Verlängerung der Maschinenhausachse ist das Pumpenhaus mit 20 m Breite und 11,5 m Länge und hieran das Kesselhaus in gleicher Breite mit 57,5 m Länge angebaut. Das Kesselhaus birgt zur Zeit vier Steilrohrkessel der Germania-Werft von je 600 m² Heizfläche und 36 atü Kesseldruck, Platz für einen fünften Kessel ist vorhanden. Die Kessel sind mit nahtlos geschmiedeten, aus Krupp'schen Sonderstählen hergestellten Trommeln, und zwar je zwei Obertrommeln von 1400 mm lichtem Durchmesser und 7000 mm zylindrischer Länge, einer Untertrommel derselben Abmessung und einem Dampfsammler von 800 mm lichtem Durchmesser und 4000 mm Länge ausgerüstet. Die Befeuerung erfolgt normalerweise durch gereinigtes Hochofengas, im Notfalle durch Koksgas oder auch durch Teeröl. — Die Binder des Maschinenhauses sind Vollwand-Dreigelenkrahmen von 34,3 m Stützweite und etwa 24 m Scheitelhöhe. Die Kranlaufbahn ruht auf vorgekragten Konsolen; der elektrisch betriebene Laufkran hat 50 t Tragkraft. Die Dacheindeckung besteht überall aus bewährtem Bimsboten auf stählernen Pfetten. Im First ist eine durchlaufende Laterne angeordnet, die im Verein mit den dreifachen Lichtbändern der $^1/_2$ Stein starken Umfassungswände reichlich Licht spenden. Beim Kesselhaus sind die Fachwerkbinder als Halbrahmen mit Pendelstützen, also auch als Dreigelenksysteme, ausgeführt. Die Abmessungen mit 20 m Stützweite und 20 m Höhe sind im übrigen nicht ungewöhnlich. Wegen der Gasfeuerung kann der umbaute Raum verhältnismäßig klein gehalten werden, da über den Kesseln keine Kohlenbunker mit Transportanlagen und keine sonstigen übermäßigen Aufbauten erforderlich sind.

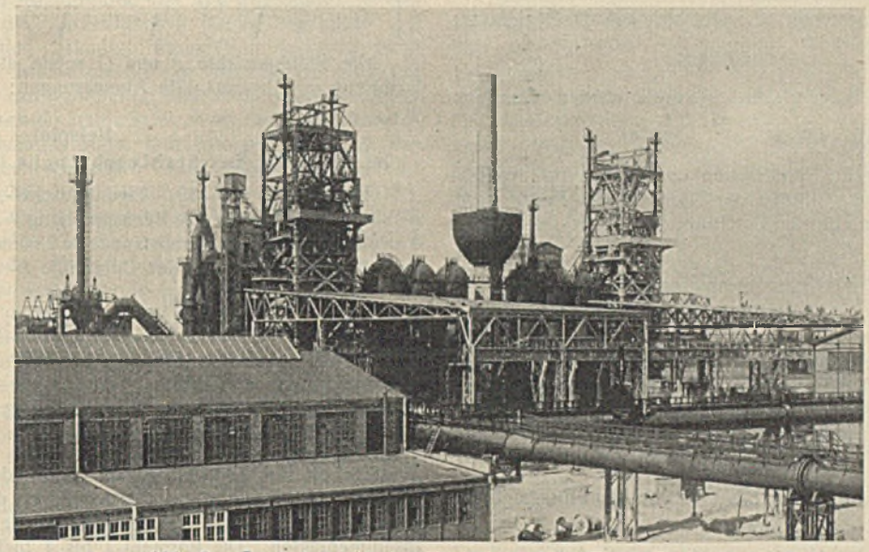


Abb. 9. Gesamtansicht des Hochofenwerkes Essen-Borbeck.

Schließlich ist noch die Reparaturwerkstatt zu erwähnen, ein dreischiffiges Gebäude von 40 m Breite und 72,5 m Länge mit elektrisch betriebenem Laufkran. Die Binder sind auch hier Dreigelenkrahmen. Bei allen Stahlbauten ist auf statisch bestimmte Lagerung Wert gelegt, um den Einwirkungen des Bergbaues zu begegnen.

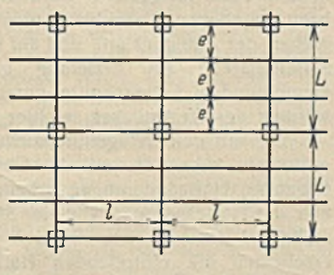
Die tausendfältige Verwendungsmöglichkeit des Stahles als Baustoff findet selten bei einer industriellen Anlage so vielseitigen Ausdruck wie hier. Abb. 9 gibt noch einmal eine Übersicht über das eigentliche Hochofenwerk, eine Ingenieurleistung, die seinen Erbauern alle Ehre macht.

Die überschlägliche Bestimmung des Stahlgewichtes von Stahlskelettbauten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Leopold Berger, Zivilingenieur, München.

Das Stahlgewicht von Stahlskelettbauten wird in der Regel durch eine statische Berechnung und eine darauffolgende Massenberechnung ermittelt. Dieser naturgemäß etwas langwierige Weg läßt sich bei keiner Kalkulation, die Anspruch auf Schärfe und Genauigkeit erhebt, vermeiden. Häufig ist es aber erwünscht — besonders für Wirtschaftlichkeitsberechnungen und Schätzungen —, wenigstens das ungefähre Stahlgewicht einer solchen Konstruktion zu kennen, ohne erst auf die umständliche statische Berechnung und die Massenermittlung warten zu müssen. Für diese Zwecke wird im folgenden ein Hilfsmittel an die Hand gegeben.



