

# DER STAHLBAU

Verantwortliche Schriftleitung: Dr.-Ing. A. Hertwig, Geh. Regierungsrat, Professor an der Technischen Hochschule Berlin  
Berlin-Charlottenburg 2, Technische Hochschule. — Fernspr.: Steinplatz 9000

Beilage  
zur Zeitschrift

## DIE BAUTECHNIK

Fachschrift für das ge-  
samte Bauingenieurwesen

Preis des Jahrganges 10 R.-M. und Postgeld

2. Jahrgang

BERLIN, 9. August 1929

Heft 16

### Großbraunkohlenbunker für die Braunkohlen-Industrie Aktiengesellschaft Zukunft, Weisweiler.

Alle Rechte vorbehalten.

Von K. Klätte, Oberingenieur der Firma F. A. Neuman, Eschweiler.

Im Jahre 1926 beschloß die Biag (Braunkohlen-Industrie Aktiengesellschaft Zukunft) in Weisweiler teils aus fabrikatorischen, teils aus Sicherheitsgründen einen Großbraunkohlenbunker zu errichten. Zunächst wurde ein Projekt in Eisenbeton ausgearbeitet.

Infolge von Verhandlungen verschiedenster Natur verschob sich aber die Beschlußfassung und dadurch die Inangriffnahme des Bauwerks so weit in das Spätjahr hinein, daß Zweifel auftraten, ob der Bunker mit Rücksicht auf die vorgerückte Jahreszeit und das im Herbst und Winter zu erwartende schlechte bzw. Frostwetter in Eisenbeton in dem Jahre überhaupt noch gebaut bzw. ohne Unterbrechung fertiggestellt werden konnte.

Zu diesen Überlegungen wegen der zu wählenden Bauweise kam noch hinzu, daß das Bauwerk auf sehr schlechtem Baugrund errichtet werden mußte, der infolgedessen nur außerordentlich niedrig beansprucht werden durfte. Diese zwangsläufig gegebene niedrige Bodenbelastung würde bei Eisenbeton besonders große Fundamentabmessungen notwendig gemacht haben.

Wollte man den Bau nicht erheblich verzögern, so blieb aus diesen Gründen nur noch die Wahl, das Bauwerk in Stahl zu errichten. Diese Gründe wurden tatsächlich Ursache, daß von der Firma F. A. Neuman in Eschweiler ein Entwurf in reiner Stahlkonstruktion angefordert wurde und zwar mit dem Ergebnis, daß die Herstellung dieses bemerkenswerten Bauwerks kurz nach Einreichung des Angebots der genannten Firma nach ihrem Entwurf übertragen wurde.

Dieser Beschluß der Biag bedeutet zunächst absolute Unabhängigkeit von Wetter und Frost und weiterhin eine ganz außerordentliche Minder-

belastung des, wie gesagt, schlechten Baugrundes durch Eigengewicht, und zwar steht in diesem Falle das Eigengewicht der Stahlkonstruktion zu dem einer Eisenbetonkonstruktion im Verhältnis von rund 1:4,7. Ein Umstand, der einen der größten Vorzüge des Eisenbaus veranschaulicht, welcher jedoch bei der Wahl der Bauweise vielfach überhaupt nicht genügend berücksichtigt wird. Die sich daraus ergebenden Ersparnisse an Gründungskosten liegen auf der Hand.

Eine besondere Eigentümlichkeit bei der Bunkeranlage besteht darin, daß für den eigentlichen Bunkerraum nur Stahl zur Verwendung kam und die Verwendung von Beton bzw. Stein grundsätzlich vermieden worden ist.

Bei der Bunkeranlage war die besondere Bedingung gestellt, daß die Förderzüge — elektrische Lokomotiven mit 35-Tonnen-Wagen — unmittelbar auf bzw. in den Bunker fahren sollten, um dort mittels moderner Entleerungseinrichtungen ihren Inhalt in den Bunkerraum abzugeben.

Dadurch war das eine Abhängigkeitsverhältnis zwischen Höhe, Breite und Länge des Bunkerraumes gegeben. Das andere Abhängigkeitsverhältnis bestand darin, daß nach modernsten Grundsätzen der Abtransport der Kohle aus dem Bunkerraum automatisch erfolgen mußte, und zwar durch horizontal arbeitende Schaufelräder, die die Kohle auf kontinuierliche 1 m breite Transportbänder warfen, mittels derer die Kohle dann weiter befördert wurde. Diese Einrichtung wurde von der Maschinenfabrik Buckau geliefert.

Die Gesamtanlage besteht aus drei Teilen, und zwar:

1. einer Zufahrtsbrücke von der Rampe des Zufahrtgleises aus der Grube in den Bunker hinein,

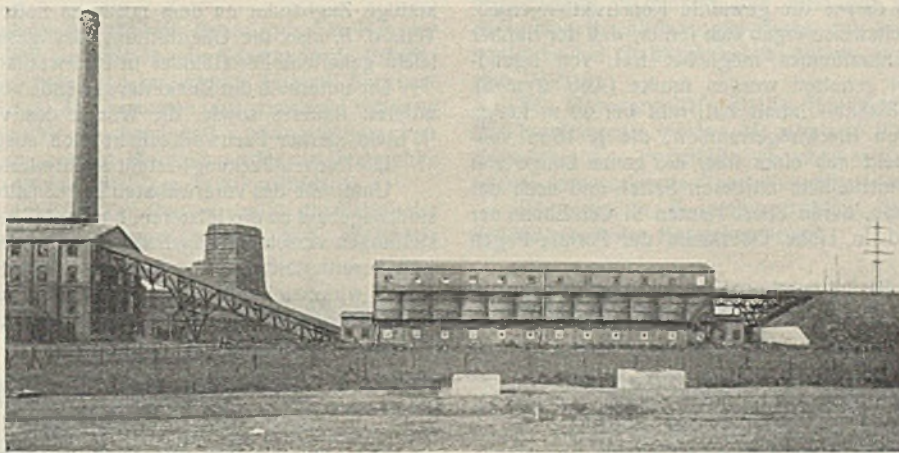


Abb. 1.

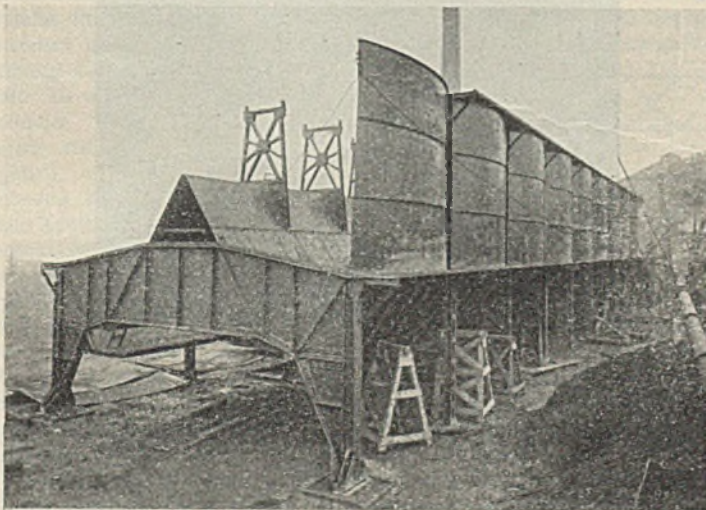


Abb. 2.

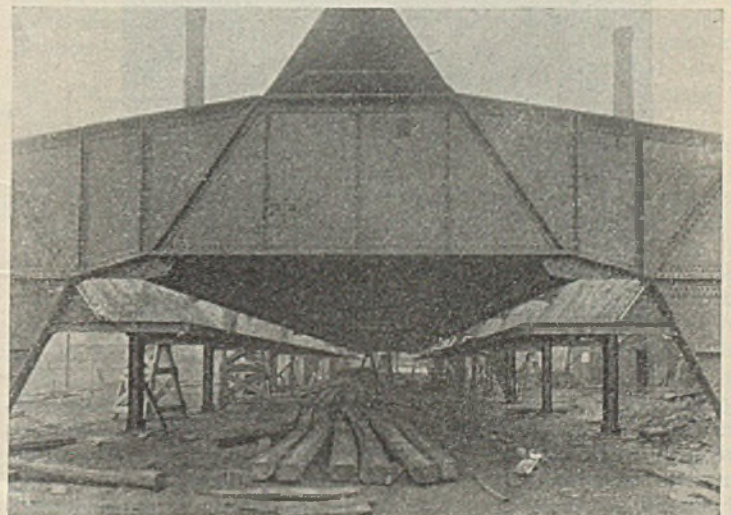


Abb. 3.

2. dem Bunker selber und
3. einer Schrägbrücke vom anderen Ende des Bunkers zur Separation (Abb. 1).

Die Zufahrtbrücke ist als Doppelkragbrücke in Stahlfachwerk ausgeführt und zwar derartig, daß das nach dem Bahnkörper hin auskragende Stück gleich lang demjenigen ist, welches an den Bunker anschließt. Die Brücke ruht auf einer ebenfalls fachwerkartig ausgebildeten Einzelstütze.

