

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 521 61

Beilage
zur Zeitschrift

DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

3. Jahrgang

BERLIN, 14. November 1930

Heft 23

Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Herbst, Berlin.

A. Gesamtdisposition für die Halle.

Für die Überholung von elektrischen Lokomotiven ist im Bezirk der Reichsbahndirektion Halle während der Jahre 1925, 1926 und 1927 — auf Grund eingehender Überlegungen über die zweckvollste Ausgestaltung — eine geschlossene Halle in Stahl geschaffen worden, die bei der äußerst geräumigen und übersichtlichen, für Großbetrieb ausgestatteten Einrichtung einen eigentümlichen und neuartigen Konstruktionsaufbau in ungewöhnlichem Ausmaß aufweist. Eine kurze Beschreibung dieses großen Ingenieurhochbaues, der u. a. 70-t-Krane aufnehmen mußte, wird daher von Interesse sein; allerdings können bei dem Umfang des Bauwerkes die Konstruktionen unter Hinweis auf die Darstellungen sowie unter Heraushebung des Wesentlichen nur kurz erörtert werden.

Für solche Hallen ist der Stahlbau die allein geeignete Bauweise. Die großen zu überspannenden Räume, die Beschränkung der Stützenszahl, die schweren Kranbetriebslasten und viele und bedeutende aufzuhängende Zwischenkonstruktionen lassen dies ohne weiteres erkennen. Abgesehen davon kommen auch die sonstigen Vorzüge der Stahlkonstruktion, nämlich die schnellen Ausführungs-, Umbau- und Änderungsmöglichkeiten ganz besonders in Betracht. Die neu errichtete Halle 20 der Baumesse Leipzig (Frühjahr 1930) — von 50×80 m Größe — wie die bei ungewöhnlicher Kälte im Winter 1928/29 errichtete Halle 19 beweisen die Eignung des Stahls für die Gestaltung von ausgezeichnet belichteten und übersichtlichen großen Räumen wie auch die Schnelligkeit des Aufbaues. Dieser dem erfahrenen Baufachmann wohlbekannte Vorzug hat sich dank der Entwurfs- und Baudisposition von Bauleitung und Unternehmung auch bei der Halle in Dessau voll bestätigt.

Die Gesamtanordnung und der Aufbau der neuen Halle, welche nach den Dispositionen der Reichsbahndirektion sowie nach den Entwürfen des mit dieser Aufgabe betrauten Oberregierungs- und Reichsbahnrats W. Sorger und der Stahlbaufirma Breest & Co, Berlin, vorgesehen und ausgeführt wurden, sind aus den Bauplänen in Abb. 1, 2 u. 3 — Grundriß, Querschnitt und Längsschnitte des Hallenaufbaus — zu ersehen.

Die neue Halle ist durch ein Zufahrtgleis als Verlängerung eines vorhandenen Industriegleises unmittelbar an die seit längerer Zeit schon elektrifizierte Bahnlinie Dessau-Bitterfeld, westlich neben der Hauptlinie liegend, angeschlossen; so können alle Fahrzeuge vom Bahnhof Dessau dem Ausbesserungswerk unmittelbar zugeführt werden.

Die ganze Anlage, die bei der Neuheit des elektrischen Reichsbahnbetriebes in diesem Ausmaß keine Vorgängerin hatte, ist das Ergebnis umfangreicher Untersuchungen über die bei allen werkstatt-, bau- und betriebstechnischen Anforderungen der Neuzeit bisher im Inland und

Ausland gesammelten Erfahrungen. Es mußte bei den Ausbauplänen der geringste Aufwand von Selbstkosten bei größter Arbeitsgeschwindigkeit erstrebt und der Unterschied bzw. die Übereinstimmung gegenüber dem Bau und Betrieb von Ausbesserungsanlagen für Dampflokomotiven voll berücksichtigt werden.

Eine neue und große Aufgabe maschinen- und ingenieurtechnischer Natur, die auch die vielseitige Erweiterung und Ausbaufähigkeit der Werkstatt — entsprechend dem im Bau elektrischer Lokomotiven zu er-

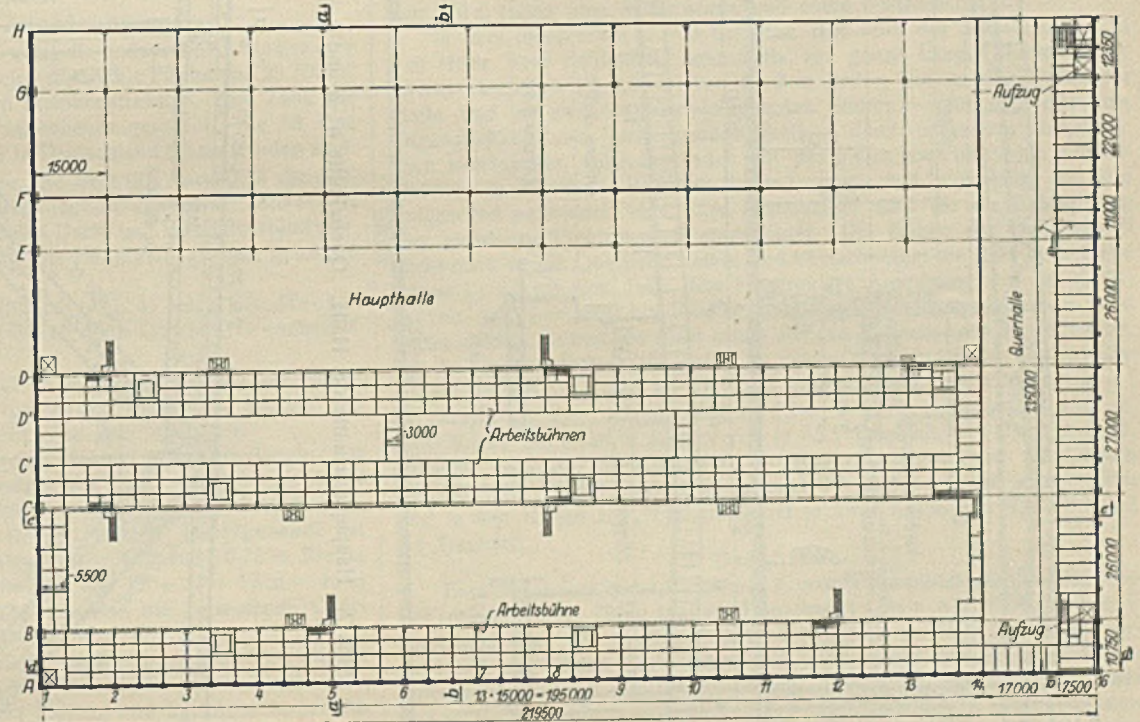


Abb. 1. Grundrißplan der Halle.

wartenden Fortschritt — berücksichtigen mußte, trat an den Entwurfsbearbeiter heran, der natürlich den ganzen Arbeits- und Betriebsgang solcher Werkstätten völlig übersehen und beherrschen mußte.

Die Werkstatt mußte grundsätzlich so eingerichtet werden, daß die großen und schweren Lokomotiven mit elektrischem Antrieb aus dem ganzen Eisenbahndirektionsbezirk jederzeit in allen Teilen und von allen Seiten nachgesehen, gesäubert und überholt werden können; dies in einer gleichmäßig und ausreichend erwärmten und belichteten, übersichtlich eingerichteten und allseitig geschlossenen Halle, welche auch mit den geeigneten Schiebebühnen, Arbeitsbühnen, Reinigungsgruben, Kran- und Werkeinrichtungen, sowie mit allen für solche Zwecke unentbehrlichen Nebenwerkstätten und Magazinen vielseitiger Art ausgestattet sein muß.

Es sei noch erwähnt — was für die Arbeit in solcher Halle von großer Bedeutung ist —, daß nämlich bei einer Halle solcher Abmessung und solchen Zweckes die wirtschaftliche und gleichmäßige Erwärmung durch entsprechend dichte, trotzdem lichtvolle Gestaltung von Wänden und Decken und durch die Auswahl des geeigneten Heizsystems eine Hauptaufgabe der Einrichtung sein muß.

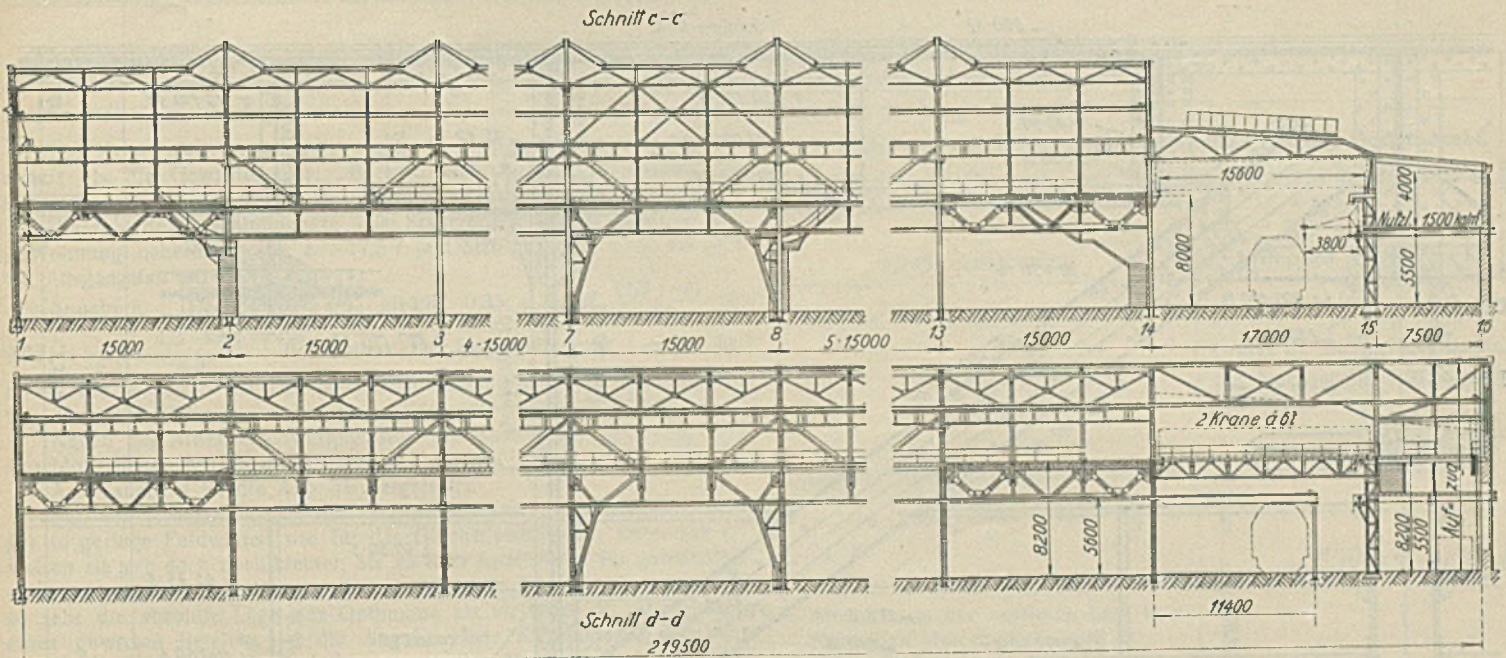


Abb. 3. Längsschnitte der Halle c—c und d—d (s. Abb. 2).

B. Die Halle.

I. Allgemeine Anordnung.

Das allseitig geschlossene Gebäude weist die bedeutende Abmessung von 219,50 × 135,1 m, im ganzen also eine überbaute Fläche von 29 700 m² auf. Die Halle erfordert rd. 3600 t an Stahlkonstruktion, eine Zahl, die einen Maßstab für die Größe dieses Hallenbaues gestattet. Sie ist eine der größten Hallen, die nach dem Kriege in Deutschland erbaut worden sind.

Von dieser ganzen Werkstatanlage, die natürlich vor allem die Aufmerksamkeit des Maschinen- und Eisenbahn-Ingenieurs verdient, interessiert uns hier lediglich die Baukonstruktion nebst Dach- und Wandumschließung. Den charakteristischen Querschnitt durch die Haupthalle gibt die genannte Abb. 2.

Der Bau umfaßt, wie der Grundrißplan (Abb. 1) zeigt, eine Haupthalle (Achse A bis H, Reihe 1 bis 14) und eine Querhalle (Achse A bis H, Reihe 14 bis 16).

Die Länge der Haupthalle beträgt 13 × 15 = 195 m und die Breite 135,10 m; die Abmessungen der vorgelagerten Querhalle, welche aus zwei Schiffen von 17 und 7,5 m besteht, sind 24,5 × 135,1 m.

Das 195 m lange Hauptgebäude, dessen Achse senkrecht zur Bahnlinie Bitterfeld—Dessau läuft, besteht aus dem Schiebebühnenschiff C/D von 27 m Breite und aus den sich zu beiden Seiten anschließenden Schiffen B/C und D/E von je 26 m Breite. Diesem Hauptgebäude ist auf der Nordseite eine zweigeschossige Halle A/B von 10,75 m Breite, auf der Südseite eine dreischiffige Halle E/G von 11 + 22 + 12 m = 45 m Breite angeschlossen. Die Gesamthalle hat also die bedeutende Querausdehnung von 2 × 26 + 27 + 10,75 + 45 m = rd. 135 m.

Die rd. 20 m über Gelände sich erhebende Baukonstruktion umfaßt vor allem die schweren Stützen, die von ihnen getragenen Kranbahnen und Fachwerkbinder des Daches nebst Pfetten und Sprossen, ferner die teils an die Stützen angeschlossenen, teils am Dachbinder aufgehängten Tragwerke der Arbeitsbühnen, die Umsetzklappen der letzteren, die Unterzüge, zahlreiche weitere Kranbahnen und die Wandfachwerke.