Für die Untersuchung wird der nebenstehend dargestellte allgemeine Grundriß benutzt. Die Skelettkonstruktion besteht aus Deckenträgern, Unterzügen und Stützen. Die Träger sind als I-Normalprofile, die Stützen als ⊐⊏-Profile angenommen. Der gegenseitige Abstand der Nebenträger sei e, ihre Stützweite l. Die Spannweite der Unterzüge sei L, die Geschoßhöhe h.

1. Deckenträger.

Zwischen dem Gewicht g (in kg/m) und dem Widerstandsmoment W (in cm³) eines Normalprofils besteht die Beziehung

$$g = a\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Hierin ist a eine Konstante, die für alle Profile von I 24 bis I 60 den Wert $a = 0{,}72$ besitzt. Vom I 24 abwärts wächst der Wert a nur wenig und erreicht bei dem kleinsten in Betracht kommenden Profil I 12 den Wert $a = 0{,}77$. Da aber in der Regel wegen der zumeist verhältnismäßig großen Hauptträgerentfernung so kleine Profile selten vorkommen und die Unterschiede von a selbst bei niedrigen Profilen wenig ausmachen, so kann gesetzt werden:

$$g = 0{,}72\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Verwandelt man die Dimension cm³ des Widerstandsmomentes in m³, so ist:

$$g = 0{,}72\sqrt[3]{(1\,000\,000\,W)^2} = 7200\sqrt[3]{W^2}\,.$$

Bezeichnet man das Gesamtgewicht der Decke einschließlich Nutzlast je m² mit q und die zulässige Beanspruchung mit σ, so ist:

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{q\,e\,l^2}{8\,\sigma} \quad \text{und} \quad g = 7200\sqrt[3]{\frac{q\,e\,l^2}{8\,\sigma}}^{\,2} = 1800\sqrt[3]{\frac{q\,e\,l^2}{\sigma}}^{\,2}\,.$$

Um das Gewicht je m² Decke zu erhalten, muß man noch durch e dividieren:

$$g_1 = 1800\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}\,.$$

Zu diesen Werten muß noch ein Zuschlag für Anschlußwinkel usw. gemacht werden, ferner dafür, daß man an genormte Profile gebunden ist und somit die zulässige Spannung nicht immer ganz ausnutzen kann. Hierfür werden etwa 11 % angesetzt:

$$g_1 = 2000\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}\,.$$

Hierin ist auf der linken Seite der Gleichung g_1 in kg/m², sämtliche Glieder der rechten Seite in kg und m ausgedrückt. Bringt man die Gleichung noch in bezug auf die Spannung σ auf die übliche Dimension in kg/cm², so lautet sie:

$$g_1 = 2000\sqrt[3]{\frac{q}{10\,000\,\sigma}}^{\,2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}}$$

$$g_1 = 4{,}3\sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2}\cdot\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} \quad \text{(Gewicht der Deckenträger in kg/m²)}$$

(g_1 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; l und e in m).

2. Unterzüge.

Die Entwicklung ergibt sich hier ähnlich wie beim Deckenträger. Das Moment beträgt angenähert:

$$M = \frac{q\,l\,L^2}{8}\,.$$

Das Unterzugsgewicht je m ergibt sich zu:

$$g = 1800 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{l L^2}^{\,2}.$$

Um das Gewicht je m² zu erhalten, muß man noch durch l dividieren. Unter Beachtung des erwähnten Konstruktionsbeiwertes und nach Umrechnung der Dimension der Spannung σ in kg/cm² erhält man analog der Gewichtsberechnung beim Deckenträger:

$$g_2 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \quad \text{(Gewicht der Unterzüge in kg/m²)}$$

(g_2 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; L und l in m).

3. Stützen.

Der erforderliche Stützenquerschnitt F ergibt sich aus der Beziehung:

$$F = \frac{\omega P}{\sigma} = \frac{P}{\sigma} + 0{,}577\, k\, h^2.$$

Der Wert k kann für ⊐⊏-Stützen gleich 1,20 gesetzt werden. Dann ist:

$$F = \frac{P}{\sigma} + 0{,}577 \cdot 1{,}20\, h^2 = \frac{P}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Der Zuschlag für Bindebleche, Stoßlaschen usw. sowie für zwangsläufige Querschnittsüberschreitung infolge der Normung der Profile wird zu 27 % angenommen. Ferner gilt für die Stützenlast P die Beziehung:

$$P = q\, l\, L.$$

Hiermit ergibt sich das Gewicht einer Stütze je lfd. m zu:

$$g = 1{,}27 \cdot 0{,}785 \left(\frac{q\, l\, L}{\sigma} + 0{,}7\, h^2\right) = \frac{q\, l\, L}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Bezeichnet man mit n die Anzahl der Geschosse, mit x die Geschoßnummer (von oben her gerechnet), so ergibt sich als Metergewicht einer Stütze im $x$ten Geschoß:

$$g = \frac{q\, l\, L\, x}{\sigma} + 0{,}7\, h^2.$$

Durch Division mit $\frac{l L}{h}$ erhält man das Gewicht der Stützen je m² Decke zu:

$$g_3 = \frac{q\, x\, h}{\sigma} + \frac{0{,}7\, h^3}{L} \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{Gewicht der Stützen im } x\text{ten} \\ \text{Geschoß in kg/m² Decke.} \end{array} \right.$$

(g_3 und q in kg/m²; σ in kg/cm²; l, L und h in m).