Die Brücke ist an den Bahndamm beweglich angeschlossen, so daß beim Aufsetzen der ersten Achsen des Transportzuges an der Bunkersseite ein negativer Auflagerdruck entsteht, der durch entsprechend starke Verankerung mit dem Bunker aufgenommen wird.

Diese Art der Zufahrtbrücke war zum Teil durch die Untergrundverhältnisse, andererseits aber auch aus der Überlegung heraus notwendig, daß die Inbetriebnahme außerordentlich beschleunigt und infolgedessen bei dem Bahndamm mit nachträglichen Senkungen bzw. Setzungen des angeschütteten Erdreiches gerechnet werden mußte. Demzufolge konnte ein festes Auflager an dem Ende des Bahndammes für die Brücke nicht geschaffen werden, so daß sich daraus die gewählte Konstruktion ergab.

Aus der vorgesehenen Arbeitsweise ergab sich ferner, daß der Bunker unterhalb des eigentlichen Bunkerraumes möglichst frei von irgendwelchen Zwischenkonstruktionen gehalten werden mußte (Abb. 2 u. 3).

Der Bunkerraum, welcher 3000 m<sup>3</sup> Inhalt hat, ruht bei 60 m Länge auf fünf portalartig ausgebildeten Blechträgerrahmen, die je 15 m voneinander entfernt sind. Er besteht aus einer über die ganze Länge von 60 m reichenden Doppeltasche mit einem mittleren Sattel und nach der Mitte zu geneigten Seitenschurren, deren obere Kanten in der Ebene der Außenwände des Bunkers und in Höhe Oberkante der Portale liegen (Abb. 4).

Der Sattel sowohl als auch die Seitenschurren sind infolgedessen 15 m weit gespannt und bestehen aus Blechwänden, die gleichzeitig als Blech-

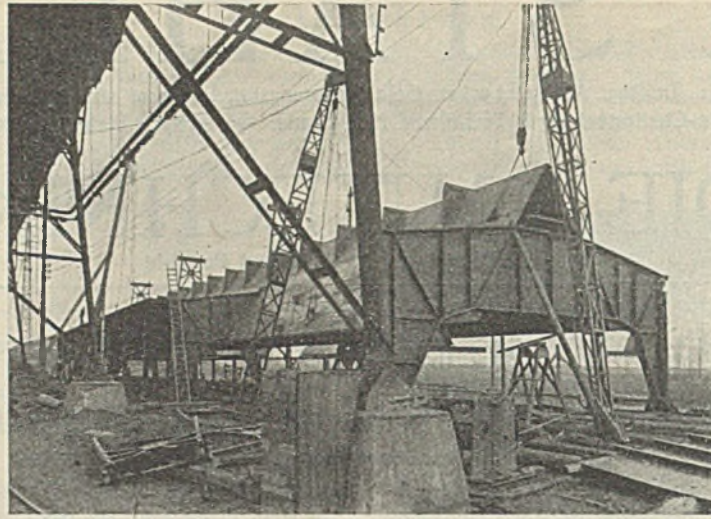


Abb. 4.

geordnete Blechträger, die nach außen vorkragen und so gleichzeitig zwei je in etwa  $\frac{1}{3}$  Höhe des Gesamtbauwerkes entlanglaufende Laufstege abgeben, vermittels deren ohne besondere Gerüsteinrichtungen eine bequeme Möglichkeit für spätere Instandsetzungs- und Anstricharbeiten gegeben ist. Die oberen Blechträger sind in 15 m Abstand jeweils durch kräftige Zugbänder an dem mittleren Sattelgerüst abgestützt. Der obere Teil, d. h. also die Überdachung des gesamten Bunkerraumes, ist durch leicht gehaltene Portalbinder in Fachwerkkonstruktion hergestellt (Abb. 6).

Die unterhalb der Bunkerlängswände vorgesehene Abschlußwand dieses unteren Raumes sowie die Wände des vorerwähnten Aufbaues sind in  $\frac{1}{3}$  Stein starker Fachwerkkonstruktion ausgeführt worden.

Die Dacheindeckung besteht aus armierten Remyschen Bimsbetonplatten. Unterhalb des vorerwähnten Bunkersattels bzw. der seitlichen Schurren sind, angebaut an die letzteren, horizontal liegende, mit entsprechenden Aussteifungen versehene Abgabebliche angeordnet, auf welche die Kohle selbsttätig herunterfällt und von denen sie vermittels der bereits erwähnten, horizontal wirkenden Schaufelräder auf die unter den vorhandenen beiden Schlitzen angeordneten Transportbänder abgegeben wird (Abb. 2, 3 u. 5).

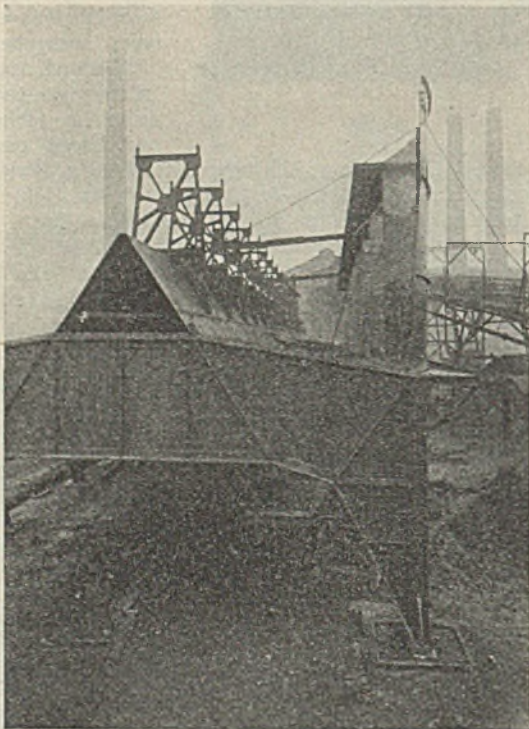


Abb. 5.

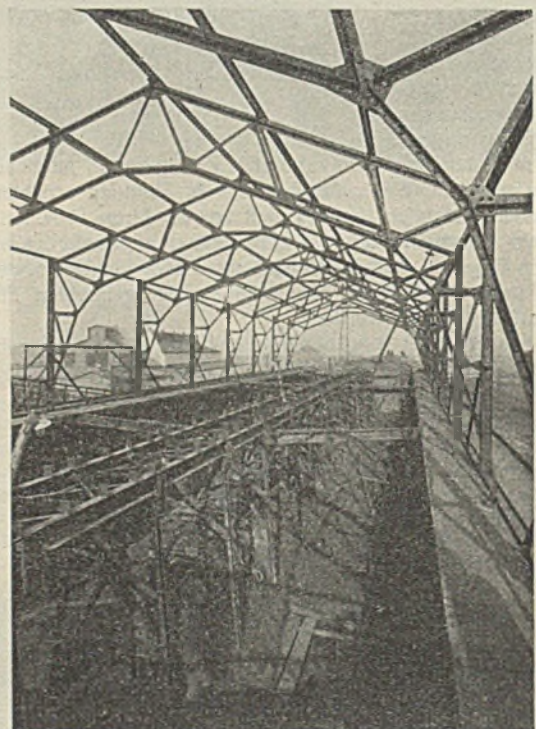


Abb. 6.

träger ausgebildet sind, d. h. mit entsprechenden Längs- und Querversteifungen versehen sind. Der mittlere Sattel trägt außerdem durch entsprechend ausgebildete aufgebaute Stützen gleichzeitig die Fahrbahn für den über den Bunker einzufahrenden Förderzug (Abb. 5).

Eine besondere Frage stellte die Ausbildung der seitlichen Bunkerlängswände dar. Es war zu überlegen, ob hierbei evtl. eine Gemischt-

Diese Transportbänder fördern die Kohle horizontal nach dem dem Zufahrtstamm entgegengesetzten Ende des Bunkers und geben sie dort auf ein etwas tiefer liegendes Transportband ab, welches schräg nach oben zur Separation führt. Diese Schrägbänder werden von dem dritten Teil der Gesamtanlage, der Schrägbrücke, getragen, welcher ebenfalls als einfacher Kragträger in Fachwerkkonstruktion so durchgebildet wurde,

konstruktion angewandt werden sollte, d. h. also ein Trägergerippe mit dazwischen hergestellter Beton- oder Steinausfüllung, oder ebene Blechwände mit entsprechenden Trägersaussteifungen.

Die bei beiden Lösungen vorhandenen Schwierigkeiten sind von der ausführenden Firma bereits im Entwurf umgangen worden, und zwar derart, daß die Längswände in einzelne Tonnengewölbe aufgelöst wurden, so daß jede Tonne eine Spannweite von 5 m in horizontaler Richtung aufweist (Abb. 5).