Der Aufbau der Halle zeigt manche Neuheit und Eigenart, wie sie sonst noch nicht bekannt wurde.

Von den Wänden des Hauptgebäudes ist die südliche Umfassungswand in der Stützenreihe H — etwa 8 m hoch — ebenso in der Stützenreihe F in Stahlfachwerk ausgebildet, um die Hallenschiffe F—G, in welchem die Sonderabteilung für die Ausbesserung der elektrischen Lokomotivteile untergebracht wird, von den übrigen Hallenteilen zu trennen. Alle übrigen Umfassungswände sind massiv in Mauerwerk, z. T. in Eisenbeton erbaut.

Das flach geneigte, mit 6 cm starken Hohlsteinplatten abgeschlossene, außerdem mit Oberlicht in Raupen- und Mansardenform versehene Dach der ganzen Halle wird von den 15 m entfernten, die Pfetten stützenden Stahlfachwerk-Bindern getragen, welche u. a. in der 27 m weiten Haupthalle (mit Schiebebühne) an besonderen Hängestangen auch noch sechs schwere Kranbahnen und die Arbeitsbühnen recht großen Gewichtes tragen müssen.

Die elektrisch betriebene Schiebebühne des Hauptschiffs C—D, auf der die Lokomotiven eingefahren werden, um sie dann quer in die Seitenräume schieben zu können, hat eine Gleislänge von 20 m, eine

dem Lastzug N der Deutschen Reichsbahn entsprechende Tragkraft von 220 t, ferner eine Seitenwinde und einen 6-t-Drehkran.

In dem Hauptschiff C—D befinden sich über der Schiebebühne, in 7 m Höhe über Fußboden, beiderseits auf ganze Länge durchgehende Arbeitsbühnen (+ 8,20 m) von rd. 7 m Breite, die an den Enden der Halle und an zwei dazwischenliegenden Stellen — für eine allseitige Zugänglichkeit und Verkehrsmöglichkeit — durch besondere Gangstege noch miteinander, außerdem auch mit der gleich hoch liegenden Arbeitsplattform in Schiff A—B, ferner durch Treppen- und Lastaufzüge mit dem Erdgeschoß verbunden sind. Die Lastaufzüge sind für die Beförderung von gleislosen Elektrokarren eingerichtet. Die Bühne der Halle A—B reicht noch in die Querhalle hinein und überschneidet die dort befindliche Bühne (+ 5,5 m) zum Teil. Die konstruktive Anordnung der für Nutzlasten von $p = 1000$ bis 1500 kg/m² bemessenen Arbeitsbühnen wird später erörtert, soweit sie nicht schon aus den Darstellungen ersichtlich ist.

In der Haupthalle C/D laufen im ganzen über und unter den Arbeitsbühnen vier Krane von 1 t Tragkraft und ein Kran in der Mitte von 3 t Tragkraft. In den anschließenden 26 m breiten Seitenhallen sind je zwei Krane mit je zwei Katzen von je 35 t Tragkraft und 24,85 m Spur, darunter noch je ein Kran von 6 t Tragkraft angeordnet. Schließlich befinden sich in der Halle A/B je zwei 6-t- und 1-t-Krane übereinander und in den Hallen E/F, F/G und G/H je zwei Krane von 6 t, 30 t und 6 t Tragkraft.

II. Dachbinder.

Eine besonders bemerkenswerte Konstruktion bildet die Überdachung der dreischiffigen 79 m breiten Haupthalle. Dem Stützenabstand entsprechend sind die großen Dachbinder jeweils in 15 m Entfernung angeordnet und bilden Gerberträger mit Gelenken in dem ersten Feld der Seitenschiffe nächst den Mittelschiffen. Besonders kräftig ist der über das mittlere Feld sich spannende Kragbinder von 25,7 m Stützweite ausgebildet, da er neben den Dachlasten zwei Arbeitsbühnen und insgesamt fünf Laufkrane aufzunehmen hat. Einzelheiten der doppelwandigen Querschnittsausbildung, die Lagerung usw. sind aus Abb. 4 ersichtlich. Wie aus Abb. 2 u. 3 zu ersehen ist, sind die oberen Hälften dieser Binder in den Raupenoberlichtern untergebracht, wodurch die Gesamthöhe der Halle um 2 m verringert werden konnte.

III. Dacheindeckung.

Die Eindeckung des Daches im ganzen Bau besteht aus einer 6 cm starken Hohlsteindecke und doppelter Papplage und kittlosen Oberlichtern. In der Haupthalle sind die Oberlichter wie folgt angeordnet: Längs der Achsen B, E und H laufen Mansardenoberlichter; über den Binderachsen zwischen B und E liegen Raupenoberlichter von 5,5 m Breite und zwischen den Achsen E und H in Abständen von 7,5 m solche von 3 m Breite. In der Querhalle sind ebenfalls Raupenoberlichter zwischen den Reihen 14 und 15 angeordnet (Abb. 1 u. 2).

Die Grundrißfläche der Oberlichter beträgt $F_0 = 3 \cdot 185 (1,3 + 12 \cdot 5,5 + 77,7 + 26,40 \cdot 3,0 + 13 \cdot 11 \cdot 4,2) = 9570$ m²; das Verhältnis der Oberlichtfläche zu der Gesamtgrundrißfläche ergibt sich also zu $S = \frac{9570}{29700} = 0,322 = 32,2\%$. Außerdem wird das Gebäude noch durch die in den Umfassungswänden angeordneten Fenster erhellt.

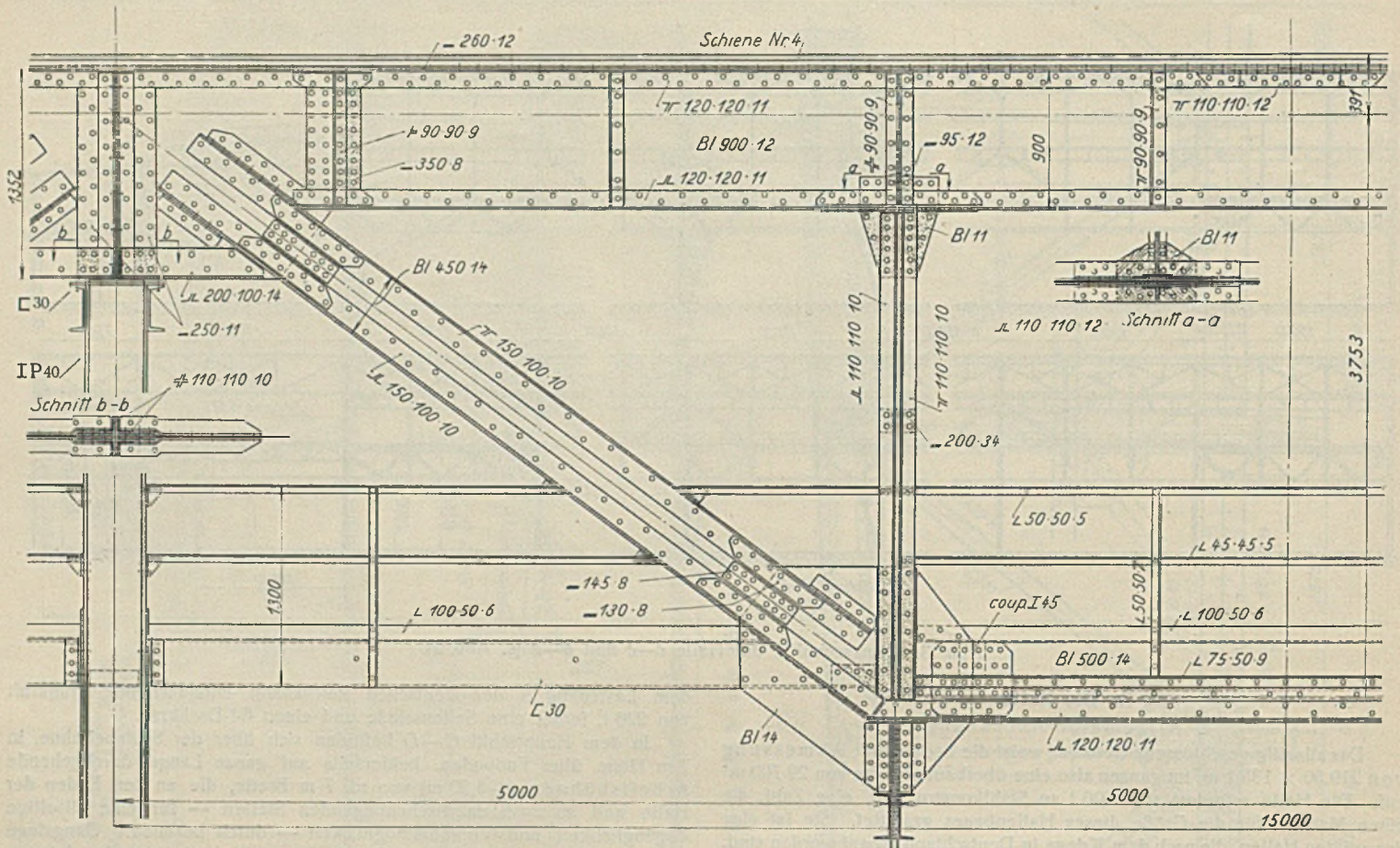


Abb. 5. Konstruktive Durchbildung des Hauptkranträgers in Achsen B, C, D u. E (s. Abb. 1).

IV. Die Anordnung der Dachkonstruktion.

a) Halle AB: Die Hohlsteindecke liegt auf Stahlpfetten, die sich auf die in 5 m Abstand angeordneten Stahlfachwerkbinder abstützen. Die Binder sind auf der Wand in Achse A beweglich, in Achse B in einem Fachwerkunterzug fest gelagert, dessen Obergurt gleichzeitig als Pfette dient.

b) Halle BCDE: Die Hohlsteindecke liegt hier auf Stahlsparrnen, die ihrerseits auf Fachwerkpfetten ruhen. Diese spannen sich 15 m weit zwischen die Fachwerkbinder ein. An den Fachwerkpfetten sind in den Stützenachsen und in den Achsen C' und D' die Kranbahnen der leichten Laufkrane und die Arbeitsbühnen im Mittelschiff aufgehängt.

c) Halle EFGH: Hier ruht die Hohlsteindecke auf Stahlpfetten, welche sich auf die in Entfernungen von 15 m angeordneten Fachwerkbinder abstützen. Die Binder sind als Gerberträger mit Gelenken im Schiff FG ausgebildet; in den Achsen E und H liegen sie auf Dachunterzügen, und in den Achsen G und F sind sie durch Zwischenkonstruktionen auf den dort befindlichen Kranbahnträgern abgestützt. Die Obergurte der Dachunterzüge in Achse E und H dienen gleichzeitig als Pfette.

d) Querhalle: Die Hohlsteindecke liegt auch hier auf Stahlpfetten; die Pfetten werden im Schiff 14—15 durch Stahlfachwerkbinder und im Schiff 15—16 durch Walzträger abgestützt. Der Abstand der Binder ist verschieden, er richtet sich nach den Achsabständen B bis H, die nach Möglichkeit symmetrisch unterteilt sind.

e) Dachkonstruktion in der Überschneidung Halle AB und Querhalle 14—16: Hier laufen die Pfetten der Halle AB bis zur Giebelwand 16 durch; die Lagerung der Pfetten erfolgt auf Stahlbindern mit gleichem Netz wie die normalen Binder AB. Der Abstand der Binder ist normal und richtet sich nach den Breiten der Schiffe 14—15 und 15—16. Zwischen den Reihen 14 und 15 in Achse B lagern sich die Binder AB und die Pfetten der Querhalle auf einem Drempelunterzug, der mit einer $\frac{1}{2}$ Stein starken Ausmauerung gleichzeitig den Hallenhöhenunterschied abschließt.

V. Die Anordnung der Bühnen.

a) Halle AB: Die hier gewählte Eisenbetondecke liegt auf Stahlträgern, welche sich alle 5 m auf Fachwerkunterzügen stützen. Die Unterzüge lagern in Reihe A beweglich auf der massiven Außenwand und in Reihe B hängen sie an dem 70-t-Kranbahnträger. Zwischen Reihe 8 und 9

wird das Bühnenfeld 8 + 9 anormal ausgeführt, damit die Heizröhren untergebracht werden können. Die gesamte Bühnenkonstruktion soll eine möglichst geringe Bauhöhe aufweisen. In den Reihen 3, 5, 7, 9, 11 und 13 sind Dehnungsfugen angeordnet worden.

b) Halle BC: In dieser Halle sind an den Giebelwänden der Reihen 1 und 14 je ein Übergang (Abb. 1) bestehend aus Trägern und Unterzügen angeordnet.

c) Halle CD: Zwischen den Achsen CC' und DD' ruht die Eisenbetondecke auf Stahlträgern, die sich wiederum alle 5 m auf Fachwerkunterzüge stützen. Außerhalb der Achsen C' und D' sind im Anschluß an die Betondecken 0,95 m breite Bedienungsgänge aus gelochtem Blech angeordnet. Die Gitterunterzüge stützen sich einerseits auf die 70-t-Kranbahnträger und andererseits sind sie in den Achsen C' und D' mittels Hängestangen an die Fachwerkpfetten angehängt. Die Bühnen CC' und DD' sind durch vier Gänge verbunden; je einer an den Giebelwänden 1 und 14 und zwischen den Reihen 5 und 6 sowie 9 und 10.