Für den Stahlverbrauch ergeben sich nun folgende Gewichtsformeln:

1. Stahlverbrauch für die Deckenträger und Unterzüge je m² Decke:

$$g_1 + g_2 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\}.$$

2. Stahlverbrauch für das $x$te Geschoß (Geschoßnumerierung von oben her) je m² Decke:

$$g_1 + g_2 + g_3 = 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left\{ \sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right\} + \frac{q}{\sigma}\, x\, h + 0{,}7 \cdot \frac{h^3}{l L}.$$

3. Stahlverbrauch für n Geschosse mit gleichen Nutzlasten je m² Gebäudegrundriß.

$$G_n = n \left\{ 4{,}3 \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right] + \frac{q}{\sigma} \cdot \frac{n+1}{2} \cdot h + \frac{0{,}7\, h^3}{l L} \right\}.$$

4. Stahlverbrauch je m³ umbauten Raum:

$$G = \frac{4{,}3}{h} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{q}{\sigma}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{l^4}{e}} + \sqrt[3]{\frac{L^4}{l}} \right] + \frac{q}{\sigma} \cdot \frac{n+1}{2} + \frac{0{,}7\, h^2}{l L}.$$

Alle Stahlgewichte g und G sowie die Belastung q in kg/m², die Spannung σ in kg/cm², alle Abmessungen: e, l, L, h in m.

Beispiel.

Berechnung des Stahlverbrauchs je m³ umbauten Raum.

Geschoßzahl $n = 10$, Eigengewicht + Nutzlast für jede Decke $q = 1000$ kg/m², zulässige Beanspruchung = 1200 kg/cm², Stockwerkshöhe $h = 3{,}50$ m, Deckenträgerabstand $e = 2{,}00$ m, Stützweite der Deckenträger $l = 6{,}00$ m, Stützenweite der Unterzüge $L = 6{,}00$.

$$G = \frac{4{,}3}{3{,}50} \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{1000}{1200}\right)^2} \cdot \left[\sqrt[3]{\frac{6{,}00^4}{2{,}00}} + \sqrt[3]{\frac{6{,}00^4}{6{,}00}} \right] + \frac{1000}{1200} \cdot \frac{10+1}{2} + \frac{0{,}7 \cdot 3{,}50^2}{6{,}00 \cdot 6{,}00}$$

$$G = 1{,}23 \cdot 0{,}885\,(8{,}65 + 6{,}00) + 0{,}833 \cdot 5{,}5 + 0{,}238 = 16{,}0 + 4{,}84$$

$$G = \text{rd. } 21 \text{ kg/m}^3.$$

Sind die Deckenlasten in den verschiedenen Geschossen nicht gleich, so kann man entweder einen Mittelwert für die Deckenbelastung einführen oder die Decken mit jeweils gleicher Belastung in einzelne Gruppen zusammenfassen. Die Formeln 1 bis 4 bieten jedenfalls die Möglichkeit, sich allen etwaigen Unterschieden der Deckenlasten in den einzelnen Geschossen anzupassen.

Die angegebenen Formeln können natürlich die statische Berechnung und die Massenermittlung für die Zwecke einer genauen Kalkulation niemals ersetzen. Sie bieten jedoch einmal eine erwünschte Kontrolle und gestatten außerdem, das überschlägliche Gewicht eines Stahlskelettbaues für Schätzungen und Wirtschaftlichkeitsvergleiche innerhalb kürzester Zeit zu errechnen.

Bemerkenswerte Forschungsarbeiten über das autogene Schneiden und Schweißen von Baustählen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die aufschlußreichen Ausführungen von Dr. E. Wiß anläßlich der Hauptversammlung des Deutschen Acetylenvereins in Eisenach am 15. September 1928[1]) über das autogene Schneiden liegen jetzt in erweiterter Form in einem Sammelwerk vor[2]), das auch durch seine sonstigen Aufsätze aus dem Gebiete des autogenen Schneidens und Schweißens viel Beachtliches für den Stahlbau bietet. Die sehr gründlichen Untersuchungen des Werkes Autogen der I. G. Farbenindustrie, Frankfurt/Main-Griesheim, über den Einfluß des Autogenschnittes auf Baustähle befassen sich mit den wichtigsten im Stahlbau heute verwendeten Stählen, wobei die Einflüsse des Schnittes auf die Werkstoffeigenschaften, Gefüge, Härte und Bearbeitbarkeit, bei verschiedener Materialstärke, verschiedenen Streifenbreiten der Schnitte und bei Verwendung verschiedener Gase behandelt werden. Die Verfasser kommen zu dem Ergebnis, daß die Tiefe der Einwirkzone des Autogenschnittes in erster Linie vom Werkstoff und der Schnittstärke abhängt. Für perlitische Stähle, zu denen die Baustähle zu rechnen sind, ergibt sich eine starke Abhängigkeit der Tiefe der Einwirkzone vom Kohlenstoffgehalt. Diese ist im Hauptteil des Schnittes bei den untersuchten Stärken von 6 bis 40 mm selbst bei den größeren Stärken nicht größer als 1,7 mm, etwas größer bis zu 2,15 mm infolge der stärkeren Einwirkung der Heizflamme an der Schnittoberkante. Diese Umwandlungszone weist nach den wiedergegebenen metallographischen Aufnahmen bei den Baustählen fast immer eine Kornverfeinerung und sorbitisch-troostitisches Gefüge auf; eine leichte Kohlenstoffanreicherung in Verbindung mit geringer Kornvergröberung an der Autogenfläche ist nur bei St 48 festzustellen, so daß allgemein die Einwirkzone als vergütet angesprochen werden kann. Die Verfasser ziehen daraus den Schluß, daß eine Abarbeitung der Autogenkanten für glatte Maschinenschnitte nicht nur nicht begründet ist, sondern eine Verschlechterung der Schnittoberfläche bedeutet, dies um so mehr, als selbst bei Stärken bis zu 150 mm und einem Kohlenstoffgehalt von 0,5 % Anrisse oder andere Gefügefehler an der Autogenkante in keinem Falle festgestellt worden sind. Auf die in diesem Zusammenhang gegebenen Aufschlüsse über die Wirkung von nachträglichem Ausglühen der Autogenkante und auf die Wirkung der besonders bei größeren Schnittstärken zur Erzielung genügender Schnittgeschwindigkeit zu empfehlenden Anlaßschnitte durch Vorheizen des Sauerstoffes oder Anwärmen des Werkstückes sei hier nur hingewiesen.