Die durch diese Tonnengewölbe hervorgerufenen Horizontalkräfte sind aufgenommen in je 5 m Entfernung durch einen entsprechend stark ausgebildeten senkrechten Pfosten und die Horizontalschübe am unteren und oberen Rande der Tonnengewölbe durch horizontal angeordnete Blechträger, die nach außen vorkragen und so gleichzeitig zwei

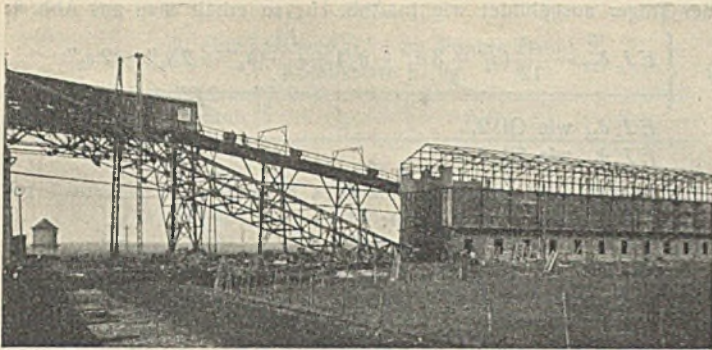


Abb. 7.



Abb. 8.



Abb. 9.

daß das hochliegende Ende ohne jede Verbindung mit dem massiven Bau der Separation bleibt. Infolgedessen können irgendwelche Senkungen im Gelände keinen Einfluß auf die Sicherheit der Schrägbrücke in senkrechter Richtung ausüben. Auch die in der Separation auftretenden horizontalen Schwankungen können die Schrägbrücke nicht beeinflussen.

Die etwa in  $\frac{2}{3}$  der Spannweite angeordnete Stütze ist in ähnlicher Weise wie bei der Zufahrtbrücke mit Streben nach den beiden Brückenarmen hin versehen und im Zusammenhang mit den seitlichen Parallelträgern der Schrägbrücke statisch als Ganzes behandelt worden.

Die Schrägbrücke hat 6,50 m Breite und 50 m Länge, ihr überkragerender Arm eine solche von 14,6 m. Sie ist zu ebener Erde zusammengebaut und als Ganzes hochgezogen worden, die Portalstütze dann erst untergebaut (Abb. 7).

Der Boden dieser Schrägbrücke besteht aus Beton zwischen Kappenträgern, auf denen gleichzeitig die Gestelle für die Schrägtransportbänder angeschlossen sind. Die Seitenwände sind im unteren Teil mit hochkant gestellten Ziegeln von besonderen Abmessungen ausgemauert, während im oberen Teil ein durchlaufendes Glasband mit Lüftungsfügeln vorgesehen ist. — Die Dacheindeckung besteht ebenfalls wieder aus Remyschen armierten Bimsbetonplatten auf leichter Stahlkonstruktion (Abb. 1).

Die fünf tragenden Portalträger für den Bunker sind in der Fabrik der Firma F. A. Neuman vollständig zusammengenietet und vermittels

zweier Radsätze als Ganzes zur Baustelle befördert worden (Abb. 8). Es lag darin die besondere Sicherheit, daß die gesamte Nietarbeit für diese Portale restlos Werkstättarbeit darstellt und so die denkbar größte Sicherheit für einwandfreie Ausführung gewährleistet wurde, abgesehen von der Zeitersparnis auf der Baustelle. Der Transport ist denn auch als etwas nicht Alltägliches an verschiedenen Stellen des Weges im Film festgehalten worden.

Einige Zahlenwerte dürften von besonderem Interesse sein. Der maximale Auflagerdruck für jeden Portalfuß beträgt 256 000 kg und die ebenfalls an jedem Portalfuß nach außen wirkende Horizontalkraft 86 000 kg.

Besonders hervorzuheben ist noch, daß die Gelenk-Auflagerung der Portale vollständig in Stahlkonstruktion hergestellt worden ist, so daß irgendwelche Bedenken, die man vor allen Dingen auch wegen der dauernden Erschütterungen durch den ein- und ausfahrenden Förderzug, vielleicht bei Stahlguß haben könnte, vollständig ausgeschaltet worden sind (Abb. 9).

Die Gründungstiefe für die Fundamente war 1,30 m unter Erdgleiche. Die Fundamente wurden als armierte Platten mit einem Sockel für die Aufnahme der Portalfüße versehen und zwischen der Platte und dem Sockel entsprechende Aussteifungsrippen angeordnet.

Die gesamte Bunkerkonstruktion hat bisher tadellos zur vollsten Zufriedenheit der Biag gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

### Zur Berechnung von Rhombenträgern.

Von Dr.-Ing. P. Christiani, Privatdozent an der Technischen Hochschule Aachen.

Bei der statischen Berechnung von Rhombentragwerken wird heute in der Praxis noch immer so vorgegangen, daß man die Voraussetzung macht, in den Knotenpunkten seien die Stäbe gelenkig miteinander verbunden. Diese Betrachtungsweise kann jedoch nicht zu richtigen Ergebnissen führen, weil Gelenkknoten die Entstehung einer starkzackigen Biegelinie erlauben würden, während sie durch die steife Knotenverbindung verhindert wird<sup>1)</sup>. Bei Dreieckfachwerken führt die Annahme gelenkiger

symmetrische Belastungsfälle würde man immer noch mit 36 Unbekannten zu arbeiten haben, weshalb dieses Vorgehen für die Praxis als undurchführbar bezeichnet werden muß.

Da die Steifigkeit der Füllungsstäbe gegenüber den Gurtungen sehr gering ist, kann man folgern, daß eine Vernachlässigung des steifen Anschlusses der Füllungslieder die Ergebnisse nicht wesentlich beeinflussen kann. Diese Vermutung wird durch Vergleichsrechnungen bestätigt, die



Abb. 1.



Abb. 2.



Abb. 3.

Knoten nur deshalb zu brauchbaren Ergebnissen, weil auch ein Fachwerk, dessen Knoten tatsächlich vollständige Gelenke sind, eine stetig verlaufende Biegelinie bildet, die mit der Biegelinie des steifknotigen Systems im wesentlichen übereinstimmt. Beim Rhombenträger dagegen entstehen infolge des erforderlichen Widerstandes gegen die zackige Verformung wesentlich andere Stabkräfte als die, die sich bei Berechnung eines Rhombenfachwerks mit gelenkigen Knoten ergeben. Daher darf bei Berechnung solcher Tragwerke die steife Knotenverbindung nicht unberücksichtigt gelassen werden. Man müßte, um streng richtige Ergebnisse zu erhalten, den Träger als Rahmentragwerk untersuchen. Dies würde jedoch dazu führen, daß man schon das verhältnismäßig kleine Tragwerk nach Abb. 1 als 72fach statisch unbestimmtes System rechnen müßte<sup>2)</sup>. Auch bei Zerlegung der Belastung in symmetrische und anti-

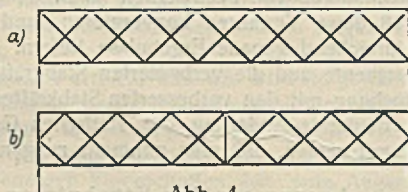


Abb. 4.

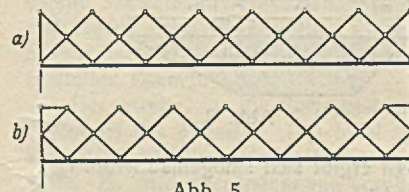


Abb. 5.

an dem in Abb. 1 dargestellten System vorgenommen wurden. Die Anzahl der Unbekannten wurde, wie sich aus Abb. 2 leicht ersehen läßt, von 72 auf 14 ermäßigt. Bei zweckmäßiger Wahl der statisch unbestimmten Größen gelingt es hierbei, die Elastizitätsgleichungen als abwechselnd 11- und 13gliedrige Gleichungen aufzustellen. Jedoch muß auch dieses Verfahren als für die Praxis zu zeitraubend bezeichnet werden.

Eine weitere Vereinfachung ist möglich. Wenn nur eine der beiden Gurtungen steifknotig ausgebildet ist (Abb. 3), so ist eine zackige Verformung des ganzen Trägers, wenn auch nicht gänzlich verhindert, so aber doch sehr stark gemindert. Der Ausgleich der Zacken der Biegelinie wird natürlich nicht so groß sein wie bei Steifheit beider Gurtungen oder gar sämtlicher Anschlüsse, jedoch genügt er, um Ergebnisse zu zeitigen, die eine für die Praxis ausreichende Genauigkeit haben. Bei einer Berechnung unter Zugrundelegung der Abb. 3 erhält man zwar außer den Stabkräften die Stabmomente und damit die Nebenspannungen nur für die als steif angenommene Gurtung; jedoch will man in der Praxis in den meisten Fällen gar nicht die Nebenspannungen ermitteln, sondern man begnügt sich mit der Kenntnis der Stabkräfte, um die Querschnitte bemessen zu können. Bezüglich der

<sup>1)</sup> Der Nachweis der Unzulässigkeit einer derartigen Betrachtungsweise wird geführt in: Christiani, Beitrag zur Theorie mehrteiliger Fachwerke, Diss., Aachen 1926.

<sup>2)</sup> Eine derartige strenge Untersuchung ist durchgeführt in: Christiani, Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk, Berlin 1929, Verlag J. Springer.



Tafel 1.  
Je eine Last von 0,5 t im Punkte 2 und  $\bar{2}$ .  
Stabkräfte in kg.