Damit in den Schiffen B—C und D—E auch sperrige Arbeitstücke geringeren Gewichtes auf die Arbeitsbühnen gebracht werden können, sind an einigen Stellen dieser Bühnen ausklappbare Absetzbühnen eingebaut worden (vgl. Abb. 2). Die Bühnen werden ausgeklappt, wenn mit den oberen Laufkrane der 70-t-Kranschiffe B—C und D—E Arbeitstücke nach den Arbeitsbühnen zu befördern sind; nach jedem Gebrauch werden sie in die Hauptunterzüge der Kranbahnen zurückgeklappt, damit die Durchfahrtsprofile der unteren Laufkrane der 70-t-Kranschiffe wieder frei werden. Zur Gewinnung von Raum für die hochgeklappten Absetzbühnen wurden die Hauptkranträger als Sprengwerke mit strebenlosen Mittelfeldern ausgeführt (Abb. 3 u. 5); sämtliche Hauptkranträger sind in den Achsen B, C und D gleichartig ausgebildet, so daß die Absetzbühnen je nach Bedarf auch in andere Felder versetzt werden können.

d) Arbeitsbühne der Querhalle 15 bis 16. Hier ist die Eisenbetondecke zwischen den Trägern gestelzt angeordnet worden. Die Träger spannen sich zwischen der massiven Wand Reihe 16 und einem Fachwerkunterzug in Reihe 15; der Unterzug lagert sich auf die Stützen der Reihe 15. Wie schon erwähnt, überschneidet die Bühne AB die Bühne der Querhalle 15 bis 16 (Abb. 3). Die Träger der oberen und unteren Bühne lagern sich in Reihe 15 auf einem gemeinsamen Unterzug, während sie in Reihe 16 einzeln auf der Wand liegen. Der Unterzug in Reihe 15 ist als hoher Fachwerkträger ausgebildet.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues.

Von Dr.-Ing. Karl Ludwig Müller, Regierungsbaumeister a. D.
(Schluß aus Heft 21.)

Die Kostenkurve verläuft wegen Änderungen beim Einheitspreis anders als die Gewichtskurve. Es wird eine Annahme bezüglich der Preisstaffelung unterstellt, die der Wirklichkeit nahekommt.

Die Zahl der Anschlußpunkte beim Stahlgerippe ist $5/4 \cdot 9,38/l = 35/l$ je Wohnung näherungsweise $z = 17,5/l$ je t Stahlgewicht, z. B. 4,3 je t ein Ausgangsfall mit $l = 4,08$ m.

Annahme. Der Preis sei gleich $0,35 + 0,038 \frac{(4,3 - z)}{4,3} = 0,35 \left(1 + 0,11 \frac{4,3 - z}{4,3}\right)$. Er variiert für Feldteilungen $l = 2,0$ bis $l = 6,24$ m [$z = 8,75$ bis $2,80$ je t] nach obiger Formel in den Grenzen von 39 bis 33 Pf./kg gegenüber dem Ausgangswert von 35 Pf./kg.

Neben der Arbeiterschwerung sind die Kosten der Isolierung und Anschlußarbeiten mit abzuwandeln.

Aus Tabelle 4 ist die Abb. 5b hergeleitet.

Für das Kostenminimum der Stahlkonstruktion ergeben sich nicht gar so geringe Feldweiten wie für das Gewichtsmilieu; immerhin erweisen sie sich doch noch kleiner, als es dem Architekten für gewöhnlich erwünscht ist. — Das Wichtige bei den Kurven ist nun aber gar nicht so sehr die absolute Lage des Optimums als vielmehr die Abgrenzung eines gewissen Bereichs — die Angabe einer Kostenskala, die dem Architekten zeigt, ob die von ihm gewünschte Vergrößerung der Feldweiten unterm Kostengesichtspunkt tragbar ist.

d) Änderung des Konstruktionsgewichtes mit Gebäudetiefe und Raumgröße.

Die lichte Tiefe werde gegenüber 7,20 m im Normalfalle auf l' vermehrt. Die Auswirkung einer Tiefenvermehrung auf das Konstruktionsgewicht beruht vornehmlich auf der Änderung der Längsträger — deren Feldweiten sich bei Beibehaltung der $2\frac{1}{2}$ Felder je 60-m²-Wohnung verkürzen.

α) Stützen. Rechnet man unter Beachtung der Gewichte und Längen nach Tabelle 1 die Querwände mit dem Faktor $\frac{l'}{7,20}$, die Längswände mit dem

Faktor $\frac{7,20}{l'}$ um, so ergibt sich: Gewichts-differenz

$$\Delta Q = 22,55 \left[\frac{7,20}{l'} - 1 \right] + 12,0 \left[\frac{l'}{7,20} - 1 \right] \text{ t/Wohnung.}$$

Für kleinräumige von $l' = 9,20$ m Tiefe wird $\Delta Q = -5,50 + 3,4 = -2,10$ t/Wohnung. — Bei großräumigen Wohnungen (Abb. 1b) verteilt sich die gleiche Zahl von Wänden.

Bei großräumigen verteilen sich die Querwände [Gewicht $3 \cdot 9,20 \cdot 0,55 = 15$ t]

auf 87 (statt 60 m²); $\Delta Q = 15 \left[\frac{60}{87} - 1 \right] = -4,70$ t/60 m² ergibt eine nochmalige Lastenminderung.

Infoolge der Ansammlung nach unten sind zu rechnen

$$\left(\sum_1^4 m\right) : 4 \Delta Q = 2,5 \Delta Q,$$

im Mittel also $-5,25$ t [bzw. weitere $-11,80$ t bei großräumigen].

Dieser Lastenverminderung entspricht nach Formel 2 Abschn. IIIa eine Gewichtsverminderung von $1,90 \Sigma Q$, also $-11,00$, eventuell weitere -24 kg/Geschoß. (Praktisch unerheblich.)

β) u. γ) Die Spannweiten der Querträger sind proportional, die der Längsträger umgekehrt proportional der Gebäudetiefe. Unter Beachtung dieser Relation und der Formeln aus Abschnitt IIIa lassen sich aus den ursprünglichen Trägergewichten [1080 bzw. 270 kg, vgl. IIIc] die Gewichtsänderungen (Sp. 3 u. 4) entwickeln.

Summa α) bis γ). Zur Vorbereitung der Untersuchung Abschn. IVa werden hier die Gewichtsänderungen zusammengestellt.

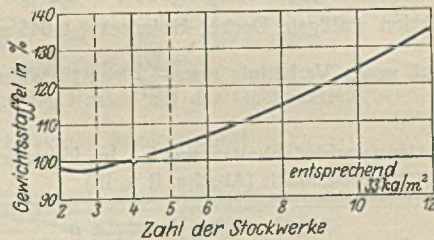


Abb. 4c. Staffelung der Gewichte mit der Geschoßzahl.

	Kleinräumige Wohnung Ausgangswert für $t_0 = 7,20$		Großräumige $l' = 9,20$ mehr gegen Sp. 3
	2	3	4
α) Stützen	630 kg	- 11 kg	- 24 kg
β) Längsträger	1080 "	- 420 "	+ 400 "
γ) Querträger	270 "	+ 265 "	- 170 "
Summa	1980 kg	- 166 kg	+ 306 "

e) Änderung des Konstruktionsgewichtes mit der Geschoßzahl.

α) Stützen. Die Last eines Vollgeschosses sei \hat{V} die des Daches \hat{D} in t/60 m².

Grobe Annäherung.	Lasten.	(Bessere Annäherung.)
1. Last im x^{ten} Geschoß $\cong (x-1) V$		$(x-1) \hat{V} + \hat{D} + (2-x) \cdot \hat{3}$ (worin $\hat{3}$ t die Viertelabstufung der Nutzlast (60 · 0,2) oder 12 t bedeutet) $= 60 \cdot 0,22 \cdot \frac{1}{4} = \text{rd. } \hat{3}$ t
2. Last im Mittel der Geschosse oberhalb $\cong \frac{1}{n} \cdot \sum_0^n (x-1) \hat{V} = \frac{n}{2} \cdot \hat{V}$		$\frac{n}{2} \cdot \hat{V} + \hat{D} + \hat{6} - \frac{n}{2} \cdot \hat{3}$ $= \frac{n}{2} (\hat{V} - \hat{3}) + (\hat{D} + \hat{6})$
3. Abweichung der mittleren Last vom Normalfall (4stöckig) (Tabelle 3) $\left(\frac{n}{2} - 4\right) \hat{V} = \left(\frac{n}{2} - 2\right) \cdot 87$ $= (43,5 n - 174) \text{ t/60 m}^2$ Grundriß (nämlich $\hat{V} = 9,38 + (2 \cdot 2,95 + 3,35)$ $= 87$ t (vgl. Tabelle 1c u. 3b, Fall II)		$\left(\frac{n}{2} - 2\right) (\hat{V} - \hat{3})$ $= 42 n - 168 \text{ t/60 m}^2$

Stahlgewichte S.

Die Stahlgewichte S waren (nach IIIb) $= 1,90 \Sigma \hat{Q} + \text{Stützenszahl } m \cdot 31$. In Anwendung auf den vierstöckigen Normalfall ergibt die Formel

$$S = 1,90 \cdot (168 + 53) + 7,5 \cdot 32 = 650 \text{ kg.}$$

(Die Übereinstimmung mit dem Gewicht 630 kg nach Tab. 3 ist ausreichend.)

Der Gewichtsquotient 1,9 wird nun auf obige Formel (3) für die Lastendifferenz angewandt, insbesondere $(\hat{V} - \hat{3}) = 84$ t gesetzt.

Beim Übergang auf n Geschosse ändert sich das Stützengewicht im Mittel um $\left(\frac{n}{2} - 2\right) \cdot 1,90 \cdot 84 \text{ kg/60 m}^2$.

Beispielsweise bei 12 Geschossen um $\left(\frac{12}{2} - 2\right) 160 \text{ kg} = 640 \text{ kg}$. An Stelle eines mittleren Stützengewichtes von 630 kg jetzt 1270 kg/60 m².

β) Austeilung der obersten bzw. untersten Trägerlage. Nach Tabelle 3d waren als Überschuß von Keller und Dachrahmen über ein gewöhnliches Geschoß 580 kg ausgeteilt; dieser Anteil verändert sich für n Geschosse um $\Delta S = 580 \left(\frac{1}{n} - \frac{1}{4}\right)$.

Beispiel: bei 12 Geschossen $n = 12$; $\Delta S = -97 \text{ kg/60 m}^2$.

γ) Berücksichtigung des Winddrucks. Gemäß S. 245 ist das Windmoment aus n Geschossen $\frac{3,15^2}{2} \cdot 0,15 \cdot n^2$, die Zusatzkraft bei einer Gebäudetiefe von 7,60 m gleich $\pm 0,097 n^2$ t/lfd. m. Für die Länge einer Wohnung, 9,38, wird die Zusatzkraft $\pm 0,9 n^2$ t/Wohnungslänge. Diese Zusatzlast ist bei der Dimensionierung bei jeder Außenwand, also zweimal zu berücksichtigen, entsprechend dem Ausdruck $1,8 n^2$ [in Tabelle 3b Seite 245 sind die Winddrucke reichlich angesetzt].

In der Kostenvergleichsrechnung ist jeweils das Mittel dieser Lasten aus allen Geschossen oberhalb des n^{ten} einzusetzen; Mittel aus $(1^2 \cdot 2^2 \cdot 3^2 \dots n^2) 1,8 \cong \left(\frac{n^2}{3} + \frac{n}{2}\right) \cdot 1,8$ t.

Das Konstruktionsgewicht, [Faktor 1,9 kg/t], wird $3,42 \left[\frac{n^2}{3} + \frac{n}{2}\right]$. Im Vergleich mit dem vierstöckigen Bau [mit einem Aufwand von $3,42 \left(\frac{4^2}{3} + \frac{4}{2}\right) = 25,0$ kg] wird $\Delta S = [1,14 + 1,71 n - 25,00]$ kg pro Wohnung.

(Für beliebige Gebäudetiefe l' wandelt sich der Ausdruck ΔS im Verhältnis $\frac{7,20}{l'}$ ab.)

Beispiel: 12 Geschosse, normale Tiefe. Das zusätzliche Stahlgewicht wird $[1,14 \cdot 12^2 + 1,71 \cdot 12 - 25,00] = 170 \text{ kg/Wohngrundriß} = 2,9 \text{ kg/m}^2$.

Zusammenfassung ($\alpha + \beta + \gamma$). Bei Ausmittlung des Stahlgewichtes aller oberhalb des n^{ten} liegenden Geschoße ergibt sich eine Gewichts-differenz gegenüber der vierstöckigen Bauweise von

$$\begin{aligned} \Delta S &= \left[\frac{n}{2} - \frac{4}{2} \right] 160 + \left(\frac{1}{n} - \frac{1}{4} \right) 580 + [1,14 n^2 + 1,71 n - 25,00] \text{ in kg Stahl/60 m}^2 \\ &= \left[1,14 n^2 + 81,7 n + \frac{580}{n} \right] - 490 \text{ kg/Wohnung} \\ &= \left[0,019 n^2 + 1,36 n + \frac{9,70}{n} \right] - 8,15 \text{ kg/m}^2. \end{aligned}$$

Beispiel $n = 12$ $\Delta = + 703 \text{ kg/60 m}^2 = 11,7 \text{ kg/m}^2$
 Gesamt (1980 + 703) = 2683 kg/60 m² = 44,7 kg/m²
 [ausschl. der Träger in der Decke].

IV. Abänderung der Gesamtkosten bei Änderung der baulichen Anordnungen.

IVa. Kostenauswirkung der Gebäudetiefe.

Wichtiger für die Kostenauswirkungen bei der Stahlkonstruktion sind die bei der Ausfächung.

Tabelle 5 gibt die wichtigsten Daten des Kosteneinflusses der Gebäudetiefe wieder, und zwar für Fall II der Ausfächung.