Die mit den Gefügeuntersuchungen gleichzeitig durchgeführten Härteprüfungen lassen die mit der Gefügeänderung an der Autogenkante erfolgenden Härteänderungen erkennen. Hier ist eine deutliche Abhängigkeit der Härteänderung von der Stärke des Werkstückes und vom Kohlenstoffgehalt festzustellen. Bei den untersuchten Blechstärken bis zu 40 mm erscheinen die eintretenden Härteänderungen unbedenklich. Am beträchtlichsten sind die Härteänderungen entsprechend dem verhältnismäßig hohen Kohlenstoffgehalt bei St 48. Hier wurde bei einem 15 mm starken Blech von 0,34 % Kohlenstoffgehalt eine Härtesteigerung von 74 % festgestellt. Vergleichende Untersuchungen über die Härteänderungen durch Kaltscherenschnitte ergaben in allen Fällen, daß die Autogenfläche bei weitem nicht so hart ist wie die Schnittfläche von diesen. Die weiteren Untersuchungen über den Einfluß der Streifenbreite, den Einfluß verschiedener Gase, Acetylen, Wasserstoff und Leuchtgas, auf die Härteänderungen und die durch die Untersuchungen gegebenen Feststellungen, daß durch nachträgliches Anlassen oder Glühen die größere Härte der Autogenflächen in sehr großem Maße wieder beseitigt werden kann, seien hier nur erwähnt.

Unabhängig von dem von den Verfassern eingenommenen Standpunkt, daß eine Bearbeitung der Autogenflächen bei glatten Maschinenschnitten in den meisten Fällen nicht notwendig ist, wurden weitere Versuche zur

[1]) Autogene Metallbearbeitung 1929, Heft 4, 5 u. 6.

[2]) Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Schweißens und Schneidens mittels Sauerstoff und Acetylen. 5. Folge. Halle 1930, Verlag Karl Marhold.

Klärung der Bearbeitbarkeit ausgeführt, die für Baustähle in allen Fällen zu einem günstigen Ergebnis führten. Empfohlen wird eine solche Nacharbeit nur bei unebenen Handschnitten, bei denen die Nacharbeitung auf eine Beseitigung der Unebenheiten beschränkt werden kann.

Eine wertvolle Ergänzung zu diesen Untersuchungen bilden die von Prof. L. v. Rößler, Darmstadt, mitgeteilten Versuchsergebnisse über das „Verhalten von autogen geschnittenem Material bei dauernder Beanspruchung durch Schlag". Die von v. Rößler gewählte stoßartige Wechselbeanspruchung, zu deren Erzeugung eine besondere Versuchsanlage mit einer Schlagzahl von 200 Doppelschlägen in der Minute ausgebildet wurde, ergibt für die Versuchsstücke außerordentlich ungünstige und versuchsmäßig selten gewählte Bedingungen, so daß eine Vergleichbarkeit der angegebenen Schlagzahlen mit den Ergebnissen älterer gleichartiger Versuche und die Zurückführung dieser Ergebnisse auf andere in der Werkstoffprüfung geläufige Kennziffern vorläufig nicht möglich ist. Die aus diesem Grunde gleichzeitig ausgeführten Versuche an längsgefrästen, längs- und quergehobelten und autogen geschnittenen Stäben ergaben für alle untersuchten Stähle St 37, St 48, St Si und I-Z-Stahl, daß quer zur Stabachse behobelte Stäbe sich infolge der durch das Hobelmesser erzeugten Kerben wesentlich ungünstiger verhalten als autogen geschnittene Proben, daß diese wiederum etwas, aber nicht sehr wesentlich ungünstiger sind als längsgehobelte Stäbe. Im Verhältnis zu längsgefrästen Stäben wurden für die autogen geschnittenen Proben entweder etwas günstigere oder etwas ungünstigere Verhältnisse festgestellt. Das ungünstigste Verhältnis wurde hier bemerkenswerterweise bei St 37 gefunden, wo die autogen geschnittenen Proben wesentlich niedrigere Schlagzahlen als die längsgefrästen ertrugen, die bei diesem Stahl im Gegensatz zu allen anderen Stählen höhere Schlagzahlen ergaben als selbst die längsgehobelten. Die im Verhältnis zu längsgehobelten Stäben etwas geringere Schlagzahl der Autogenproben führt v. Rößler nicht auf die Gefügeänderungen, sondern auf die durch den Schnitt erzeugten Kerben zurück, so daß nach seiner Meinung für größere Stärken — in den Versuchen wurden Proben 10 × 10 mm verwendet — mit noch günstigeren Ergebnissen für den Autogenschnitt gerechnet werden kann. Die Notwendigkeit, hochbeanspruchte, autogen geschnittene Konstruktionsteile, die einer Nachbearbeitung nicht unterworfen werden, mit guten Maschinen sachgemäß zu schneiden, wird von dem Verfasser in Hinblick auf die Kerbgefahr besonders betont.