	Stab	$S_0$	$N^1)$	$S$	
Unter- gurt	$a_1$	0	+ 4	0	
	$a_2$	+ 500	+ 399	+ 437	
	$a_3$	+ 500	+ 648	+ 617	
	$a_4$	+ 1000	+ 773	+ 828	
Ober- gurt	$b_1$	0	- 7	0	
	$b_2$	- 500	- 566	- 555	
	$b_3$	- 1000	- 833	- 874	
	$b_4$	- 500	- 709	- 678	
Schrägstäbe	fallend	$f_1$	+ 354	+ 322	+ 391
		$f_2$	+ 354	+ 458	+ 391
		$f_3$	+ 354	+ 140	+ 225
		$f_4$	- 354	- 45	- 138
	steigend	$s_1$	- 354	- 353	- 391
		$s_2$	- 354	- 227	- 225
		$s_3$	+ 354	+ 124	+ 138
		$s_4$	- 354	- 45	- 73
	$t_u$	- 500	- 517	- 555	
	$t_o$	0	- 28	0	
	$z$	+ 500	+ 13	+ 104	

Tafel 2.  
Eine Last von 1,0 t im Punkte 2.  
Stabkräfte in kg.

	Stab	$S_0$	$N^1)$	$S$	
Unter- gurt	$a_1$	0	+ 19	0	
	$a_2$	+ 786	+ 592	+ 661	
	$a_3$	+ 571	+ 869	+ 797	
	$a_4$	+ 1357	+ 926	+ 1061	
Ober- gurt	$b_1$	0	+ 7	0	
	$b_2$	- 786	- 920	- 897	
	$b_3$	- 1571	- 1248	- 1322	
	$b_4$	- 357	- 764	- 695	
Schrägstäbe	fallend	$f_1$	+ 556	+ 493	+ 632
		$f_2$	+ 556	+ 767	+ 632
		$f_3$	+ 556	+ 132	+ 300
		$f_4$	- 859	- 264	- 442
	steigend	$s_1$	- 556	- 573	- 632
		$s_2$	- 556	- 310	- 300
		$s_3$	+ 859	+ 409	+ 442
		$s_4$	- 556	+ 30	0
	$t_u$	- 786	- 820	- 897	
	$t_o$	0	- 52	0	
	$z$	+ 500	+ 13	+ 104	

bzw. drei Unbekannte vorhanden, so daß die Rechnung nicht zeitraubender ist als auch bei anderen statisch unbestimmten Tragwerken. In den

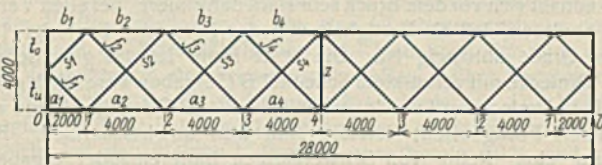


Abb. 11.

1) Für die Schrägstäbe ergeben sich bei strenger Untersuchung zwei verschiedene Stabkräfte für die beiden Stabteile oberhalb und unterhalb des Kreuzungspunktes. Die Unterschiede beider Werte sind jedoch gering. Hier wurde daher nur der Mittelwert angegeben.

Tafeln 1 und 2 sind die Stabkräfte  $S_0$  (Ergebnisse der genauen Durchrechnung als Gelenkfachwerk), die Stabkräfte  $N$  (Ergebnisse der genauen Durchrechnung als 72fach statisch unbestimmtes Rahmentragwerk) und die Stabkräfte  $S$  (mit dem hier geschilderten Rechnungsgang gefunden) gegenübergestellt<sup>2)</sup>.

Die in den Tafeln enthaltenen Zahlenwerte machen auf zwei wichtige Tatsachen aufmerksam. Man erkennt, daß man mit den üblichen Berechnungsverfahren schon deshalb nicht arbeiten darf, weil zahlreiche Stäbe danach zu günstig bemessen werden (z. B. Tafel II Obergurtstab  $b_4$ ). Außerdem aber erkennt man, daß durch das geschilderte verhältnismäßig einfache Näherungsverfahren schon recht brauchbare Ergebnisse erzielt werden können.

2) Die Werte  $N$  wurden entnommen aus Christiani: Strenge Untersuchungen am Rhombenfachwerk. Berlin 1929. Verlag Julius Springer.

## Sicherheit und Kontrolle von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen.

Alle Rechte vorbehalten.

Eindrücke von einer Studienreise nach Belgien.

Von Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaurat bei der Baupolizei, Berlin.

Man muß noch immer ins Ausland reisen, wenn man Ausführungen größeren Umfangs von geschweißten Stahlkonstruktionen sehen will. Deutschland befindet sich auf diesem Gebiet im Rückstand. Diese Beobachtung drängt sich zunächst auf, wenn man nach Belgien kommt und sieht, bis zu welchem Grade der Vervollkommnung dieses Verfahren dort schon gediehen ist. Auf Schritt und Tritt begegnet man Stahlbauten wie Hallenbauten, Leitungsmasten, Antennentürmen u. a., die nicht mehr, wie bisher üblich, genietet, sondern mittels des elektrischen Lichtbogens geschweißt sind. Man hat den Eindruck, daß man hier bereits aus dem Versuchsstadium heraus ist und daß man dem neuen Verfahren großes Vertrauen hinsichtlich seiner Sicherheit schenkt. Gleichzeitig ist die weite Verbreitung seiner Anwendung ein Beweis für seine wirtschaftlichen Vorteile. Den Verfasser interessierte natürlich vor allem die Sicherheit, und über diese sowie über einige Kontrollmöglichkeiten soll im folgenden hauptsächlich gesprochen werden.

Zunächst: Wie wird die Sicherheit erreicht und wie wird sie gewährleistet? Hier spielen zwei Hauptfaktoren eine maßgebende Rolle, einmal die Ausführung der Schweißung selbst und dann das verwendete Material.

Eine gute Schweißung erfordert vom Ausführenden außer einigen persönlichen, unumgänglich notwendigen Eigenschaften, wie gute Augen, sichere Hand und ein gewisses Maß von Intelligenz, bestimmte Kenntnisse und Handfertigkeiten, die in einem besonderen Lehrgang erworben werden müssen. Der Schweißer muß zunächst von sich aus die Überzeugung haben, daß seine Schweißung die nötige Sicherheit bietet. Weiter muß die Werkstatt, die die Ausführung von Schweißungen übernommen hat, einen Stamm solcher handwerklich ausgebildeter Schweißer besitzen, der die Gewähr bietet, daß nur einwandfreie Arbeit geliefert wird. Je weiter hier die Spezialisierung getrieben wird, desto besser. Insbesondere sind die Gasschmelzschweißer von den Lichtbogenschweißern scharf zu trennen. Ein guter Gasschmelzschweißer ist bei weitem noch nicht in der Lage, eine gute Lichtbogenschweißung auszuführen und

umgekehrt. Aber auch bei der Lichtbogenschweißung selbst sind noch weitere Arbeitsteilungen möglich, je nach dem zu schweißenden Material und den verwendeten Elektroden. Die Ausbildung der Schweißer geschieht gegenwärtig in besonderen Lehrwerkstätten, in Berlin bei den Lehr- und Versuchswerkstätten für Schweißtechnik des Verbandes für autogene Metallbearbeitung. Außerdem haben die meisten Hochschulen eigene Schweißlaboratorien eingerichtet, die zunächst für die Studierenden gedacht sind, in denen aber auch für außerhalb der Hochschule stehende Berufsgruppen Lehrkurse abgehalten werden. Auch die Reichsbahn hat ihre besondere Schweißlehrwerkstatt. In Belgien besitzt die Elektrodenfabrik La Soudure Électrique Autogène, Brüssel, und in Aachen die Arcos-Gesellschaft für Schweißtechnik eigene Schweißlehrwerkstätten. Später, wenn die Stahlkonstruktionsfirmen erst eigene Schweißwerkstätten eingerichtet und sich einen Stamm fertiger Schweißmeister herangebildet haben, werden sie auch dort Lehrlinge einstellen können.