An Hand der zu Tabelle 1 angegebenen Formeln über den spezifischen Aufwand an Bauteilen pro m² Nutzfläche werden die Maßdifferenzen der Flächen- und Längenausmaße entwickelt, um welche sich die Gebäude mit beliebiger lichter Tiefe l' vom Normalfall mit einer lichten Tiefe von 7,20 m unterscheiden. Als Ausgangspunkt dienen die in Tabelle 2 aufgezeigten Ausmaße der Wände. Der große Sprung bei 9,20 m ist dem Übergang zur großräumigen Wohnung (vgl. Tabelle 2b letzte Spalte) zuzuschreiben.

Tabelle 5. Abwandlung der Kosten mit der Gebäudetiefe und der Raumgröße [Bezugswert 60 m²].

Vgl. Abb. 5a.

	Kleinräumige Wohnung				Großräumige Wohnung			
	Δ gegenüber 7,20 m Tiefe		Differenz Δ gegenüber Spalte 3		Δ gegenüber Spalte 4			
	$l' = 6,20 \text{ m}$		$l' = 9,20 \text{ m}$		$l' = 9,20 \text{ m}$		$l' = 11,20 \text{ m}$	
	2	3	4	4a	5			
A. Änderung bei den Herstellungskosten.	Ausmaß Mk.		Ausmaß Mk.		Ausmaß Mk.		Ausmaß Mk.	
1. Außenwände Δa in m ²	+ 8,6	- 11,3	1. beim Treppenhaus		- 1,5	- 7,0		
je 16,00 Mk. in Mk.	+ 138	- 182			- 24	- 112		
1a. 25 % Zuschl. f. Fundamentmauerw. in Mk.	+ 35	- 45			- 6	- 28		
2. Innere Längsmauern Δ in m ²	+ 4,8	- 6,5	2.		- 0,8	- 4,3		
je 11,50 Mk. in Mk.	+ 55	- 75			- 9	- 50		
3. Querwände Δ in m ²	- 8,0	+ 16,0	3.		- 23,5	- 12,0		
je 10,00 Mk. in Mk.	- 80	+ 160			- 235	- 120		
4. Straßenlänge (Anmerkung) Δ in lfd. m	+ 0,25	- 0,31	4.		-	- 0,21		
je 330 Mk. in Mk.	+ 83	- 103			-	- 70		
5. Deckenkonstruktion (Anmerk.) Belwert Δ	- 0,18	+ 0,39	5.		-	+ 0,42		
75 · 3,20 Mk. · Δ Δ in Mk.	- 44	+ 92			-	+ 100		
6. Toter Raum Δ in m ²	+ 0,55	- 0,85	6. Zwischenwände		- 2,50	- 0,60		
je (3,15 hoch × 6,00) = 19,00 Mk. in Mk.	+ 10	- 16	beim Treppenhaus [8% - 5,6%]		- 1,50	-		
			7.		- 28	-		
7. Stahlgewicht Δ in kg/60 m ²	+ 280	- 166	8. Ausstellung verschiedener		+ 200	- 165		
$\Delta \cdot 0,21$ in Mk.	+ 60	- 35	stetiger Kosten (Anmerkung)		+ 42	- 35		
					- 210	-		
5a. A1 bis 8. Änderung der Herstellungskosten in Mk./60 m ²	+ 257 Mk.	- 204 Mk.	(Staffel) - 530 Mk.		- 87 Mk.			
Desgl. in % (ungefähr)	2,6 %	- 2,0 %	- 5,3 %		- 0,9 %			
			gegen den Ausgangsfall (- 7,3 %)		(- 8,2 %)			
B. Einbeziehung von Gebrauchswerteigenschaften.								
8. Kapitalisierter Heizaufwand Δa in m ²	+ 8,6 + 110	- 11,3 - 150	unerheblich		- 7,0	- 91		
$\Delta a \cdot 13 \text{ Mk.}$ in Mk.								
5a. A + B. Unterschied je 60 m ²	367 Mk.	- 354 Mk.	wie oben (Staffel) - 530 Mk.		- 178 Mk.			
desgl.	3,7 %	- 3,0 %	- 5,3 %		- 1,8 %			
			gegen Ausgangswert - 8,8 %		- 10,6 %			

Anmerkung zu 5. Der variable Kostenaufwand der Deckenkonstruktion (billigste Decke; Holzdecke, 0,045 m³ zu 70,00 Mk.) ist hier mit 3,20 Mk. pro m² angesetzt.
 Anmerkung zu 8. Minderanfall an Treppe, Installation, Hausanschluß usw.; Verhältnis etwa $\frac{60}{87}$ gemäß Wohnfläche.

Die wichtigsten algebraischen Ansätze für die Feststellung der Kostenverschiedenheiten werden im folgenden wiedergegeben. Zum Teil sind sie aus dem früher Gesagten verständlich (Abschn. II u. III).

Angaben über Ausmaße a [Δ bedeutet Differenz gegen Ausführung mit 7,20 m lichte Tiefe]	Angaben über Preise	Angaben über Ausmaße a [Δ bedeutet Differenz gegen Ausführung mit 7,20 m lichte Tiefe]	Angaben über Preise
A. Herstellungskosten.		3. Querwände (kleinräumig)	
1. Außenwandfläche		$\Delta_3 = 58 \text{ m}^2 \left[\frac{l'}{7,20} - 1,00 \right]$	
$\Delta_1 = 65 \text{ m}^2 \left[\frac{2/l' + 2 \cdot (8 \cdot 65)}{2/7,20 + 2 \cdot (8 \cdot 65)} - 1,00 \right]$	Annahme 16,00 Mk./m ²	Querwände (großräumige) um $\left(3 \cdot 9,20 \cdot 3,15 \cdot \frac{6}{5} \right)$	$\frac{8,0 + 12,0}{2} = 10,00 \text{ Mk./m}^2$
65,00 bedeutet lichte Stockwerksfläche		$\left(\frac{60}{87} - 1 \right) = 23,5 \text{ m}^2/60 \text{ m}^2$ weniger	
2. Innere Längswand		4. Variable Straßenlänge	
$\Delta_2 = 30 \text{ m}^2 \left[\frac{7,20}{l'} - 1,00 \right]$	11,50 Mk./m ²	$\Delta_4 = 1,50 \text{ lfd. m} \left[\frac{7,20}{l'} - 1,00 \right]$	430 Mk./m. Davon proportionaler veränderlicher Teil 330 Mk./m ²

Angaben über Ausmaße a [Δ bedeutet Differenz gegen Ausführung mit 7,20 m lichte Tiefe]	Angaben über Preise
5. Änderung des Konstruktionsaufwandes der Holzdecken für $60 \cdot \frac{5}{4} = 75 \text{ m}^2$; Beiwert: $\Delta_5 = \left\{ \left(\frac{l'}{7,20} \right)^{1,33} - 1,00 \right\}$	Balkenkosten allein 3,50 Mk./m ²
6. Änderung der Mauerquerschnittsflächen (gemäß Tab. 1c) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Längswände } 10,4\% \left[\frac{7,20}{l'} - 1 \right] \\ + \text{Querwände } 3,6\% \left[\frac{l}{7,20} - 1 \right] \frac{60 \text{ m}^2}{100} \end{array} \right\}$ Beim Übergang zum Großräumigen $- 3,2\% \cdot \frac{60 \text{ m}^2}{100}$	19,00 Mk./m ²
7. Gewicht ΔS der Stahlkonstruktion (nach Aufstellung III d) $\Delta \hat{S} \cong 1080 \left[\left(\frac{7,20}{l'} \right)^2 - 1 \right] + 270 \left[\left(\frac{l'}{7,20} \right)^2 - 1 \right] \text{ kg/Geschoß}$ [Beim Übergang vom kleinräumigen zum großräumigen Grundriß ($l' = 9,20$) mit relativ verminderter Stützzahl + 300 kg/60 m ²]	Preis 0,35 Mk. Abzuwandeln gegen Ausgangsfall nur ein Anteil $\hat{S}G$ 0,21 Mk.
B. Gebrauchswerteigenschaften. Der kapitalisierte Wärmeverlust ω ändert sich mit den Außenwandflächen (vgl. Spalte 1, Δa) und beträgt $\Delta a \cdot k \cdot 11,50$ (vgl. S. 244).	11,50 Mk./Einheit k^1) = 13,00 Mk. pro m ² .

¹) k Durchgang pro m² [kcal/m²h°C] im Falle II gleich 1,12

Mit Hilfe der obigen Formeln sind in Tabelle 5 die wichtigsten Kostenänderungen für

- $l' = 6,20$ kleinräumig;
- $l' = 9,20$ großräumig

berechnet — der graphischen Darstellung (Abb. 5) liegen weiter die Ergebnisse für 8,2 und 11,20 zugrunde.

Anmerkung über Erschließungsaufwand.

Der Erschließungsaufwand hängt wesentlich von der Straßenausstattung, von der Stockwerkszahl und — namentlich beim Zellenbau — von der Ausnutziffer ab. Es seien diesbezüglich unveränderte, vierstöckiger Bauweise entsprechende Verhältnisse vorausgesetzt.

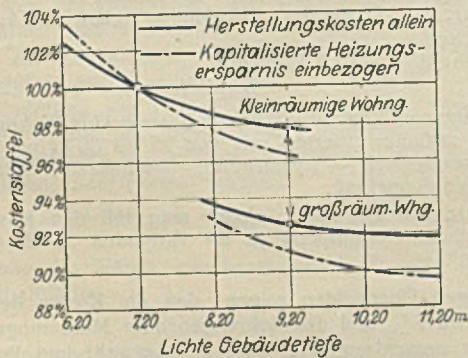


Abb. 5a. Stafflung der Kosten mit der Gebäudetiefe.

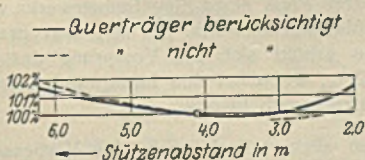


Abb. 5b. Stafflung der Kosten mit dem Stützenabstand.

Abb. 5a u. b. Prozentuale Abweichung der Baukosten vom Ausgangswert (175 Mk./m² oder 10 000 Mk./60 m² Wohnung.)

Für Herstellung der vierstöckig bebauten Straßen kann man inklusive Bodenkosten, Versorgungsleitungen und Anschlüsse rund 420 Mk./m² rechnen. Als proportional der Länge (Anschlüsse unverändert) sind aber nur 330 Mk./lfd. m angesetzt.

Die Ergebnisse sind in die graphische Darstellung 5 übernommen, und im Schlußwort näher erläutert.

IVb. Kostenauswirkung der Geschoßzahl.
Tabelle 6a. Kostenabweichungen Δ gegenüber der Wohnung im vierstöckigen Gebäude.
Die Abweichungen Δ werden nach den folgenden Formeln und Preisvoraussetzungen entwickelt.
Die Preise verstehen sich je m² Wohnnutzfläche.

Abwandlungsformel	Preisvoraussetzungen	Quotient ¹⁾ der Änderung $\frac{\Delta K}{\Delta n}$
Zahl der Geschoße = n .		
1. Stahlkonstruktion; Gewichtsänderung nach Kapitel III $\Delta \hat{S} = \left[0,019 \cdot n^2 + 1,36 n + \frac{9,70}{n} - 8,15 \text{ kg/m}^2 \text{ Wohnfläche} \right]$	Preis 0,35 Mk./kg, davon proportional 0,30 Mk./kg	ca. $\left(0,40 - \frac{30}{n^2} \right)$
2. Austeilung des Aufwandes für das Dach und konstanter Kosten beim Keller. Beiwert $\Delta = \left(\frac{1}{n} - \frac{1}{4} \right)$	112 Mk./m ²	$-\frac{112}{n^2} \text{ Mk.}$
3. Erschließung. Variabel sei die Straßenlänge $\frac{1,50}{60} = 0,025 \text{ lfd. m/m}^2$ $\Delta = 0,025 \left[\frac{4}{n} - 1 \right] \text{ lfd. m}$	Grundbetrag 430 Mk./m, davon proportional 330 Mk./m	$-\frac{33}{n^2}$
4. An überbauter Grundfläche — im Ausgangsfall $\frac{1,25}{4} \text{ m}^2 \text{ je m}^2$ $\Delta = 1,25 \left[\frac{1}{n} - \frac{1}{4} \right] \text{ m}^2 \text{ je m}^2 \text{ Wohnfläche bei gleicher Bauklasse.}$	Rohland, Klasse III A oder IV, 10 Mk./m ² (s. Bemerkung)	$-\frac{12,5}{n^2}$

¹) Der Quotient $\frac{\Delta K}{\Delta n}$, als Differential der Funktion Spalte 1 gebildet, gibt näherungsweise an, wieviel sich der Kostenbetrag bei Änderung um ein Stockwerk ändert.

²) 1,50 lfd. m variabler Anteil der Straßenlänge pro 60 m² Wohnung ist ein aus der Erschließungstechnik bekannter Satz.

Bemerkung zu Zeile 4. Die Fiktion eines von der Geschoßzahl unabhängigen Bodenpreises ist in Verbindung mit Voraussetzung unveränderter Bebauungsdichte [Ausnutz-Ziffer] als zulässig unterstellt.