Eine weitere Arbeit von Dr.-Ing. H. Kemper beschäftigt sich mit den heute für Schweißnähte üblichen Prüfverfahren, die teilweise, vor allem die im Ausland angewendeten Untersuchungsmethoden, nicht allgemein bekannt sein dürften. Die Schwierigkeiten, einwandfreie Ergebnisse über die Festigkeit und vor allem über die Dehnung einer Schweißnaht zu erhalten, werden unter Anführung der verschiedenen Vorschläge für die Ausführung von Zugversuchen zur Erzielung eindeutiger Ergebnisse erörtert. Weiterhin befaßt sich Kemper mit der Biegeprobe zur Ermittlung der Dehnbarkeit der Schweiße, wobei er auf die Mängel und Vorzüge der verschiedenen gebräuchlichen, auch der im Ausland verwendeten Meßmethoden zur zahlenmäßigen Auswertung des Biegeversuches eingeht. Den Ausführungen und den zahlenmäßigen Angaben über die Bruchdehnung von Walzmaterial und Schweißgut wäre hinzuzufügen, daß das Verhältnis der Bruchdehnungen oder des Arbeitsvermögens von ihrem Aufbau nach gänzlich verschiedenen Stoffen nicht allgemein einen Gütemaßstab für das Verhalten der Stoffe bei dynamischen oder Ermüdungsbeanspruchungen gibt, eine auch aus den späteren Ausführungen über Kerbschlag- und Schlagzerreißversuche hervorgehende Erkenntnis, die bei den Forderungen nach Dehnungsfähigkeit der Schweiße berücksichtigt werden sollte.

Weiteren Kapiteln in dieser Arbeit über die Eignung von Härteprüfungen und Torsionsversuchen zur Prüfung der Schweiße, Angaben über amerikanische Einrichtungen zur Untersuchung der Dauerfestigkeit von genieteten und geschweißten Behältern, einer allgemeinen Darstellung der großen Bedeutung der Metallographie für die Untersuchung von Schweißnähten folgen eingehendere Ausführungen über die verschiedenen, heute beschrittenen Wege zur Prüfung von Schweißnähten ohne deren Zerstörung. All diese Untersuchungsverfahren sind in der Entwicklung begriffen, so daß ein Urteil über die Güte der einzelnen Verfahren nicht abgegeben werden kann. Genannt wird das elektrische Verfahren des Amerikaners Sperry, das auf der Bestimmung eines bei dieser Anordnung eintretenden Differenzstromflusses beruht, der beim Gleiten von drei über die Naht fahrenden Sucherbürsten entsteht, wenn zwischen der ersten und zweiten Bürste hinsichtlich Hohlstellen, nichtmetallischen Einschlüssen, Bindungsfehlern andere Verhältnisse vorliegen als zwischen der zweiten und dritten Bürste; weiter das magnetische Verfahren des Franzosen Roux, das auf der Wirkung des magnetischen Stromflusses beruht, beim Durchfließen des Werkstückes Eisenfeilichtspäne so anzuordnen, daß diese sich an den Fehlstellen häufen und schließlich das akustische Verfahren, bei dem die beim Anschlagen der einzelnen Nahtstellen erzeugten Töne mittels eines Hörrohres abgehört werden, wobei unreine, schnarrende Töne das Vorhandensein von Fehlstellen in der Naht anzeigen.

Die Bedeutung der röntgenographischen Prüfung, die in Deutschland im Verhältnis zu den anderen Verfahren den weitaus stärksten Eingang gefunden hat, wird unter Hinweis auf das bereits vorhandene Schrifttum gewürdigt.

Auf eine interessante Arbeit von Dr.-Ing. ehr. Heylandt über die außerordentlich größere Wirtschaftlichkeit bei Beförderung des zum autogenen Schneiden oder Schweißen benötigten Sauerstoffs oder anderer Brenngase in flüssiger Form gegenüber dem heute verbreiteten Transport in gasförmigem Zustand sei hier nur hingewiesen, ebenso auf eine Arbeit von Dipl.-Ing. Kalisch über das Brennschneiden von Gußeisen und auf einen Aufsatz von Dr. Streb über die Mischung im Acetylen-Sauerstoff-Schweißbrenner.

G. Bierett.

Verschiedenes.

Sitzung des Studienausschusses für Stahlskelettbau in Düsseldorf. Am 10. Februar d. J. tagte in Düsseldorf wiederum der Studienausschuß für Stahlskelettbau, wozu der Stahlwerksverband, Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, eingeladen hatte. In fünf Referaten wurde den zahlreichen Teilnehmern vermittelt, welchen Stand der Entwicklung zur Zeit die Stahlskelettbauweise zu verzeichnen hat.

Kennzeichnend für die weitere Entwicklung der Stahlskelettbauweise war in vieler Hinsicht das einleitende Referat von v. Halem, Leiter der Beratungsstelle für Stahlverwendung, über seine kürzlich erfolgte Studienreise nach Nordamerika. Festzuhalten wäre insbesondere aus diesem Referat, daß in den letzten Jahren außer auf dem Gebiet des Stahlbaues auch bei der Innenausstattung der Gebäude im zunehmenden Maße von der Verwendung des Stahles Gebrauch gemacht wird. Großes Interesse erweckten die sich hieraus erklärenden Zahlenangaben über den Stahlverbrauch für Bleche, die zur Herstellung von Wänden, Türen, Regalen, Schränken usw. dienen. Man hörte aber anderseits, daß auch in Amerika auf dem Gebiet des Wohnungsbaues der Stahl noch große Anwendungsgebiete zu erobern hat. Von den anschließend gezeigten zwei Filmen vermittelte vor allem der vom Bau des über 300 m hohen Empire State-Building einen großartigen Eindruck von dem modernen Stahlhochbau, während der Film über die amerikanische Stahlerzeugung an Wirkung dem entsprechenden deutschen Film kaum vorzuziehen ist. Bei aller Bewunderung für die amerikanischen Höchstleistungen auf dem Gebiet des Stahlbaues soll auch nicht vergessen werden, daß die Bauverhältnisse Amerikas in vieler Hinsicht so grundverschieden von den deutschen sind, daß sich viele bauliche Gesichtspunkte ohne weiteres gar nicht auf unsere Verhältnisse übertragen lassen.