Der zweite, für die Sicherheit einer Schweißverbindung maßgebende Faktor ist das Material. Das Ideal wäre erreicht, wenn das aufgebrauchte Schweißmetall die gleichen Eigenschaften hätte wie die zu verbindenden Teile. Es wird aber jedem von vornherein einleuchten, daß beim Schweißvorgang selbst, bei der hohen dabei auftretenden Temperatur (etwa 3000°), irgendwelche physikalischen bzw. metallurgischen Veränderungen unvermeidlich sind, die auf die Elastizitäts- und Festigkeitseigenschaften des Stahles irgendwie von Einfluß sind. So hat man gefunden, daß sich mit gewöhnlichen blanken Elektroden aus handelsüblichem Baustahl Schweißungen von unter Umständen zwar sehr hoher Festigkeit, aber außerordentlich geringer Dehnung ergeben. Ein sehr hartes, aber auch sehr sprödes Material wird dabei abgelagert. Derartige Verbindungen können aber für Stahlkonstruktionen nicht in Frage kommen. Die Ursache der Verhärtung des Schweißmaterials sieht man in dem Zutritt des Luftsauerstoffs zu dem geschmolzenen Stahl. Die Tatsache, daß blanken Elektroden beim Verschweißen keine

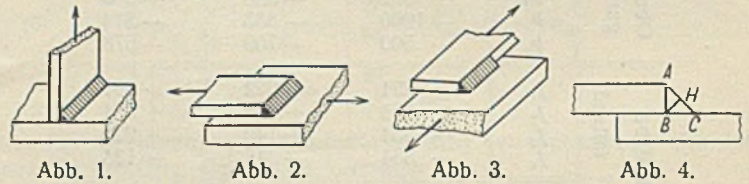
Schlacke absetzen, hat man vielfach als Vorteil angesehen. Gewiß ist die Schlacke eine nicht angenehme Beigabe, aber sie hat andererseits den großen Vorzug, daß sie den Zutritt des Sauerstoffs zum schmelzflüssigen Stahl verhindert. Man verbessert also die Schweißung, wenn man den Elektroden schlackebildende Bestandteile zusetzt. Die Gefahr, daß die Schweißverbindung nach dem Erkalten Schlackeneinschlüsse aufweist, ist nur bei ungenügender Aufmerksamkeit des Schweißers gegeben. Bei jeder normal ausgeführten Schweißung bleibt die Schlacke an der Oberfläche und kann, wenn erforderlich, nach dem Erkalten leicht abgeklöpft werden. Neuere Versuche der Arcos-Gesellschaft haben aber ergeben, daß dieses Abklöpfen beim Auftragen mehrerer Schweißraupen übereinander nicht einmal nötig ist, da beim Auftragen der neuen Raupe die Schlacke der darunterliegenden wieder zum Fließen gebracht werden kann, so daß auch sie wieder an der Oberfläche der neuen Schweißung erscheint. Nun entsteht reichliche Schlackenbildung nur bei den sogenannten „umhüllten“ Elektroden. Bei diesen bildet sich außerdem um den Lichtbogen eine Gashülle, die schon hier den Zutritt schädlicher Gase, also vor allem des Sauerstoffs verhindert. Die „umhüllte“ Elektrode dürfte also vor allem für die Verbindungsschweißung von Stahlkonstruktionen in Betracht kommen, trotz des höheren Preises gegenüber der blanken Elektrode.

Die belgische Firma La Soudure Électrique Autogène in Brüssel, die der Verfasser besucht hat, ist jedenfalls auf Grund langjähriger praktischer Erfahrungen und Versuche, die in Gemeinschaft mit dem unter Leitung von Professor Dustin stehenden Festigkeitslaboratorium der Polytechnischen Schule der Universität Brüssel durchgeführt wurden, zu dem Ergebnis gekommen, daß für Verbindungsschweißungen hochbeanspruchter Stahlkonstruktionen nur die umhüllte Elektrode geeignet ist. Hierzu kommt, daß die Handhabung der umhüllten gegenüber derjenigen der blanken Elektrode erheblich leichter ist, so daß mit ihr schon von Schweißern durchschnittlicher Qualität normale, durchaus brauchbare Schweißverbindungen hergestellt werden können. Dies ist ein Moment, das zur allgemeinen Sicherheit der Schweißverbindungen überhaupt sehr wesentlich beiträgt. Man wird sich erinnern, daß man früher auch den auf Baustellen von Hand geschlagenen Nieten keine so große Festigkeit vertraute wie den in der Werkstatt hergestellten. Erst die neueren Verfahren der Maschinennietung mit Druckluft haben das Vertrauen wieder hergestellt, so daß man heute keinen Unterschied mehr zwischen Werkstätten- und Baustellennieten macht. Dieses Ziel muß bei den Schweißverbindungen ebenfalls erreicht werden. Man darf in Zukunft nicht mehr von der besonderen Qualität des Schweißers abhängig sein. Jeder, der eine gewisse Lehrzeit mit Erfolg durchgemacht hat, muß imstande sein, die Bedingungen zu erfüllen, die an eine normale Schweißung gestellt werden. Die Firma La Soudure Électrique Aut. und die nach gleichen Grundsätzen arbeitende Arcos-Gesellschaft in Aachen glaubt dieses Ziel mit ihren Elektroden erreicht zu haben. Als Beweis können die zahlreichen mit diesen Elektroden ausgeführten Konstruktionen dienen, bei denen sich irgendein nachteiliges Verhalten der Schweißverbindungen bisher nicht gezeigt hat.

Unterstützt werden diese Bestrebungen durch die zahlreichen Versuche von Professor Dustin. In seinem Bericht über „die Verbindung von Profilleisen durch Schweißung“, den Professor Dustin zu Anfang des Jahres 1929 in Brüssel bei der Belgischen Gesellschaft für Materialuntersuchung und Prüfung erstattete, stellt er ausdrücklich fest, daß die Versuche mit blanken Elektroden mit den Jahren 1924/25 als abgeschlossen gelten können, und daß dieses Verfahren durch die Schweißung mit umhüllten Elektroden als überholt angesehen werden kann. Demzufolge stellt er seine Versuche bereits in den Jahren 1925/26 nur noch mit diesen umhüllten Elektroden an. In dieser Zeit hat er mehr als 300 Zerreißversuche ausgeführt und annähernd 200 Dünnschliffe angefertigt und ist ungefähr zu folgenden Schlüssen gekommen: Vor allem haben die Versuche die überragende Bedeutung der Wahl einer guten Elektrode gezeigt. Das Material einer guten Elektrode von geeigneter Qualität verhält sich bei den Versuchen wie ein guter Flußstahl. Die Ergebnisse zeichnen sich durch große Regelmäßigkeit aus. Daraus folgt, daß man die Abmessungen der Schweißverbindungen mit ausreichender Sicherheit berechnen kann. Durch die Schweißung wird das geschmolzene Metall selbst nicht verändert, wenigstens was den Flußstahl betrifft. Ein Ausglühen der Schweißung hat keinen Zweck. Die bei dieser Versuchsreihe angestellten Ermüdungsversuche hatten kein befriedigendes Ergebnis, sie wurden daher im Jahre 1927 nach einem verbesserten Verfahren wiederholt. Die Ergebnisse waren wiederum sehr regelmäßig und lassen sich wie folgt zusammenfassen: Die mit guten umhüllten Elektroden ausgeführten Schweißungen haben eine Ermüdungsgrenze, die nicht sehr hoch, aber genügend scharf abgegrenzt ist. „Nicht sehr hoch“ soll heißen, daß sie etwa 10% niedriger war, als die Werte, die bei amerikanischen Versuchen mit guten Stahlsorten gefunden wurden. „Genügend scharf abgegrenzt“ soll heißen, daß eine Wechsellastspannung besteht, die nur um ein geringes, beispielsweise um 1 kg/mm<sup>2</sup> erniedrigt zu werden braucht, um eine praktisch unbegrenzte Widerstandsfähigkeit zu erhalten.

In den Jahren 1926/27 wurden Elemente von Schweißverbindungen untersucht. Alle Schweißverbindungen lassen sich auf zwei Elemente

zurückführen: 1. Stumpfschweißungen, 2. Kehlschweißungen, die in dem rechten Winkel angebracht werden, den die zu verbindenden Stücke miteinander bilden. Die Stumpfschweißungen können durch die Erfahrungen bei Kesselschweißungen als erledigt angesehen werden. Es ist ohne weiteres möglich, ihnen eine Festigkeit zu geben, welche der Festigkeit der zu vereinigenden Bleche gleichkommt. Es bleiben also nur die Kehlschweißungen zu untersuchen. Diese kann man wiederum zu zwei Unterelementen zusammenfassen: 1. Stirnnähte (Abb. 1 u. 2), 2. Flankennähte (Abb. 3). Mit diesen Nähten wurden mehr als 200 systematisch durchgeführte Versuche angestellt, wobei das Hauptaugenmerk auf die Beanspruchung, die Formänderung und den Bruch der Nähte gerichtet wurde. Die Kehlschweißungen haben



im allgemeinen eine Querschnittform, die sich dem Dreieck annähert (Abb. 4). Sowohl bei den Stirnnähten als auch bei den Flankennähten ist als Bruchquerschnitt ein Schnitt längs des Lotes  $BH$  anzusehen, mit dem Unterschied, daß dieser Querschnitt bei den Stirnnähten auf Zug, bei den Flankennähten dagegen auf Abscherung beansprucht wird, und daß die Spannung sich im ersten Falle gleichmäßig, im letzteren ungleichmäßig (von innen nach außen abnehmend) verteilt. Ein weiterer Unterschied zwischen beiden Elementen besteht darin, daß die Formänderungsarbeit bei der Stirnnaht sehr gering, bei der Flankennaht dagegen sehr bedeutend ist. Die Stirnnaht bricht fast ohne vorherige Formänderung, während die Flankennaht sich vor dem Bruch sehr stark deformiert. Bei allen Versuchen hat sich erwiesen, daß die Festigkeit von der Form des Dreiecks  $ABC$  in gewissem Grade abhängig ist. Die beste Form ist das gleichschenklige Dreieck. Dreiecke mit verkürztem Schenkel  $BC$  ergaben wesentlich geringere Festigkeiten, Dreiecke mit verlängertem Schenkel  $BC$  dagegen keine wesentlich höheren Festigkeiten; letztere sind also unwirtschaftlich. Bei der Ausführung einer Reihe von Schweißungen hintereinander ergaben sich sogen. „normale“ Profile, die hauptsächlich von der verwendeten Elektrode, bis zu einem gewissen Grade von der Blechstärke der Werkstücke und fast gar nicht vom Schweißer selbst abhängen. Diese „normalen“ Profile sind bei mittleren Blechstärken ein gleichschenkliges Dreieck mit ebener Hypotenuse, die bei den dünneren Blechen eine leicht konvexe und bei dickeren eine leicht konkave Form annimmt. Das Vorhandensein eines solchen „Normalprofils“ trägt wesentlich zur Erleichterung der Berechnung der Schweißverbindungen bei. Den Versuchen wurde ein und dieselbe Elektrode zugrunde gelegt, um für die einzelnen Elemente Vergleichsmöglichkeiten zu erhalten. Die Versuchsstücke hatten die in Abb. 5 u. 6 dargestellte Form. Durch ihre symmetrische Anordnung werden Biegungs-

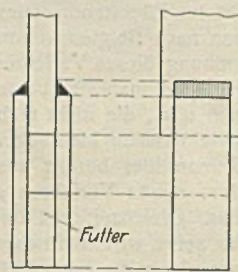


Abb. 5.