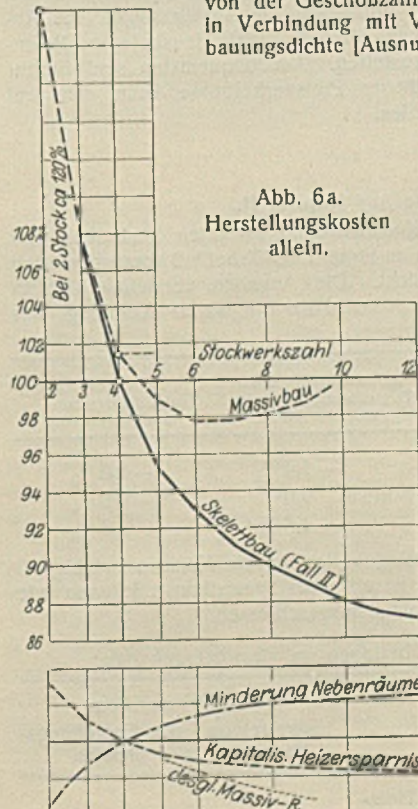


Abb. 6a. Nachtrag (Berichtigung) Minderung gemäß Zuweisung von Nebenräumen. Änderung des Heizbedarfs.

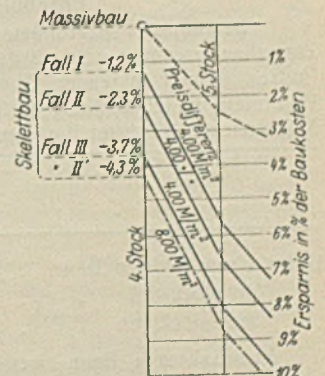


Abb. 6c. Berücksichtigung verschiedener Außenwandausfachungen. Fall I bis III Preis gleich, Wärmeschutz verschieden. Fall II u. II' Preisunterschied gegenüber der Ziegeltragwand verschieden.

Abb. 6a bis c. Stafflung der Kosten mit der Stockwerkszahl.

Tabelle 6. Kostenänderung mit der Stockwerkzahl in bezug auf das vierstöckige Gebäude.
(Voraussetzungen s. Tabellen 5 u. 6a.)

Stockwerkzahl	Flach und Mittel			Hochhäuser			
	2	3	4	6	8	10	12
A. Maßänderungen.							
1. Stahlkonstruktionsgewicht . . .	- 0,50	- 0,65	0	+ 2,33	+ 4,8	+ 7,7	+ 11,7 kg/m ²
2. Austeilung: Keller u. Dach. Faktor	+ $\frac{1}{4}$	+ $\frac{1}{12}$	0	- $\frac{1}{12}$	- $\frac{1}{8}$	- $\frac{3}{20}$	- $\frac{1}{6}$
3. Erschließung	+ 2,50	+ 0,83		- 0,83	- 1,25	- 1,50	- 1,67 lfd. m/100 m ² Wohnfl.
4. Rohland	+ 0,31	+ 0,11		- 0,11	- 0,16	- 0,19	- 0,21 m ² /m Wohnfl.
B. Kostenänderungen.							
1. Stahlkonstruktion (0,30)	- 0,15	- 0,19		+ 0,70	+ 1,45	+ 2,31	+ 3,51 Mk./m ²
2. Austeilung: Keller u. Dach (112) . . .	+ 28,00	+ 9,30		- 9,30	- 14,00	- 16,80	- 18,60 "
3. Erschließung $\frac{330}{100}$	+ 8,30	+ 2,80		- 2,80	- 4,20	- 5,00	- 5,50 "
(Teilsomme) in % von 175 Mk.	+ 20 %	+ 6,8 %		- 6,5 %	- 9,5 %	- 11,2 %	- 11,8 %
4. Rohland (10,00)	+ 3,10	+ 1,10		- 1,10	- 1,60	- 1,90	- 2,10 Mk./m ²
Summe B	+ 39,35	+ 13,00		- 12,50	- 18,35	- 21,40	- 22,70 Mk./m ²
Summe B in % von 175	+ 22,5 %	+ 7,5 %		- 7,15 %	- 10,5 %	- 12,2 %	- 13 % des Herstellungswertes
C. Gebrauchswertänderungen.							
5. Wärme ¹⁾ 3% $\left[\frac{4}{n} - 1\right]$	+ 3 %	+ 1 %		- 1 %	- 1,5 %	- 1,8 %	- 2 %
6. Zubehör - 3,5% $\left[\frac{4}{n} - 1\right]$	- 3,5	- 1,16		+ 1,16	+ 1,75	+ 2,10	+ 2,33
7. Zugänglichkeit ²⁾							

Bewertung noch strittig.

¹⁾ Beim vierstöckigen Bau entfallen vom kapitalisierten Wärmeverlust (2000 Mk.) etwa 300 Mk. = 3 % des Bauwertes auf Durchgang durch Keller und Dach.

²⁾ Es ist Aufzug vorausgesetzt — um aber mehr als zwei Wohnungen anzuschließen, muß ein Teil mit Laubenzugang bzw. „nicht durchlüftbar“ hergestellt werden.

Schluß und Zusammenfassung.

In Kostenfragen wird man im Einzelfall immer wieder Vergleichsrechnungen anstellen — diese lassen sich aber mit obigem wesentlich vereinfachen.

Um die im Wohnungsbau praktisch in Frage stehenden Fälle zu beleuchten, genügt es, zunächst eine normale Skelettbauwohnung (60 m², vierstöckig usw.) durchzurechnen und dann die Auswirkungen aus Abwandlung von Lasten, Wandstärken, Stockwerkzahl, Haustiefe und Raumgröße durch Kostenstaffeln darzustellen. Am bequemsten sind hierfür Schaulinien; zur Würdigung örtlicher Preisverhältnisse kann man auf Tabellen und Formeln zurückgreifen.

Ergebnisse aus Kapitel II.

Der objektiv begründete Kostenabstand zwischen Skelettbau und Ziegelbau errechnet sich mit den im Falle II der Tabelle 2 vorausgesetzten Preisen gemäß folgender Übersicht. Die Angaben verstehen sich in Prozenten der Herstellungskosten von 10 000 Mk./60 m² Wohnung; das Minuszeichen bedeutet Einsparung.

	Herstellungskosten im Vergleich mit Massivbau gleicher Stockzahl	Kosten inkl. Wärmeschutzbewertung usw.
Beim vierstöckigen Bau	- 1,4 %	- 2,3 %
„ dreistöckigen „	etwa 0,0	- 0,9 %
„ sechsstöckigen „	- 4,8 %	- 5,3 %

Anmerkung: Beim zweistöckigen Bau ist die Konkurrenzfähigkeit nicht generell nachweisbar — sie ist aber bei Spezialkonstruktionen wie normalisiertem Rahmenbau usw. nicht ausgeschlossen.

Die Kosten des Stahlskeletts betragen im vierstöckigen Bau:

	In Prozenten	
	der reinen Baukosten	der Gesteinskosten
1. Ausschl. Deckenträger (also bei Holzdecken) 33 kg/m ² = 11,60 Mk./m ² Wohnfläche.	8 %	6,6 %
2. Einschl. Deckenträger 49 kg/m ² = 17,00 Mk./m ²	12 %	10,0 %

Zu diesen Mehrausgaben — Merkzahl 8 % — kommt unter Umständen noch besonderer Rostschutz. (Alles das muß ausgeglichen werden durch Ersparnis an anderen Positionen.) 33 kg/m² Wohnfläche machen 33/1,30 oder 25,5 kg/m² brutto Stockwerkfläche aus.

Man kann sich die Sätze auch wie folgt merken:

	Je m ³ umbauten Raumes (aufgehend)	Je m ² tragender Längswand
Ohne Deckenträger (Holzdecken)	8,60 kg/m ³ = 3,00 Mk./m ³	etwa 16,5 kg/m ²
Einschl. Deckenträger aus I Profil	etwa 12,80 kg/m ³ = 4,50 Mk./m ³	= 5,80 Mk./m ²)

¹⁾ Den Satz von 12,8 (rd. 13) kg für vierstöckige Wohngebäude kann man mit dem mitunter zitierten Satz von 25 bis 30 kg/m³ für Geschäftshäuser usw. vergleichen — Spannweite, Geschoßzahl, Belastung führen dort also zur Verdoppelung.

²⁾ Den Satz von 5,80 Mk./m² kann man mit den Kosten der Ausfächung zu einem Gesamtpreis je m² verbinden, z. B. (5,80 + 16,00) = 21,80 Mk./m².

Die obigen Übersichten zeigen, daß die Kosten des Skeletts in Höhe von etwa 7 % und die Mehrungen oder Minderungen an diesem Satz weniger ausschlaggebend sind als Auswahl und Preis der Ausfächung. Vergrößert sich der Abstand zwischen dem Preis der gewählten Außenwand und dem Preis eines Ziegelmauerwerks von 42 cm mittlerer Stärke von 4,00 Mk. auf 8,00 Mk. pro m², was praktisch häufig vorkommen wird, so erhöht sich der Vorsprung des Skeletts um etwa 4 × 0,5 % gleich 2 %; wenn bei den Innenwänden entsprechende Preisdifferenzen vorliegen, um 3 bis 4 %.

Dabei wird man aber vielfach noch eine Verbesserung des Wärmeschutzes erzielen — denn aus zwei Gründen ist es nicht ratsam, die Leichtwände so schwach zu bemessen, daß ihr Wärmeschutz nur dem der 38er (bzw. 42er) Ziegelwand entspricht: mit Rücksicht auf die Überdeckung der Stützen (IP 12) ist es nicht gut möglich, die Wände schwächer als 18 cm anzunehmen, außerdem liegt das Optimum [unter gleichzeitiger Berücksichtigung von Herstellungskosten und Heizungsaufwand] für Leichtmaterial in der Regel bei Stärken von mehr als 20 cm. [Vgl. „Wärmewirtschaftliche Bewertung und Bemessung“, Gesund.-Ing. 1929, Heft 13 bis 15]. Den kapitalisierten Wärmeverlust pro Einheit der Durchgangszahl h (kcal/h °C) nehme man mit 11,50 Mk. an.

Die Entscheidung darüber, ob der Skelettbau billig oder teuer wird, liegt also weniger beim Stahlkonstrukteur als beim Planfertiger und beim Hersteller der Ausfachung.

Aus Abschnitt III.

Um den Einfluß von Entwurfsänderungen auf das Stahlgewicht zu verfolgen, kann man sich folgender, zunächst für die Einzelteile gültiger Beziehungen bedienen.

Das Gewicht eines Trägers wächst näherungsweise mit der $\frac{2}{3}$ -Potenz der Last bzw. mit der $\frac{5}{4}$ -Potenz der Stützweite. Bei kleineren Änderungen kommen auf je 3% Laständerung etwa 2% Gewichtsänderung; auf 4% Stützweitenänderung 5% Gewichtsänderung.

Bei Stützen von Geschoßhöhe (3,15 m) ändert sich mit 1 t Last das Stützengewicht um 1,90 kg; bei n Stockwerken steigert sich das Durchschnittsgewicht um das $\frac{n}{2}$ -fache dieses Betrages.

Bei unveränderter Last, aber weitergehender Unterteilung steigt der Stahlaufwand um 32 kg pro Geschoß für jede Stütze mehr.

Die Gebäudetiefe, praktisch im Zusammenhang mit der mittleren Raumgröße stehend, hat auch einen gewissen Einfluß auf das Stahlgewicht — insbesondere weil sich bei gleicher Stützenszahl (z. B. 7,5 Stützen je 60 m²) der Stützenabstand ändert. Diese Änderungen — nach Abb. 5a bis zu etwa 12% des Gewichts — treten in ihrer Bedeutung jedoch zurück gegenüber den sonstigen Kostenauswirkungen der Gebäudetiefe.

Mit der Stockwerkzahl wächst der relative Stahlaufwand, und zwar ebenfalls gesetzmäßig, also nach einer algebraischen Formel. Bei 12 Geschossen beträgt der Stahlaufwand (ohne Deckenträger) 44,7 kg/m² gegenüber 33 kg/m² beim vierstöckigen Bau, also $\frac{1}{3}$ mehr. Auch hier spielt diese Mehrung — etwa 3,50 Mk./m² — eine geringe Rolle gegenüber den Kostenauswirkungen bei den übrigen Positionen.

Aus Abschnitt IV.

Die Feststellungen über das Konstruktionsgewicht kann man nur in Verbindung mit der sonstigen kostenmäßigen Auswirkung von Tiefen- und Stockwerkfestsetzung auf die Kosten würdigen.

Gebäudetiefe.

Bei unveränderter Zahl und Größe der Räume ändern sich die Kosten gegenüber einer Ausführung mit 7,2 m lichter Tiefe um $\left\{ \begin{matrix} +2,6\% \\ -2,0\% \end{matrix} \right\}$ bei einer Tiefenänderung von $\left\{ \begin{matrix} -1,00\text{ m} \\ +2,00\text{ m} \end{matrix} \right\}$ d. h. bei $\left\{ \begin{matrix} 6,20\text{ m} \\ 9,20\text{ m} \end{matrix} \right\}$ lichter Tiefe. Zieht man noch den Wärmeverlust in Betracht, so betragen die Sätze sogar $\left\{ \begin{matrix} +3,7\% \\ -3,5\% \end{matrix} \right\}$. Je mehr man aber von diesen erheblichen Ersparnismöglichkeiten [— 3,5%] Gebrauch macht, desto geringer wird andererseits der Gebrauchswert der Grundrisse. (Beurteilung ist zum Teil Ermessenssache — beachtlich sind hier die Untersuchungen von A. Klein.)

Übergang zur großräumigen Wohnung — etwa 3 Räume + Küche je 87 m² — ergibt, gleiche lichte Tiefe von etwa 9 m vorausgesetzt, eine Kostenminderung von (—) 5,3%; dies infolge relativ geringerer Zuteilung von Quermauern, Treppe und Installation je Flächeneinheit. Die Kostenabweichungen von gleichen Wohnungen verschiedener Tiefe t' kann man nach folgender Formel schätzen:

$$8\% \left[\frac{7,20}{t'} - 1 \right] \quad \text{bzw.} \quad 8\% \left[\frac{t_0'}{t'} - 1 \right].$$

Bei Einbeziehung des Wärmeverlustes steigern sich diese Abweichungen auf das anderthalbfache.