Im zweiten Referat sprach G. Mensch, Beratender Ingenieur V.B.I., Berlin-Charlottenburg, über „Stand der Erfahrungen auf dem Gebiet der konstruktiven und statischen Durchbildung des Stahlskeletts". Der Vortragende wählte in seinen Ausführungen den bisher auf dem Gebiet des Vortragswesens über Stahlskelettbauweise fast noch nie beschrittenen Weg, das Thema an Hand einiger ausgeführter Stahlskelettbauten zu besprechen. Im Interesse des Stahlskelettbaues sollte diese Vortragsmethode recht oft bevorzugt werden.

Der Vortragende beleuchtete den Einfluß baupolizeilicher Forderungen auf die Wirtschaftlichkeit von Stahlskelettbauten. Die gewählten Beispiele: Kabelfabrik der A.E.G., Berlin-Oberschöneweide, Wernerwerk, Berlin-Siemensstadt, Verwaltungsgebäude des Generalanzeigers, Magdeburg, und Verwaltungsgebäude der Rhenania-Ossag A.-G., Berlin, waren ganz besonders geeignet, die verschiedenen Möglichkeiten der Stahlskelettkonstruktionen, insbesondere der Aussteifungen, zu veranschaulichen. Der Vortragende wies bei seiner Ausführung über die Aussteifungsmöglichkeit mit Nachdruck auf die Steigerungsmöglichkeit der wirtschaftlichen Vorteile der Stahlskelettbauweise durch Heranziehung der gemauerten Umfassungswände hin. Voraussetzung hierfür ist natürlich, daß diese Umfassungsmauern in Baustoffen mit höherer Druckfestigkeit, der jetzt im allgemeinen nur die gebrannten Steine entsprechen, ausgeführt werden. In einem Falle, wo in wirtschaftlich recht günstiger Weise die durch die Fenster unterbrochene Umfassungswand rechnerisch als Rahmengebilde für die Übertragung der waagerechten Kräfte angesehen wurde, mußte zur Aufnahme der unvermeidlichen Zugspannungen Zementmörtel verwendet werden. Bei dieser Ausführung war eine Zugspannung von 5 kg/cm² in der Mörtelfuge zulässig. In wirtschaftlich recht günstiger Weise sind in nicht allzu schlanken Gebäuden auch die Decken zur Übertragung der waagerechten Kräfte auf die ausgesteiften Giebelwände herangezogen worden. Bei verschiedenen Hochhäusern macht sich hierfür u. U. eine besondere Schubbewehrung der Decke notwendig, insbesondere an den Stellen, wo die eigentlichen Versteifungsrahmen mit der Decke zur Überleitung der waagerechten Kräfte im Zusammenhang stehen. Bei der Erläuterung dieser Konstruktionsmöglichkeiten diente dem Vortragenden sein in Heft 4/1930 dieser Zeitschrift erschienener Aufsatz: „Die Aussteifung von Stahlskelett-Hochhäusern". Im Hinblick hierauf sei an dieser Stelle auf die Ausführungen über die konstruktiven Gesichtspunkte nicht weiter eingegangen. An einigen besonders geeigneten Beispielen wies der Vortragende nach, zu welch

unrichtigen Schlüssen über die Ausnutzung des Stahlverbrauchs oftmals die Angabe der Stahlmenge für den m³ umbauten Raumes führen kann. Um eine einwandfreie Vergleichsgrundlage finden zu können, muß die Verschiedenheit der in Rede stehenden Gebäude hinsichtlich ihrer Geschoßzahl, Deckenbelastung, Deckenkonstruktion, Stützenabstände, Windbelastung, Windübertragung und sonstiger baulicher Gesichtspunkte bei den Betrachtungen berücksichtigt werden.

Beachtlich waren weiterhin die Ausführungen des Vortragenden über die Schweißungsfrage im Stahlhochbau. Bei aller Anerkennung der Wichtigkeit der Schweißtechnik für die weitere Entwicklung des Stahlbaues sei bis heute der Nachweis der wirtschaftlichen Überlegenheit gegenüber der Nietung noch nicht erbracht. Leider ist das Fachschrifttum mit seinen Veröffentlichungen über die wirtschaftlichen Ergebnisse der Schweißung der Wirklichkeit weit voraus, was zu unerwünschten Schädigungen einer gesunden Entwicklung der Schweißanwendung führen kann. Auf alle Fälle müßte immer wieder betont werden, daß zur Zeit im allgemeinen bei den üblichen Hochbaukonstruktionen noch keine wirtschaftlichen Vorteile der Schweißung festzustellen sind. Die Kostenersparnis infolge Verringerung des Baustoffaufwandes wird meist durch Vermehrung des Lohnaufwandes wieder aufgezehrt. Zweifellos könnten natürlich in besonders gelagerten Fällen, insbesondere bei Massenherstellung von Bindern, Stützen u. dgl., u. U. auch heute bereits wirtschaftliche Vorteile erzielt werden. Der Vortragende berichtet selbst von einem für die Anwendung der Schweißung kennzeichnenden Fall aus seiner Praxis, wo eine Firma, die an der Fabrikation und dem Vertrieb elektrischer Schweiß-Aggregate Interesse hat, die Schweißung einer Stahlbaukonstruktion aus Wettbewerbsgründen trotz entstandener Mehrkosten vornahm. Zu beachten ist weiterhin bei der Beurteilung der Schweißungsfrage, daß die rasche Herstellung von Stahlbautragwerken in der Werkstatt bei Verwendung der Schweißung zur Zeit meist deshalb nicht möglich ist, weil die Firmen an einer Tragkonstruktion in Ermangelung einer größeren Anzahl von Schweiß-Aggregaten nur mit wenig Schweißern arbeiten können, während bei Verwendung der Nietung eine ganze Nieterkolonne an der Konstruktion beschäftigt werden kann.