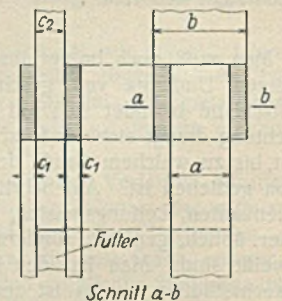


Abb. 6.

beanspruchungen vermieden. Die mehr als 200 Probestücke wurden von sechs Schweißern hergestellt, wobei Sorge getragen wurde, daß bei ein und derselben Serie verschiedene Arbeiter tätig waren, um den Einfluß des persönlichen Faktors festzustellen. Die Schweißnähte wurden auf genaue Länge gefräst, im Querschnitt jedoch unbearbeitet gelassen. Die Blechstärke variierte von 5 bis 15 mm. Die Versuche ergaben eine durchaus zufriedenstellende Regelmäßigkeit und das fast völlige Verschwinden des persönlichen Faktors. Für die Berechnung von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen ergaben sich folgende Regeln: 1. Das aufgetragene Schweißmetall soll aus Flußstahl von 38 bis 40 kg/mm<sup>2</sup> Bruchfestigkeit und 15 bis 20% Dehnung bestehen. 2. Das „natürliche“ oder „normale“ Profil der Naht soll entweder eine ebene oder leicht konvexe, niemals aber eine beliebig konkave Hypotenuse haben. 3. Sind die Bedingungen unter 1. und 2. erfüllt, so kann man mit Sicherheit darauf rechnen, daß eine Stirnnaht eine Bruchlast von 2,6 t/cm<sup>2</sup> bezogen auf den Flächeninhalt des unmittelbar mit der Schweißnaht in Berührung stehenden Teils des

Probestückes aufnimmt<sup>1)</sup>. Da der für die Probestücke verwendete Stahl eine Bruchfestigkeit von 40 kg/mm<sup>2</sup> hatte, so kann man auch sagen, daß die Festigkeit einer Stirnnaht ungefähr 65% oder  $\frac{2}{3}$  der Festigkeit des mit der Schweißnaht unmittelbar in Berührung stehenden Teiles des Probestückes beträgt. Unter den gleichen Bedingungen ergibt sich für die Flankennaht eine Bruchlast von 2 bis 1,6 t/cm<sup>2</sup><sup>2)</sup> oder 50 bis 40% der Festigkeit des mit der Naht unmittelbar in Berührung stehenden Teils des Probestückes. Hat man nur statische Belastungen aufzunehmen, so ist die Stirnnaht von Vorteil. Bei dynamischen Beanspruchungen ist die Flankennaht vorzuziehen.

Zur Bestätigung obiger Regeln wurden in der zweiten Hälfte des Jahres 1927 Versuche mit handelsüblichen Profilen angestellt. L-,  $\perp$ - und U-Profile von etwa 1 m Länge wurden paarweise auf starke Verbindungsbleche mittels Stirn- bzw. Flankennaht geschweißt. Bekanntlich treten bei allen Profilan schlüssen Nebenspannungen auf, die die Gesamtfestigkeit des Profils bezogen auf den vollen Querschnitt herabsetzen. Bei den Nietverbindungen ist es der Querschnittsverlust durch die Nietlöcher und die Nebenspannungen infolge Exzentrizität des Anschlusses. Man kann also von einem Wirkungsgrad des Anschlusses sprechen. Die Versuche haben ergeben, daß der Wirkungsgrad der Schweißverbindungen bei den  $\perp$ - und U-Profilen praktisch gleich 100%, bei den L-Profilen gleich 90% gesetzt werden kann. Bei der Schweißung der Nähte für die Profile ergab sich die Schwierigkeit, daß man für die Stärke der Naht nicht wie bei den Probestücken Abb. 1, 2 u. 3 durch die Blechstärke von vornherein einen Anhalt für die Stärke der auszuführenden Schweißnaht hat. Man muß also für jede Elektrodenart besonders durch Probieren feststellen, wieviel Lagen übereinander geschweißt werden müssen, damit der erforderliche Nahtquerschnitt entsteht. Bringt man ausschließlich Flankennähte an, so stimmt bei den L- und U-Profilen die berechnete mit der beobachteten Festigkeit gut überein. Weniger gut ist dies bei den  $\perp$ -Profilen der Fall. Augenscheinlich ist hier die Form des Profils selbst schuld, die eine Überbeanspruchung des innenliegenden Teils der Schweißnaht bewirkt. Man kann sich hier durch eine geringe Verlängerung der Schweißnaht helfen. Eine Kombination von Stirn- und Flankennaht ist verhältnismäßig schwächer. Die Verringerung der Tragfähigkeit ist bei den U-Profilen zwar noch immer unbedeutend, sie erreicht bei den kleinen L-Profilen aber bereits 10% und steigt auf 20% bei den  $\perp$ -Profilen. Die Ursache hierfür liegt in der Differenz der vorhin bereits erwähnten Formänderungsarbeit beider Verbindungen. Die Stirnnaht kann sich nicht in dem Maße ausdehnen wie die Flankennähte, infolgedessen tritt eine Entlastung der letzteren und eine Überlastung der ersteren ein. Die Stirnnaht bricht bereits, ehe die Flankennähte nennenswert beansprucht sind. Auch hier kann man sich durch Verlängerung der Flankennähte oder Verstärkung der Stirnnaht helfen. Versuche mit dynamischen Einwirkungen und wiederholten Belastungen hatten das Ergebnis, daß die nach den obigen Regeln für statische Belastungen bemessenen Schweißnähte hinsichtlich ihrer Festigkeit dem Werkstück selbst in fast allen Fällen überlegen waren. Druckstäbe sind so zu berechnen, als ob sie mit Gelenken abgeschlossen sind. Mit einer Einspannung kann ebenso wie bei den genieteten Knotenpunkten nicht gerechnet werden.

Gelegentlich des Besuches des Verfassers in Brüssel wurden im Festigkeitslaboratorium der dortigen Polytechnischen Schule eine Reihe von Versuchen angestellt: 1. Zerreißversuche mit Probestücken, nach dem

Schema der Abb. 6 ausgebildet, also lediglich mit Flankennähten. Diese Nähte waren so bemessen, daß der Bruch auf jeden Fall in ihnen stattfinden mußte. Die Ergebnisse sind

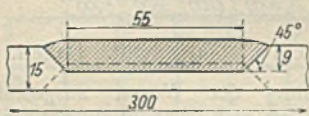


Abb. 7.



Abb. 8.

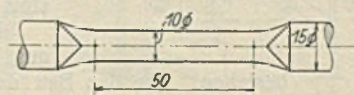


Abb. 9.

In Tafel 1 zusammengestellt. Sie zeigen eine gute Übereinstimmung der berechneten und beobachteten Werte und ferner, daß die Spannungen von der Länge der Schweißnaht so gut wie unabhängig sind, was auf eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen in der Längsrichtung der Schweißnaht schließen läßt. 2. Zugversuche mit Rundstäben aus Schweißmetall. Ergebnisse siehe Tafel 2. Die Herstellung dieser Rundstäbe ist aus Abb. 7 bis 9 ersichtlich. Ein Stück Kesselblech von 15 mm Stärke und den Abmessungen 300 · 60 mm aus Siemens-Martin-Stahl (38 bis 42 kg/mm<sup>2</sup>) wird auf einer Seite bis zu einer Tiefe von 9 mm nach Abb. 7 ausgefräst und

<sup>1)</sup> Gemeint sind die Flächen AB bzw. BC des Dreiecks in Abb. 4. Bezogen auf den Bruchquerschnitt BH, beträgt die Bruchlast 2,6 : 0,707 = 3,7 t/cm<sup>2</sup>.