Stockwerkzahl.

Die Untersuchungen über Auswirkung der Stockwerkzahl ergab unter anderem

Stockzahl	12 Stock	4	3 Stock
		(Vergleichsfall)	
Abweichung der Herstellungskosten	—11,8%	± 0%	+ 6,8%
Abweichung, Bodenankauf einbezogen	—13,0%	± 0%	+ 7,5%

Der Bodenpreis — 10 Mk./m² Rohland — gelte hier als unabhängig von der Stockzahl, weil unveränderte Ausnutzziffer — etwa 12 bis 16 Zehntel — vorausgesetzt ist [etwa Klasse III oder IV der Berliner Bauordnung].

Auch in der Stockwerkfrage ist Kostenersparnis gegen Gebrauchswertänderung abzuwägen. Gewürdigt sind zunächst Beheizbarkeit und

Anfall an Zubehöräumen. Vorteile und Nachteile aus diesen Einflüssen heben sich auf (vgl. Ztrbl. d. Bauv. 1930, Heft 50; Zahlenbeispiele zur Wirtschaftsforschung), der Verlauf ist in Abb. 6b dargestellt. Nur nach Ermessen läßt sich die Gebrauchswertminderung sehr hoch gelegener Wohnungen schätzen — es wird zwar Fahrstuhl vorausgesetzt, dafür zwingt aber die Notwendigkeit, mehr als zwei Kleinwohnungen an einem Aufgang zusammenzufassen, zur Anordnung der zur Zeit umstrittenen Laubengang- oder Mehrspanner-Grundrisse.

Zum Schluß wurde noch der Vergleichbarkeit der Bauweisen halber die entsprechende Kostenstaffelung für zwei- bis fünfstöckige Wohnungen beim Ziegelbau untersucht — das Ergebnis ist der Kürze halber nur als Schaulinie beigegeben. Man kann die beiden Kurven — Skelettbau, Ziegelbau — in die richtige Lage bringen, wenn erst die Preisdifferenz örtlich bestimmt ist (vgl. Tab. 2 Fall II Skelettbau vierstöckig, (—) 1,4% billiger bzw. (—) 2,3% wirtschaftlicher), im Falle des behandelten Durchschnittes Abb. 6a u. 6c.

Gültigkeitsbereich. Die Abweichungen der Kosten vom Normalfall sind immer partiell, also unter im übrigen gleichen Umständen angegeben worden. In dem praktisch in Betracht kommenden Bereich steht nichts entgegen, diese Kostenänderungen übereinanderzusichten. Man wird die Berichtigungsfaktoren miteinander multiplizieren, oder bei geringeren Abweichungen einfach die Prozentsätze bzw. die Beträge je 60 m² zueinander addieren.

Worin liegt nun der Wert solcher Feststellungen? Seit Jahren verlangt man von der Bauwirtschaft eine Beschleunigung der Rationalisierung. Der Fortschritt erfolgt, indem einzelne Planfertiger und Unternehmer Neuerungen wagen, über deren weitere Verbreitung entscheiden Erfolg und Mißerfolg. Die offizielle Bauwirtschaftsforschung hat bisher mangels exakter Behandlung der Kostenfragen auf das wirtschaftliche Geschehen kaum einen Einfluß ausgeübt. Unbeschadet kritischer Würdigung der örtlichen und sonstigen Verschiedenheiten wird aber die Wirtschaftsforschung von der Problematik zu quantitativen Urteilen fortschreiten müssen, wenn sie von der Praxis Beachtung erwartet. Hierzu will die obige Untersuchung einiges beitragen.

Es zeigte sich, daß die Durchführung der Untersuchung nur mit einem gewissen Aufwand von Formeln und Tabellen möglich war; das Studium derartigen Materials wird der durch die Praxis in Anspruch genommene Architekt im allgemeinen ablehnen. Dennoch kann er sich zur Ersparung überflüssiger Vergleichsentwürfe die wichtigsten Erfahrungswerte und die Schaulinien mit den Kostenstaffelungen zunutze machen. Die Meinungsbildung über die angegebenen Werte bzw. deren Berichtigung könnte dann in dem kleineren Kreis interessierter Ingenieurarchitekten vor sich gehen.

Auf der anderen Seite sollen die Angaben über Grundriß-, Ausfachungs- und Wärmefragen sowie deren Kostenauswirkung dem Spezialisten der Stahlkonstruktion die Zusammenarbeit mit dem Architekten erleichtern.

Ausblicke. Es ist nicht zu bestreiten, daß eine Ausdehnung der Skelettbauweise auf Kosten der Massivbauweise geht, selbst wenn sich diese zum Teil auf Spezialerzeugnisse umstellt. Bei der Wahl zwischen Massivbau und Skelettbau werden die jeweiligen Preisdifferenzen ins Gewicht fallen — diese werden sich aber allmählich verschleben. Der Arbeitsverbilligung in Werkstatt und Montage steht bei den neueren Materialien noch ein größerer Spielraum offen als bei der ausgereiften Technik des Massivbaues. Letzterer hat vielleicht durch Senkung überzogener Akkordlöhne, in manchen Bezirken vielleicht auch durch Preisabbau die Möglichkeit, seine Konkurrenzlage zu verbessern. Fehlschläge durch zu sparsam bemessene Ausfachungen, ferner gelegentliches Sichtbarwerden von Schwindrissen bei Großplatten- oder Leichtbetonausführungen haben die Entwicklung der Stahlskelettbauweise verzögert. Inzwischen hat die Leichtbetonindustrie in der Beseitigung solcher Fehler große Fortschritte gemacht, was sich teilweise schon recht günstig für die Skelettbauweise auswirkt.

Welches Tempo der Entwicklung im Hinblick auf die Entwertung der schwächeren, aber noch nicht abgeschriebenen Mauersteinfabriken volkswirtschaftlich das Richtige wäre, steht dahin; soviel aber scheint sicher, daß das heutige in der Tradition und im Finanzierungssystem begründete Tempo [Belethung nach dem umbauten Raum statt nach Nutzfläche] zu langsam ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißung im Stahlbau.

Gelegentlich der Versammlung der amerikanischen Schweißgesellschaft in Chicago veröffentlicht die Zeitschrift Engineering News-Record vom 18. September 1930 eine Reihe von Aufsätzen, welche die Fortschritte auf dem Gebiet der Schweißung und auch ihre Anwendung auf einige größere Bauten beschreiben. Obgleich die Ausführungen der amerikanischen Verfasser nicht kritiklos hingenommen werden können, ja in manchen Punkten sogar zum Widerspruch herausfordern, dürfte in Anbetracht der wachsenden Bedeutung der Schweißung im Stahlbau eine kurze Wiedergabe auch für den deutschen Ingenieur von Interesse sein.

Während die ersten geschweißten Stahlbauten in den Vereinigten Staaten von Industriekreisen, welche an der Anwendung des Schweißverfahrens interessiert sind, veranlaßt wurden, ließen neuerdings auch einige andere Gesellschaften, welche an der Verbreitung des Schweißverfahrens nicht interessiert sind, verschiedene Neubauten, Hotels, Kraftwerke und Geschäftshäuser in geschweißter Ausführung errichten.

Bei einem 19stöckigen Geschäftshaus der Dallas Power & Light Comp. in Dallas, Tex., von 75 m Höhe und $30,5 \times 30,5$ m² Grundfläche sind fast alle Verbindungen des Stahlskeletts verschweißt worden. Der Stützen-

Auch während der Bauarbeiten mußte jeder Schweißer noch drei Proben anfertigen, welche jeweils aus einem durch beiderseitige Laschen gedeckten einfachen Plattenstoß bestanden. Jeder Schweißer mußte ferner dem überwachenden Ingenieur täglich schriftlich berichten über die Art seiner Arbeit, über die von ihm hergestellten Schweißungen und die Gesamtlänge der vollendeten Schweißnähte. Dadurch konnte jeder Arbeiter für etwaige später festgestellte Mängel verantwortlich gemacht werden. Aus den Berichten ergibt sich, daß für eine Tonne Stahlkonstruktion etwa 0,68 m Schweißnaht erforderlich war und daß die durchschnittliche Stundenleistung 1,12 m Schweißnaht von 9,5 mm Stärke betrug.

Bei dem Entwurf des Dienstgebäudes für die New York Power & Light Corp. in Albany sollte eine brauchbare Methode (a rational method) für die Berechnung geschweißter Trägeranschlüsse an Stützen gegeben werden. Der Verfasser behandelt den Fall, daß ein Träger mittels eines Konsolstützwinkels an eine Stütze angeschlossen wird. Neben der Querkraft (übliche Berechnungsweise) sollte hier auch das Anschlußmoment mit berücksichtigt werden. Unter der Annahme einer

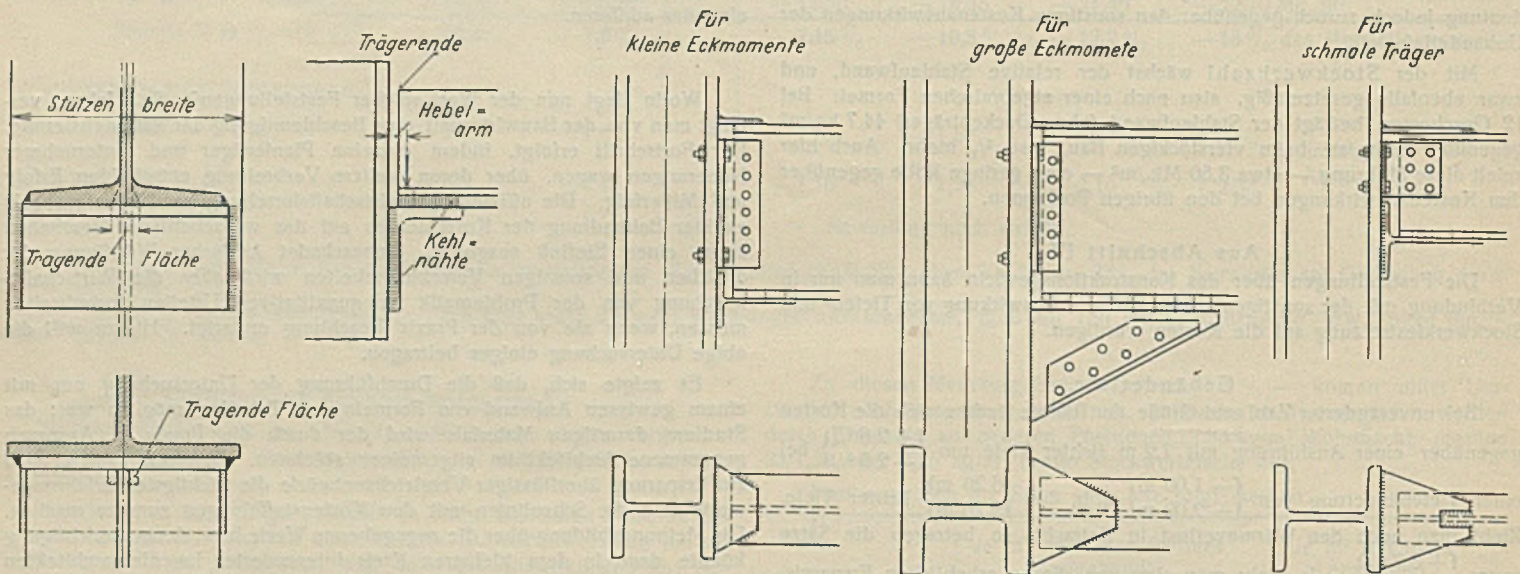


Abb. 1 u. 2. Amerikanische Ausführungen vollständig und teilweise geschweißter Anschlüsse von Trägern an Stützen.

abstand beträgt etwa 7,6 m in beiden Richtungen. In den Außenwänden sind zwischen je zwei Hauptstützen noch zwei Zwischenstützen angeordnet, welche während der Aufstellung in jedem zweiten Geschoß mittels behelfsmäßiger Winkelverbände dicht über den Decken gegen die Innenstützen abgesteift waren. Die Außenwandträger (zugleich Deckenträger) sind an den inneren Flanschen der aus einfachen I-Querschnitten bestehenden Stützen angeschlossen. Zur Abfangung der außerhalb der Stützen liegenden Abschlußwände sind in 1,8 m Abstand Konsolen aus kupierten I-Profilen an die Träger geschweißt. Auf den Konsolen liegen 9,5 mm dicke Platten zur unmittelbaren Unterstützung des Mauerwerks. Abgesehen von der unzureichenden Unterstützung dieser Wände durch die dünnen Platten erhalten die Außenwandträger mithin bedeutende Torsionsmomente. Bemerkenswert ist, daß drei große Blechträger, abweichend von allen anderen Verbindungen, nicht geschweißt, sondern genietet wurden, wahrscheinlich weil sich konstruktive Schwierigkeiten bei ihrer Durchbildung ergaben. Beim Entwurf wurde allgemein darauf geachtet, daß die Schweißarbeiten möglichst weitgehend in der Werkstatt ausgeführt werden konnten und daß Überkopfschweißungen vermieden wurden. Bei der Aufstellung wurden die Träger und Stützen zunächst durch Bolzen verbunden und mittels Drahtseile abgespannt. Dadurch wurden die Aufstellungsarbeiten unabhängig von den Schweißern, welche in Abständen von höchstens sechs Stockwerken mit ihren Arbeiten folgten. Das Gebäude soll große Steifigkeit gegen waagerechte Kräfte und Erschütterungen aufweisen.