Der bekannte Stahlbau-Fachmann E. A. van Genderen-Stort, Den Haag, berichtete in interessanter Weise über den neuesten Stand der Brandversuche an Stahlskelettkonstruktionen in Holland. Einleitend wies der Vortragende kurz auf das verschiedene Verhalten des Stahles und des Betons im Feuer hin, woraus insbesondere die alte Tatsache festzuhalten wäre, daß der Beton nach dem Feuer, dem er recht gut standhält, kaum wieder verwendbar ist. Gegensätzlich hierzu verhält sich der Stahl, der seine physikalischen Eigenschaften naturgemäß nach dem Brandversuch nicht verändert hat. Diese Ergebnisse sind aus Laboratoriumsversuchen längst bekannt. Darüber hinaus sind in Holland Brandversuche in einem Stahlskeletthaus ausgeführt worden, wo in erster Linie das Verhalten der Trägerdecken und Stützen geprüft wurde. Diese Versuche wurden so angelegt, daß sie der Wirklichkeit nahezu entsprachen. Die erzielten Temperaturen bewegten sich nach genauer Messung um etwa 1100° C herum. Das Versuchshaus bestand aus zwei Stockwerken, im unteren betrug die Brenndauer zwei Stunden, im oberen eine Stunde. 15 000 kg bzw. 7500 kg Holz, das mit Petroleumöl und Benzin getränkt war, wurden verbrannt.

Diese Versuche wurden von der Firma de Vries Robbé durchgeführt, um deren verschiedene Füllbaustoffe und Verkleidungsmaterialien hierbei auf ihre Feuerbeständigkeit zu prüfen.

Es wurden sowohl unbelastete als auch belastete Decken beobachtet. Die letzteren verhielten sich ebenfalls überraschend günstig und zeigten fast keine Spuren einer Überanstrengung oder sonstige Schädigungen. Auch die Stützenummantelungen mit Beton und Ziegeln hielten dem Feuer außerordentlich gut stand, so daß im großen und ganzen das Versuchsergebnis als außerordentlich günstig für die Stahlskelettbauweise angesprochen werden kann. Interessant war hierbei noch die Feststellung, daß eine Verkleidung der Unteransicht des Deckenunterzuges mit Hartholz (Teakholz), die mit Mörtel gestrichen war, dem Feuer ausgezeichnet standhielt. Lediglich eine verhältnismäßig dünne Schicht des Holzes an der unteren Seite war angekohlt, während die dem Unterflansch des Trägers zugewendete Seite der Holzverkleidung kaum eine Spur eines Einflusses der großen Hitzegrade aufwies. Auf Grund dieses Ergebnisses dürfte dieser Feuerschutz der Deckenträger-Unterflansche in Zukunft eine besondere Beachtung finden.

Van Genderen-Stort stützte sich bei seinen Ausführungen auch auf die in Amerika von „National Board of Fire Underwriters" und in England von „British Fire Prevention Co." durchgeführten Brandversuche. Die in Deutschland erfolgten Brandversuche, die von den Hochschulen, Mittelschulen und vom Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin durchgeführt wurden, lieferten dem Vortragenden ebenfalls wertvolle Ergebnisse für seine Untersuchungen, die es verdienen, ausführlich veröffentlicht zu werden.

Architekt R. Batz, Düsseldorf, referierte über „Die Füllbaustoffe für den Stahlskelettbau und ihre konstruktive Eingliederung in das Stahlskelett". Während die vorangegangenen Referate, wie eingangs schon erwähnt, den Teilnehmern der Tagung zweifellos den Eindruck vermittelten, daß die Stahlskelett-Bauweise in ihrer Entwicklung einen großen Schritt vorwärts gekommen ist, hinterließ die an sich mit großem Fleiß zusammengestellte Aufzählung fast sämtlicher Füllbaustoffe den schon früher oft wahrzunehmenden Eindruck der Verwirrung und des ungeklärten Tatbestandes. Anderseits wurden die verschiedenen Füllbaustoffe von dem Vortragenden nach den Gesichtspunkten: Optimum der Formatgröße, Fugendichtung, Spaltbarkeit, Isolierfähigkeit gegen Temperaturausgleich und Schallübertragung, Rißbildung, Mörtelfrage, Rostfrage, mechanische Einflüsse, Witterungseinflüsse sehr interessant beleuchtet. Der Wert der Ausführungen wäre zweifellos sehr zu steigern gewesen, wenn der Vortragende sich bemüht hätte, möglichst nur die in den letzten beiden Jahren bei Stahlskelettbauten verwendeten Füllbaustoffe den verschiedenen Gesichtspunkten zu unterwerfen und insbesondere die gemachten Erfahrungen vermittelt hätte. Die Aufgabe wäre auf diese Weise um so vieles dankbarer geworden. Erinnert sei hier nur daran, daß in Wirklichkeit eine verhältnismäßig geringe Anzahl der Füllbaustoffe für unsere neuen bekannten Stahlskelettbauten Verwendung gefunden hat. Diese Tatsache und die Wirtschaftskrise an sich haben auf diesem Gebiet der Stahlskelettbauweise bis zu einem gewissen Umfange eine Klärung herbeigeführt, indem viele angekündigte und auch auf den Baumarkt gebrachte unzulängliche Ausfachungsmittel wieder verschwunden sind. Die Füllbaustoffe, die durch die Mühle der Praxis gegangen sind, hätten es verdient, noch etwas näher, nach Möglichkeit an Hand der ausgeführten Stahlskelettbauten betrachtet zu werden.