<sup>2)</sup> Bzw. 2,7 bis 2,3 t/cm<sup>2</sup> bezogen auf Querschnitt BH (Scherbeanspruchung!).

die Höhlung mit Schweißmetall ausgefüllt. Hierauf wird das Stück umgedreht, auf der gleichen Länge wiederum auf 9 mm ausgefräst (Abb. 8) und mit Schweißmetall ausgefüllt. Schließlich wird das Stück in einer Länge von 50 mm entsprechend Abb. 9 auf 10 mm Durchm. abgedreht, wobei nach den stärkeren Enden zu allmähliche Übergänge hergestellt werden. Verlangt wird eine Dehnung von mindestens 16% und eine Bruchfestigkeit von mindestens 40 kg/mm<sup>2</sup>. Die Versuche haben, wie Tafel 2 zeigt, wesentlich günstigere Resultate ergeben, namentlich hinsichtlich der Dehnung. Sehr anschaulich zeigt sich die Überlegenheit der geschweißten Verbindung gegenüber einer Nietverbindung bei der 3. Versuchsreihe, bei der zwei nach gleichen statischen Grundsätzen berechnete Probestücke einem starken Stoß in der Fallmaschine ausgesetzt wurden. Der geschweißte Probestab brach erst beim zweiten Stoß (50-kg-Gewicht aus 3,20 m Höhe), und zwar nicht in der Schweißnaht, sondern im vollen Material. Der genietete Stab riß sofort beim ersten Stoß im Querschnitt der ersten Nietreihe. Weniger gute Resultate zeitigte die Kerbschlagprobe. Drei Versuchsstücke aus Schweißmetall ergaben im Mittel eine Kerbzähigkeit von etwa

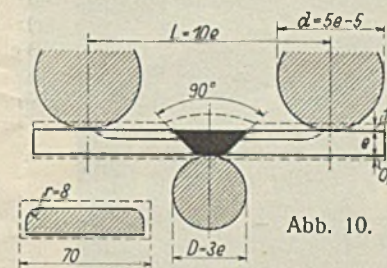


Abb. 10.

5 kg/cm<sup>2</sup>, während ein Vergleichsstück aus Flußstahl eine Kerbzähigkeit von 10 kg/cm<sup>2</sup> aufwies. Einwandfreie Ergebnisse hatten jedoch wiederum zwei Biegeproben. Die dazu verwendeten Versuchsstücke sind in Abb. 10 dargestellt. Die 10 mm starken Flachstäbe wurden über einen Dorn von 30 mm Durchmesser um 180° zusammengebogen und zeigten weder Bruchstellen noch Risse, nur nadelstichähnliche Löcher.

Wie kann man nun ausgeführte Schweißungen einwandfrei kontrollieren? Diese Frage interessiert die Aufsichtsbehörde natürlich in höchstem Maße. Abgesehen davon, daß man die Abmessungen der Nähte leicht mittels besonderer Blech- oder Schraubenlehren kontrollieren kann, liegen hier ähnliche Schwierigkeiten vor wie beim Eisenbeton. Hier wie dort spielt die Baustofffrage und seine Verarbeitung eine wesentliche Rolle. Man kann natürlich ähnlich wie man Betonproben entnimmt, auf der Baustelle auch durch den die Schweißungen ausführenden Arbeiter Probeschweißstücke herstellen lassen, die dann in einer amtlichen Materialprüfungsanstalt zerrissen werden. Auch einfache Biegeproben mit Stücken ähnlich wie Abb. 10, die sich sehr schnell herstellen und sofort an Ort und Stelle ausführen lassen, geben unter Umständen schon ein gutes Urteil über die ausgeführten Schweißungen. Die Firma La Soudure Et. Aut. empfiehlt in ihrem „Praktischen Lehrgang für Lichtbogenschweißung“ folgendes Verfahren: Zwei Flachstäbe von 5 bis 6 mm Stärke, 7 bis 8 cm Breite und 20 bis 25 cm Länge werden mittels einer V-Schweißung von 70° stumpf geschweißt (Abb. 10), der Schweißwulst wird abgefeilt, und zwar in der Längsrichtung des Stückes, um Querrillen zu vermeiden. Das Probestück wird dann weiter mit der Feile geglättet und die beim Versuch der Dehnung ausgesetzten Ränder werden gut abgerundet (Abb. 10). Nun spannt man das Stück vertikal in einen Schraubstock, und zwar so, daß die Mitte des Stückes sich noch etwa 10 mm oberhalb der Backenkante befindet. Man biegt dann das Flachblech mit Hilfe eines aufgesetzten Rohrstückes oder in ähnlicher Weise so, als wollte man den Winkel der V-förmigen Schweißung weiter aufbiegen. Das Probestück muß sich zu einer U-Form biegen lassen, ohne daß sich Risse in der Schweißung zeigen. Der innere Radius des U soll ungefähr 20 mm betragen. Es ist sorgfältig darauf zu achten, daß die geschweißte Stelle nach dem Biegen an der richtigen Stelle sitzt (Abb. 11). Biegeproben, die nach dem Biegen so aussehen wie Abb. 12 oder 13, sind vollkommen zwecklos. Selbstverständlich kann man eine schlechte Schweißung auch fast immer am Aussehen erkennen. Allerdings



Abb. 11.

Abb. 12.

Abb. 13.

kann man hier nicht wie beim Eisenbeton durch Anstemmen der fertigen Konstruktion die Güte des Materials feststellen. Eine Schweißverbindung kann nicht ohne wesentliche Beeinträchtigung ihrer Tragfähigkeit verletzt werden, während sich bei Eisenbetonkonstruktionen immer Stellen finden lassen, die wenig oder gar nicht beansprucht sind, und infolgedessen ohne weiteres angestemmt werden können. Wie man gute Schweißraupen von schlechten einfach durch den äußeren Anblick unterscheiden kann, ist ebenfalls in dem oben erwähnten „Lehrgang“ angegeben. Abb. 14 zeigt bei A eine gute Schweißung. Die Schweißung bei B ist ein Zeichen dafür, daß die Elektrode zu weit vom Werkstück abgehalten wurde und daß infolgedessen der Lichtbogen zu lang war. Eine derartige Schweißung hat keine nennenswerte Festigkeit. Schweißung C zeugt von einer unsicheren Hand, wobei Unterbrechungen des Lichtbogens vorkommen. Bei D zeigt sich die Wirkung eines zu

schwachen Stromes. Die Schweißung macht hier den Eindruck, als ob die Schweißtropfen auf dem Blech angeklebt sind. Das Gegenteil davon, ein zu starker Strom, ergibt Schweißraupen wie bei E. Sie sind dünn, ausgebreitet und ausgehöhlt. Wie aber kann man erkennen, ob eine äußerlich gut aussehende Schweißung auch wirklich alle Bedingungen

mittelbaren Kontrolle ausgeführter Schweißungen. Das bloße Abklopfen ist vielleicht noch unzuverlässiger als bei den Nietverbindungen, letzten Endes läßt sich die Güte der Verbindung hier wie dort nur durch Zerstörung der Konstruktion feststellen. Prof. Dustin ist zur Zeit mit der Ausarbeitung eines unmittelbaren Kontrollverfahrens beschäftigt. Sollte ein solches gefunden werden, so würde das Zutrauen zu den Schweißverbindungen jedenfalls erheblich wachsen.

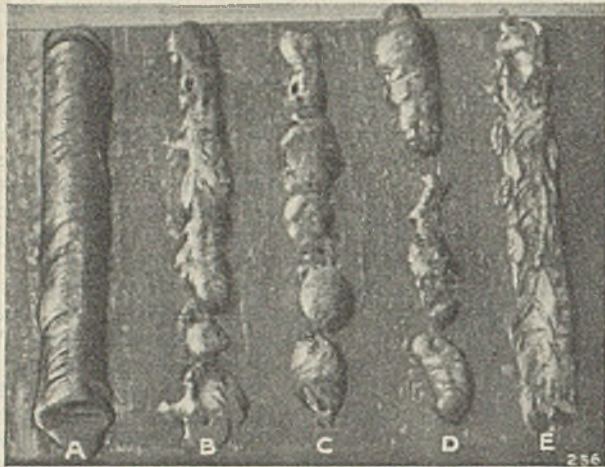


Abb. 14.

erfüllt? Man kann Schweißnähte mittels Röntgenstrahlen untersuchen und auf diese Weise Schlackeneinschlüsse, hohle Stellen und Risse sehr gut erkennen. Dieses Prüfungsverfahren eignet sich jedoch nicht für die Baustelle. Leider gibt es bisher noch kein einwandfreies Verfahren zur un-

Tafel 1. Zugversuche mit Flankennähten.

Nr.	Abmessungen in mm (s. Abb. 6)			Bruchlast		Bemerkungen
	a · c <sub>1</sub>	b · c <sub>2</sub>	d	ges. t	in t je lfd. cm berechnet beobachtet	
1	50 · 5	60 · 10	30	14	0,95 — 1	1,16
2	50 · 5	61 · 10	45	18,65		1,035
3	50 · 5	60 · 10	30	13,3		1,11
4	60 · 10,5	80 · 15	30	20,6	1,7 — 1,8	1,715
5	60 · 10	81 · 15	45	32,3		1,79
6	50 · 15	78,5 · 20	30	29,3	2,4 — 2,5	2,44
7	50 · 15	78,5 · 20	45	44,7		2,48

Tafel 2. Rundstab aus Schweißmetall.