Bei einem Erweiterungsbau des Gerichtsgebäudes von Montgomery County wurden die auf der Baustelle ausgeführten Schweißarbeiten durch einen Zivilingenieur überwacht. Bevor die Schweißer zu der Arbeit zugelassen wurden, mußten sie unter Verwendung ummantelter Schweißdrähte einige Überlappungsschweißungen in bestimmten Abmessungen ausführen. Die Bruchflächen der mittels Keile auseinander gerissenen Schweißnähte mußten mäßigen Glanz und dichtes gleichmäßiges kristallines oder faseriges Gefüge zeigen. Außerdem wurde gute Einbrandtiefe und gute Ausfüllung der Schweißkehlen bis zur Innenspitze verlangt.

höchstzulässigen Pressung zwischen Träger und Konsolwinkel wird der Auflagerdruck durch ein Rechteck übertragen, dessen Länge (in Richtung des Trägers) sich nach Bestimmung der Übertragungsbreite (gleich Trägerstegdicke + Trägerflanschdicke) ermitteln läßt. Der Abstand der Mitte dieses Rechtecks von der Vorderfläche der Stütze ergibt den Hebelarm des Anschlußmomentes, aus welchem die Beanspruchung unter Annahme eines geradlinigen Spannungsverlaufs längs der Schweißnaht des Stütz winkels ermittelt wird (Abb. 1). Zum Schluß werden die Spannungen der Schweißnaht infolge Anschlußmoment und Querkraft zu einer resultierenden zusammengesetzt. Wenn diese Art der Berechnung vor der reinen „Querkraftmethode“ auch den Vorzug hat, daß sie sich mehr auf der sicheren Seite bewegt, so können aber die grundlegenden Annahmen nur als höchst willkürlich bezeichnet werden. Befriedigt schon die Ermittlung des Hebelarmes für das Anschlußmoment auf Grund einer angenommenen Pressung und einer ganz willkürlich angenommenen Verteilungsbreite wenig, so gilt dies erst recht von der Annahme einer geradlinigen Spannungsverteilung längs der senkrechten Kehlnähte des Stütz winkels. In Wirklichkeit wird der senkrechte Schenkel dieses Winkels erhebliche Verbiegungen erleiden, und die Zugspannung am oberen Ende der Nähte dürfte erheblich größer werden, als diese Rechnung ergibt. Der Verfasser läßt z. B. die waagerechten Anschlüsse des Trägers, welche zur Aufnahme der Anschlußmomente weit besser geeignet sind, vollständig außer Betracht. Im übrigen ist ein Trägeranschluß mittels eines einfachen Stütz winkels wohl durchaus zu verwerfen und dürfte auch in den Vereinigten Staaten nur bei ganz schwach belasteten Trägern vorkommen, und die bei diesem Bau angewendete Berechnung ist bei den üblichen zugfesten Anschlüssen von Steg oder Flansch der Träger an sich gegenstandslos.

Mr. E. N. Adams beschreibt die Verschweißung eines aus Stahlplatten bestehenden Fußbodens einer Autogarage in Pittsfield von 790 m² Größe. Der Fußboden besteht aus 6,4 mm dicken Blechen, welche in Abständen von 0,61 m durch 6,1 m weit gespannte Träger von 127 mm Höhe unter-

stützt sind. Die Unterzüge liegen mit diesen Trägern in gleicher Höhe. Die Platten wurden in Rechteckform von $0,6 \times 6,1$ m Größe geliefert und so verlegt, daß sich ihre Stöße jeweils auf den Trägermitten befinden und Schweißungen von 6,35 mm frei bleiben. In etwa 0,6 m großen Abständen wurden nun zunächst Heftschiweißen von 20 bis 25 mm Länge angebracht, wobei jeweils von den Plattenmitten nach den Enden hin gearbeitet wurde. Die endgültige Schweißung erfolgte dann durch automatische Schweißmaschinen mit 150 bis 300 mm minutlicher Arbeitsgeschwindigkeit. Da sich hierbei viele Heftschiweißen wieder lösten, wurde deren Abstand später auf 0,45 m vermindert. Einige Schwierigkeiten entstanden auch dort, wo die Schweißluge weniger als 6,4 mm betrug. Vorläufig bleibt der Fußboden ohne jede Schutzdecke. Sollte herabtropfendes Öl später Schlüpfrigkeit verursachen, so ist eine dünne Asphaltsschicht vorgesehen. Auch die Unterseite der Konstruktion erhielt keinen Feuerschutz, da eine automatische Feuerlöschrichtung vorhanden ist. Diese Arbeitsweise scheint für die vielfach ausgeführten, aus Stahlblech bestehenden Arbeitsbühnen recht wirtschaftlich zu sein, da sie umfangreiche Bohr- und Nietarbeiten erspart. Allerdings dürfte die Verwendung automatischer Schweißmaschinen Voraussetzung für die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens sein. (Ähnliche Ausführung für Wohndecken siehe „Der Stahlbau“, Heft 1, 1930.)

Bei dem Stahlskelett eines 14stöckigen neuen Geschäftshauses der Edison Electric Illumination Comp. in Boston wurden alle in der Werkstatt hergestellten Verbindungen genietet und nur alle Baustellenverbindungen geschweißt. Diese eigenartige Arbeitsweise wird damit begründet, daß nur wenig Werkstätten für Schweißarbeiten größeren Umfangs eingerichtet sind, und daß allen Unternehmungen Gelegenheit gegeben werden sollte, sich um die Lieferung dieser Stahlkonstruktion zu bewerben. Als Vorteile für die Baustellenschweißung werden angeführt die erhebliche Geräuschmilderung, die Verminderung der Unfallgefahr durch herabfallende Nieten und Bolzen und die Verminderung der Feuersgefahr durch warme Nieten, ferner Verkleinerung der Eckbleche für die Windaussteifung, Vereinfachung der Arbeitsgerüste und die Erleichterung nachträglicher Änderungen während der Bauausführung. Der letztgenannte Vorteil kann sich aber unseres Erachtens nur auf Teile beziehen, die noch nicht durch Schweißung verbunden sind.

Abb. 2 zeigt einige Anschlüsse von Trägern an Stützen. Der Auflagerdruck wird in üblicher Weise durch Stegwinkel aufgenommen, während die Eckmomente durch aufgeschweißte Verbindungsplatten am oberen Flansch und durch kupierte I-Stücke am unteren Flansch aufgenommen werden. Bei schmalen Trägern wurde die für den Anschluß der oberen Platten erforderliche Länge der Schweißnähte durch besondere Schlitz erreicht, so daß Überkopfschweißungen vermieden wurden. Auch die Einzelheiten dieser Konstruktion können wohl nicht als vorbildlich angesehen werden. Insbesondere ist eine gleichmäßige Beanspruchung der Schweiße im Anschluß der oberen Platte infolge der Querverbiegung der Stützenflansche nicht zu erwarten. Außerdem scheint die untere konsolartige Eckversteifung mit den großen Versteifungswinkeln, den ungünstigen Zuschnitten und den vielen Nieten nicht sachgemäß durchgebildet.

Auch bei diesem Bau mußten die Schweißer vor Beginn der Arbeit durch einige Probarbeiten ihr Können beweisen. Diese Proben bestanden aus zwei Überlappungsschweißungen, zwei Stumpfschweißungen und zwei Laschenstoßschweißungen, von welchen je eine waagerechte und senkrechte hergestellt wurde. Die Überlappungsschweißungen wurden zwecks Nachprüfung der Einbrandtiefe und der Beschaffenheit der Schweiße auseinandergebrochen. Aus den Stumpfschweißungen wurden rechtwinklig zur Schweißnaht Probestücke herausgeschnitten, deren Festigkeit durch Zugversuche nachgeprüft wurde. Die Laschenverbindungen wurden im ganzen geprüft. Die Ergebnisse der Probarbeiten sollen durchweg gut gewesen sein. Auch während der Arbeit mußte jeder Schweißer eine Überlappungsschweißung als Probe anfertigen. Außerdem hatte der Oberschweißer täglich über die Länge und Stärke der an jedem einzelnen Anschluß hergestellten Schweißnähte zu berichten und anzugeben, von welchen Schweißern die Arbeiten jeweils ausgeführt waren. Die Güte der Schweißung wurde dann nur noch nach dem äußeren Befund festgestellt.

In einem abschließenden sechsten Aufsatz werden einige von Professor Mc. Kibben aufgestellte Regeln wiedergegeben, welche jeder Schweißfachmann kennen soll. Hier seien nur die wichtigsten angeführt:

Die Elektrode oder der Schweißdraht soll die gleiche Zusammensetzung aufweisen wie die zu verschweißenden Stahlteile und im allgemeinen 300 bis 450 mm lang und 3,2 bis 6,4 mm dick sein.

Die zu verschweißenden Stahlteile sollen frei von Fremdstoffen, namentlich von Rost, Schmutz und Farbe sein. Höchstens ist ein dünner Leinölanstrich zulässig.

Für die Schweißung von Stahlkonstruktionen wird fast ausschließlich Gleichstrom verwendet.

Je kürzer der Lichtbogen ist, desto besser wird die Schweißnaht hinsichtlich Einbrandtiefe, Reinheit und Verschmelzung.

Die Leistung der Stromerzeuger (Schweißmaschine) muß auf einen bestimmten Betrag begrenzt werden können.

Je dicker die zu verschweißenden Stahlteile sind, desto größer muß die Stromstärke werden.

Jede Schweiße soll von dem ausführenden Arbeiter mit seinem Arbeitszeichen versehen werden.

Vor Beginn der Arbeit sollen die Schweißer eine Eignungsprüfung und auch während der Arbeit zusätzliche Prüfungen ablegen.

Die Schweißarbeiten müssen ständig beaufsichtigt werden, damit der Schweißer einen gleichmäßigen Lichtbogen und richtige Stromstärke innehält. Auch die fertigen Schweißnähte müssen untersucht werden. Sie müssen frei von porösen Stellen sein und gute Verschmelzung mit dem angeschlossenen Teilstück zeigen, was an den Nahtenden (Kratern) festgestellt werden kann.

Die beanstandeten Schweißnähte müssen herausgemeißelt und neu hergestellt werden.

A. Schultz, Breslau.

Verschiedenes.

Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau. Die Herstellung von Stählen mit mehr oder weniger großer Widerstandsfähigkeit gegen Rostangriff gelang erst vor verhältnismäßig kurzer Zeit, obwohl schon sehr früh Forschungsarbeiten in dieser Richtung ausgeführt wurden. Bereits im Jahre 1820 wurde von Faraday und Stoddard der Versuch unternommen, einen rostsicheren Stahl herzustellen, der jedoch mißlang. Der von ihnen herausgebrachte Chromstahl hat kaum Anwendung gefunden. Im Jahre 1872 wandten sich dann Woods und Clarje der Frage der nichtrostenden Stähle zu und versuchten ebenfalls, mit einer Chrom-Eisen-Legierung das gesteckte Ziel zu erreichen. Die von ihnen untersuchten Legierungen hatten einen Chromgehalt von 4,5 bis 32% und wiesen 0,6 bis 0,7% C auf. Hinsichtlich der Korrosionsbeständigkeit werden diese Stähle den anderen Stählen wohl nicht viel überlegen gewesen sein, da die beiden Forscher mit ihrem Patentanspruch abgewiesen wurden. Von den weiteren diesbezüglichen Arbeiten sei an die von Dumas, Guillet, Friend, Bentley und West erinnert, bei denen Chrom-, Nickel- und Chrom-Nickel-Stähle eine Rolle spielten, und man fand, daß diese dem Rost einen größeren Widerstand entgegengesetzten. Befriedigend war das Ergebnis jedoch noch nicht. Noch im Jahre 1912 glaubte man nicht daran, daß es überhaupt gelingen würde, Eisenlegierungen herzustellen, die ohne Schutzanstrich in Berührung mit Wasser rostfrei bleiben. Hadfield machte dann im Jahre 1916 auf den Einfluß des Chroms und des Kohlenstoffs auf die Korrosionsbeständigkeit erneut aufmerksam, und zwar auf Grund der Feststellung, daß Stahlproben mit etwa 0,6% C und 10 bis 12% Cr nach zwanzigjähriger Lagerung in Luft praktisch rostfrei geblieben waren. Er wies ferner darauf hin, daß bei den Chromlegierungen

der Kohlenstoffgehalt verhältnismäßig gering sein müsse, um korrosionsbeständige Stähle zu erhalten. Wenn auch Friend, Bentley und West bei ihren Versuchen fanden, daß die Chrom- und Nickelstähle gegenüber Seewasser sich bedeutend besser verhielten als die Chrom-Nickel-Stähle, so ließen sich Strauß und Maurer nicht davon zurückhalten, gerade den hochlegierten Chrom-Nickel-Stählen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die langjährigen Versuche (1909 bis 1912) brachten den gewünschten Erfolg; es war gelungen, nichtrostende Stähle herzustellen, die gleichzeitig sehr befriedigende mechanische Eigenschaften aufwiesen.