Der Vortrag ließ weiterhin erkennen, daß es künftig empfehlenswert ist, ein solches Thema über Füllbaustoffe nach der Art der für die Verwendung in Betracht kommenden Gebäude zu unterteilen. Die Füllbaustoffe für Großbauten wie Warenhäuser, Bürohäuser oder Fabrikbauten einerseits und Wohnungsbauten anderseits unterliegen so verschiedenen Beurteilungsstandpunkten, daß es im Interesse des Fortschrittes der Stahlskelettbauweise erwünscht ist, künftig den unentbehrlichen Vortrag über Füllbaustoffe entsprechend zu gliedern.

Den Ausführungen konnte man erwartungsgemäß entnehmen, daß für das Gebiet des Wohnungsbaues die Ausfachungsfrage noch am wenigsten geklärt ist. Auf alle Fälle ist sie jedoch schon besser untersucht und gefördert, als man auf Grund des Referates anzunehmen geneigt ist. Allerdings besitzen nur sehr wenige Baufirmen hierüber Erfahrungen, die sie im Laufe der Zeit bei den von ihnen ausgeführten verschiedenen Stahlskelett-Wohnungsbauten gewinnen konnten. Erwünscht wäre, wenn künftig Wege gefunden würden, diese Ergebnisse den weiteren Untersuchungen zugrunde zu legen.

Als Ausfachungsmittel für Hochhäuser, die Büro- und gewerblichen Zwecken dienen, dürfte nach Maßgabe der in letzter Zeit ausgeführten Stahlskelettbauten festzustellen sein, daß der gebrannte Stein, insbesondere der poröse Hohlziegel und die Leichtbetonarten — diese aber möglichst mit Verkleidung — das Gebiet der Füllbaustoffe für Großbauten zur Zeit beherrschen. Wie sich Leichtbetonausfachungen verhalten, die lediglich verputzt sind, wird sich in nächster Zeit bei einigen Bauten feststellen lassen. Bisher wurden sie größtenteils mit Vorsatzsteinen (Travertin u. dgl.) verkleidet. Für den Stahlskelettwohnungsbau hat sich in Berlin der Schüttbeton bewährt.

Dipl.-Ing. Hünnebeck, Hösel, ließ in seinem Referat über „Die wirtschaftliche Bedeutung des Stahlskelettbaues im Wohnungsbau" durch Angabe einiger Zahlen erkennen, welche Bedeutung der Verwendung des Stahles auf dem Gebiet des Wohnungsbaues zukommen kann. Die vom Vortragenden gezeigten Lichtbilder bewiesen, daß die Verwendung des Stahles auf diesem Gebiet längst über das Stadium des Versuches hinaus ist und daß in einer ganz beträchtlichen Anzahl von Wohnungsbauvorhaben der Stahl vom Architekten bevorzugt wurde und den gehegten Erwartungen durchaus entsprochen hat. Das wirtschaftliche Ergebnis soll hier in einzelnen Fällen zu einer ganz beträchtlichen Mietpreisermäßigung geführt haben. Besonders leicht ersichtlich war diese Feststellung bei einer Wohnhausgruppe in Neuß von Architekt Professor Fischer, Essen, der das Stahlskelett mit Solomitmatten ausgefacht hat. Die Miete für eine Wohnung von 57 m² Wohnfläche konnte so von 61,50 RM auf 40 RM ermäßigt werden; die Kosten für den m³ umbauten Raumes beliefen sich auf nur 21,75 RM. An Stahlgewicht sollen hier nicht mehr als 7,6 kg auf einen m³ umbauten Raumes entfallen sein.

Besonders eindringlich wurde vom Vortragenden nochmals auf die Raumersparnis (rund 8 %) hingewiesen, die wirtschaftlich allerdings nur dann zum Ausdruck kommt, wenn die Baukosten auf „Luft-m³" bezogen werden und nicht auf die äußere Umgrenzung des Baukörpers.

Weiterhin wurde noch auf die Anpassungsfähigkeit der Stahlskelett-Konstruktion an die zweckmäßigen Grundrißentwicklungen mit Querlüftung, Belichtung und Besonnung für jeden Wohn- nnd Schlafraum und an die im Laufe der Zeit gegebenenfalls erforderlichen Veränderungen innerhalb der Wohnungen hingewiesen. Der Referent zeigte außerdem, daß vor allem der Ausführung der Decken und der Wände die Aufgabe der erwünschten Verbilligung der Stahlskelettwohnungsbauten zufällt, jedenfalls in einem wesentlich stärkeren Maße als der Ausbildung des Stahlskeletts selbst, das heute höchstens noch durch günstigere Baupolizeivorschriften wirtschaftlicher gestaltet werden kann.

Die kurze Aussprache nach den Vorträgen ließ erkennen, daß im Gegensatz zu der Sitzung des Studienausschusses für Stahlskelettbau im Jahre 1929 eine wesentliche Klärung der wichtigsten Fragen der Stahlskelettbauweise inzwischen erfolgt ist, was u. a. recht deutlich daran festzustellen war, daß die in der vorangegangenen Sitzung besonders stark betonte Rostfrage bei Stahlskelettbauten diesmal selbstverständlich richtig gewürdigt wurde, aber nicht umstritten war. Kl.

INHALT: Angenäherte und genaue Berechnung der Stahlskelettrahmen. — Das Hochofenwerk der Fried. Krupp A.-G. in Essen-Borbeck. — Die überschlägliche Bestimmung des Stahlgewichtes von Stahlskelettbauten. — Bemerkenswerte Forschungsarbeiten über das autogene Schneiden und Schweißen von Baustählen. — Verschiedenes: Sitzung des Studienausschusses für Stahlskelettbau in Düsseldorf.

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.