Von den heute in der Praxis am meisten verwendeten nichtrostenden Stählen haben zwei Hauptgruppen besondere Bedeutung erlangt. Die Stähle der einen Hauptgruppe werden mit VA-Stählen und die der anderen Hauptgruppe mit VM-Stählen bezeichnet. Die beiden Stahlgruppen VA und VM haben verschiedene Unterscheidungsmerkmale. Während die zur ersten Gruppe gehörigen Stähle austenitisches Gefüge haben, zeigen die anderen troostitisches Gefüge. VA-Stähle sind unmagnetisch, VM-Stähle dagegen magnetisierbar. Der Chromgehalt beträgt bei den VA-Stählen im Mittel etwa 20% und bei den VM-Stählen ungefähr 14%. Der Nickelgehalt ist bei den Stählen der ersten Gruppe mittelgroß und bei den Stählen der VM-Gruppe gering. Der bekannteste Vertreter der VA-Gruppe ist der V₂A-Stahl. Um diesem die erforderliche Weichheit, Zähigkeit und chemische Widerstandsfähigkeit zu geben, wendet man eine Wärmebehandlung an, die bei den gewöhnlichen Stählen gerade das Gegenteil bewirken würde. Man erhitzt nämlich den Stahl auf etwa 1170 °C und kühlt ihn danach rasch ab. Das Ausglühen gewöhnlichen Stahles

zum Zwecke besserer Bearbeitbarkeit wird bekanntlich bei Temperaturen zwischen 700 und 900° C vorgenommen. Bemerkenswert sei ferner, daß sich der V₂A-Stahl sowohl autogen als auch elektrisch schweißen und gut mit Weichlot löten läßt. Erwähnenswert ist weiter, daß der V₂A-Stahl nicht härter ist; man kann lediglich durch Hammerschläge eine Kalthärtung herbeiführen. Die Stähle der VM-Gruppe lassen sich hingegen mehr oder weniger gut durch entsprechende Wärmebehandlung härten.

Über die Festigkeitseigenschaften der zu diesen beiden Gruppen gehörigen Stähle mag folgendes mitgeteilt werden: Beim V₂A-Stahl beträgt im Mittel die Streckgrenze 36 kg/mm², die Bruchfestigkeit 75 bis 80 kg/mm² und die Dehnung (δ_{10}) 45 bis 50%. Als mittlere Festigkeitswerte der VM-Stähle können etwa folgende Zahlen angegeben werden:

Streckgrenze . . .	= 50 bis 65 kg/mm ² ,
Bruchfestigkeit . . .	= 70 bis 80 kg/mm ² ,
Dehnung (δ_{10}) . . .	= 17 bis 14%.

Außer den vorher kurz beschriebenen nichtrostenden Stählen sind auch noch solche mit der Bezeichnung KW60 und KW10 bekannt. Das Ausglühen dieser Stähle zwecks besserer Kaltbearbeitbarkeit erfolgt bei Temperaturen zwischen 750 bis 800° C. Beide Stähle sind härter, und zwar in Wasser oder Öl. Während die Wasserhärtung der KW60- und KW10-Stähle bei Temperaturen von 850 bis 900° bzw. 900 bis 950° C erfolgt, wird die Ölhärtung bei beiden Stählen bei gleichen Temperaturen vorgenommen, nämlich bei 950 bis 1000° C. Will man beim KW60-Stahl eine möglichst große Widerstandsfähigkeit gegen Korrosion erzielen, so ist eine Härtung, verbunden mit nachträglichem Schleifen und Polieren, unerlässlich. Soll der gehärtete Stahl eine gewisse Zähigkeit haben, so nimmt man eine Anlaßglühung vor, bei der die Temperatur je nach dem gewünschten Grad der Zähigkeit bis zu etwa 650° C beträgt. Eine Verminderung der Rostbeständigkeit tritt hierdurch nicht ein. Die KW-Stähle lassen sich ebenfalls autogen und elektrisch schweißen. Ein Löten ist sowohl mit Hart- als auch mit Weichlot möglich. Wenn auch die KW-Stähle durch das Löten im allgemeinen keine Verminderung der Korrosionswiderstandsfähigkeit erfahren, so kann doch bei dem gehärteten KW60-Stahl bei Anwendung einer Hartlötung (850 bis 950° C Schmelztemperatur) unter Umständen mit einem Weicherwerden des Stahles in unmittelbarer Nähe der Lötstelle und somit mit einem Rückgang des Korrosionswiderstandes gerechnet werden.

Die Festigkeitszahlen für den geglühten Zustand sind etwa folgende:

KW 60-Stahl	KW 10-Stahl
Streckgrenze . . . = 45 bis 60 kg/mm ² ,	Streckgrenze . . . = 30 bis 45 kg/mm ² ,
Bruchfestigkeit = 70 bis 80 kg/mm ² ,	Bruchfestigkeit = 55 bis 70 kg/mm ² ,
Dehnung (δ_{10}) . . . = 15 bis 12%.	Dehnung (δ_{10}) . . . = 20 bis 15%.

Durch Härten kann die Festigkeit beim KW 60-Stahl auf 170 bis 190 kg/mm² und beim KW 10-Stahl auf 90 bis 160 kg/mm² erhöht werden.

Die vorstehend beschriebenen Stahlsorten finden in den verschiedenen Industriezweigen mannigfache Anwendung. Neuerdings hat der nichtrostende Stahl auch als architektonisches Ausdrucksmittel Anklang gefunden. Als Beispiel mag die Herstellung von Türeinfassungen, Fensterrahmen usw. angeführt werden. In einer Reihe von deutschen Städten wird zu diesem Zweck nichtrostender Stahl in Form von dünn gewalzten Blechen auch zur Bekleidung von Fassaden und Ladenfronten verwendet. Die blanken Stahlbleche mit ihrem metallischen Glanz geben dem betreffenden Gebäude eine besondere architektonische Note. Schon von weitem hebt sich ein solches Gebäude von den anderen scharf ab. Die Wirkung dieses zuerst in Deutschland erprobten architektonischen Ausdrucksmittels haben auch bald die Amerikaner erkannt. So wurde an dem größten Hochhaus der Welt, dem Chrysler-Gebäude in New York, das 246 m hoch ist und 68 Stockwerke aufweist, eine große Menge nichtrostenden Stahls als äußeres und inneres architektonisches Ausdrucksmittel herangezogen.

Auch für den eigentlichen Stahlbau sind Stähle erwünscht, die gegen Korrosion besser geschützt sind als die gewöhnlichen bisher verwendeten Stähle. Die Verwendung von vollkommen rostfreien Stählen kommt für den in Rede stehenden Verwendungszweck des hohen Preises wegen kaum in Frage. Hierfür ist der vor einiger Zeit in den Handel gebrachte gekupferte Baustahl eher am Platze. Er ist nicht vollkommen rostlos; seine Lebensdauer ist aber immerhin bedeutend länger als die des gewöhnlichen Baustahls.

Der Einfluß eines Kupferzusatzes auf den Korrosionswiderstand war auch bisher nicht unbekannt, denn schon im Jahre 1822 erhielt Robert Vazie ein Patent auf einen solchen Stahl. Viele Jahre ruhten dann diese Forschungsarbeiten, bis im Jahre 1914 aus Amerika die Kunde von neuen Großversuchen mit gekupferten Stahl herüberkam. Dort waren es besonders die American Society for Testing Materials und viele Eisenbahn-Unternehmungen, die der rostbeständigeren Kupfer-Stahl-Legierung erhöhte Aufmerksamkeit schenkten. Die in Amerika an gekupferten Stahlblechen für Eisenbahnwagen gemachten Feststellungen lauten dahin, daß die Lebensdauer dieser Bleche bedeutend länger ist als bei Blechen ohne Kupferzusatz. Auch in Deutschland hatte man die Bedeutung des gekupferten Stahles recht bald erkannt. Es wurden große angelegte Forschungsarbeiten ausgeführt, von denen die Großversuche

von E. H. Schulz¹⁾, C. Carls²⁾ und K. Daeves³⁾ besonders hervorzuheben zu werden verdienen. Das Ergebnis ihrer Versuche gipfelt u. a. in der Feststellung, daß ein geringer Zusatz von Kupfer (0,2 bis 0,3%) die Witterungsbeständigkeit von weichem Stahl derart steigert, daß die Lebensdauer gekupferten Stahles mindestens 50% höher ist gegenüber ungekupferten Stahl. Bei dem Union-Baustahl, bei dem der Kupfergehalt 0,6 bis 0,8% beträgt, wird zur Erhöhung der Zähigkeit noch etwas Chrom (etwa 0,4%) hinzulegiert. Dieser Stahl zeichnet sich außer seiner größeren Rostbeständigkeit durch eine höhere Streckgrenze sowohl bei Raum- als auch bei erhöhter Temperatur, durch bessere Warmfestigkeitswerte, höhere Schwingungsfestigkeit und höhere Zähigkeit aus. Erwähnenswert ist ferner, daß der im S.-M.-Ofen erschmolzene Kupferstahl nur in sehr geringem Maße alterungsanfällig ist. Unter Altern wird bekanntlich ein Sprödwertwerden des Werkstoffes verstanden. Dieses tritt nach langer Lagerung ein, wenn der Werkstoff bei seiner Verarbeitung Kaltverformungen erlitten hat. Da bei vielen kaltverformten Werkstücken ein nachträgliches Ausglühen zwecks Beseitigung der Kaltdeformationswirkung nicht möglich ist, wird natürlich ein Werkstoff, der nicht zur Alterung neigt oder nur gering alterungsempfindlich ist, sehr willkommen sein.

Da den gering alterungsanfälligen Baustählen, ihrer großen Bedeutung wegen, immer größere Beachtung geschenkt wird, so mag auch an dieser Stelle kurz mitgeteilt werden, auf welche Weise ein Werkstoff auf Alterungsempfindlichkeit geprüft werden kann. Dies geschieht mit Hilfe der sogenannten Kerbschlagprobe, bei der es sich, wie der Name schon sagt, um eine Probe handelt, die mit einem Kerb in der Mitte versehen ist. Man benutzt sowohl Proben mit Scharf- als auch mit Rundkerb. Zur Ermittlung der sogenannten Kerbzähigkeit wird die gekerbte Probe in einer besonders für diesen Zweck gebauten Prüfeinrichtung (Pendelschlagwerk) so auf zwei Stützen gelegt, daß der Kerb sich genau in der Mitte der Stützstellen befindet und die nichtgekerbte Seite dem Pendelhammer, den man dagegenschlagen läßt, abgewendet ist. Die zum Zerschlagen der Probe benötigte Arbeit wird auf den Kerbquerschnitt (Bruchquerschnitt) bezogen und als Maß für die Kerbzähigkeit die von 1 cm² der Bruchquerschnittsfläche aufgenommene Fallenergie angenommen. Um festzustellen, in welchem Maße der vorliegende Werkstoff alterungsempfindlich ist, bringt man ihn, nachdem seine Kerbzähigkeit ermittelt worden ist, in den künstlichen Alterungszustand. Zu diesem Zweck wird ein größeres Probestück um etwa 10% kalt gereckt und danach bei einer Temperatur von 200 bis 250° C 1/2 Stunde lang angelassen. Aus diesem nun künstlich gealterten Probestück werden dann einige Kerbschlagproben herausgearbeitet und bei Raumtemperatur unter den sonst üblichen Bedingungen zerschlagen. Ist der Werkstoff gering alterungsempfindlich, so wird bei der Alterungsprüfung keine merkliche Abnahme der Kerbzähigkeit festzustellen sein. Im anderen Falle werden sich entsprechend geringere Kerbzähigkeitswerte ergeben. Aus den bei dieser Prüfung erhaltenen Ergebnissen kann dann leicht erkannt werden, wie groß die Anfälligkeit des betreffenden Werkstoffes gegen Alterung ist und ob er für den gedachten Verwendungszweck geeignet ist oder nicht.

Aus den Untersuchungen von Fry⁴⁾ geht nun hervor, daß es möglich ist, jeden Werkstoff vor Alterung zu schützen, und zwar nach dessen Angabe entweder dadurch, daß das Stahlbad eine besondere Behandlung erfährt oder daß das betreffende Werkstück vor seiner Verwendung einer besonderen Wärmebehandlung (Vergütung) unterzogen wird.

Der vorstehend zuletzt behandelte gekupferte Stahl hat die bemerkenswerte Eigenschaft, daß er beim Anlassen auf Temperaturen bis etwa 550° C an Härte zunimmt, wobei gleichzeitig die Werte der Streckgrenze und Bruchfestigkeit größer werden. Diesen durch Anlassen bedingten Härtungsvorgang bezeichnet man mit Anlaß- oder Ausscheidungshärtung. Bei Duraluminium kann bekanntlich die gleiche Beobachtung gemacht werden. In welchem Maße durch Anlassen des gekupferten Stahles eine Änderung der Festigkeitseigenschaften eintritt, lassen die von Nehl⁵⁾ ausgeführten Versuche erkennen. So konnte an Proben aus einem 20 mm dicken Blech festgestellt werden, daß auf 500 bis 550° C angelassene Proben eine um 28% höher liegende Bruchfestigkeit und eine um 45% höher liegende Streckgrenze ergaben als im normalen Walzzustand geprüfte Proben. Die Temperatur, welche die größte Anlaßhärtung bewirkt, liegt ungefähr zwischen 450 und 500° C. Bei darüberliegenden und ansteigenden Temperaturen wird die Anlaßwirkung stetig geringer und ist schließlich bei Temperaturen über 700° C nicht mehr zu erkennen. Die Anlaßwirkung hängt in starkem Maße von der Größe des Kupferzusatzes ab. Um eine merkliche Härtezunahme durch Anlassen zu erhalten, muß der Kupfergehalt mindestens 0,6% betragen.

E. Franke.

¹⁾ Über den Rostvorgang gekupferten Stahles. Arch. f. d. Eisenhüttenw., November 1929, Heft 5. Gruppe E, Nr. 90.

²⁾ Praktische Korrosionsforschung. St. u. E. 1928, Bd. 48, S. 1 u. 1393.

³⁾ St. u. E. 1926, Bd. 46, S. 609; 1928, Bd. 48, S. 1170.

⁴⁾ Krupp'sche Monatshefte 1926, S. 185 bis 196.

⁵⁾ St. u. E. 1930, Nr. 20.

INHALT: Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau. — Wirtschaftlichkeit des Stahlskelett-Wohnungsbaues. (Schluß.) — Schweißung im Stahlbau. — Verschiedenes: Nichtrostende und schwerrostende Stähle für den Stahlbau.