Nr.	φ in mm	Meßlänge in mm	Elast.-Grenze		Bruchlast		Dehnung
			t	kg/mm <sup>2</sup>	t	kg/mm <sup>2</sup>	
3	10	50	2,95	37,6	3,36	43	26%
2	10	50	3,15(?)	?	3,31	42,3	30%
1	10	50	2,8	35,6	3,30	42,0	22%

### Autobus-Halle der Stadt Wiesbaden.

Nach Mitteilungen der M. A. N., Gustavsburg.

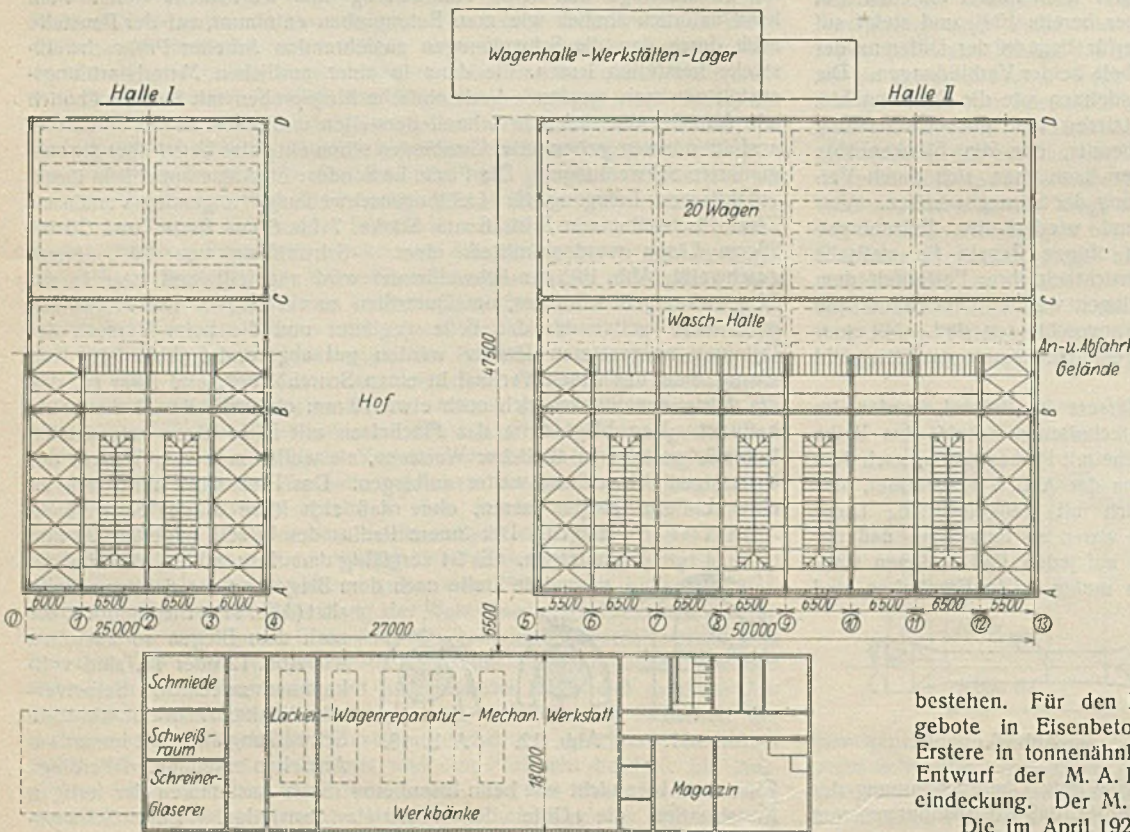


Abb. 1 a.

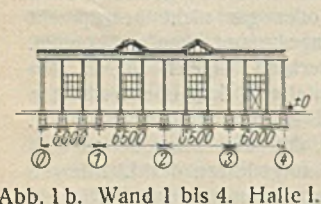


Abb. 1 b. Wand 1 bis 4. Halle I.

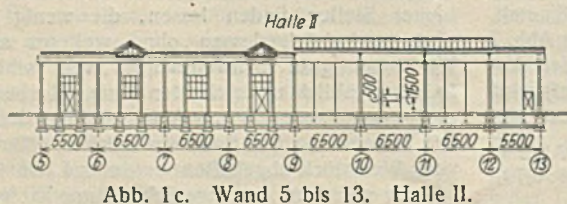


Abb. 1 c. Wand 5 bis 13. Halle II.  
(Links Ansicht, rechts Schnitt.)

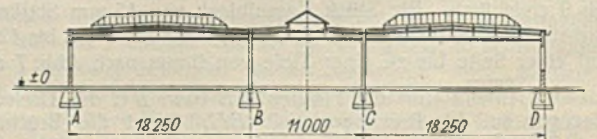


Abb. 1 e. Längenschnitt. Halle I.

Abb. 1 a bis e. Gesamtgrundriß und Schnitte.

An Stelle der Übernahme der elektrischen Straßenbahnen in städtische Verwaltung entschloß sich Wiesbaden nach sorgfältigen Erwägungen, den Verkehr, hauptsächlich in der inneren Badestadt, durch Auto-Omnibusse zu vermitteln.

Es wurde beschlossen, einen entsprechenden Wagenpark und die für einen derartigen Betrieb nötigen Anlagen zu schaffen. Ein Auto-Bahnhof mußte vor allem den Autos Einstellmöglichkeit geben, schnellen und reibungslosen Wagenverkehr sichern und mit Einrichtungen zur Reinigung und



Abb. 1 d. Querschnitt. Halle I.

Überholung der Wagen ausgestattet werden, um somit den ganzen Fuhrpark stets betriebsfertig erhalten zu können. Die Anlage des Bahnhofes sollte aus Werkstätten und Unterstandshallen bestehen. Für den Bau der Hallen waren Entwürfe und Angebote in Eisenbeton und in Stahlkonstruktion eingereicht. Ersterer in tonnenähnlichem Schalendach. Bevorzugt wurde der Entwurf der M. A. N. in Stahlkonstruktion mit Bimsplatten-eindeckung. Der M. A. N. wurde daher der Auftrag erteilt.

Die im April 1929 betriebsfertig ausgeführte Hallen-Anlage ist im Grundriß der Abb. 1 ersichtlich und besteht aus zwei hintereinanderliegenden Gebäuden, mit dazwischenliegendem Fahrhof. Das An- und Abfahrtgelände ist so bemessen, daß



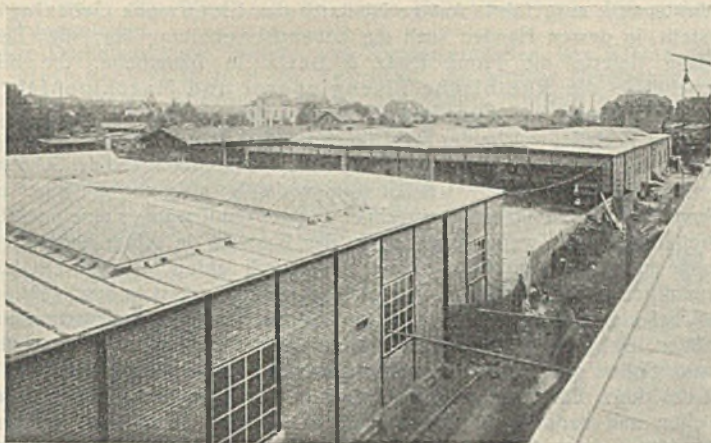


Abb. 2.

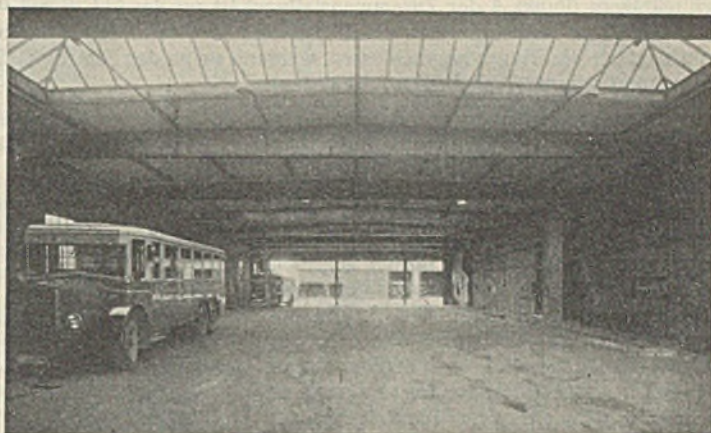


Abb. 3.

auf der den Hallen gegenüberliegenden Seite die gleichen oder auch noch größere Hallen erstellt werden können. Die Reparatur-Werkstätten wurden in einem Längsbau untergebracht, der vom Fahrhof aus erreicht wird. Die Hallen sind dreischiffig ausgeführt, und zwar dienen die beiden Seitenschiffe von 18 m Stützweite zur Durchfahrt und zum Aufstellen der Omnibusse, während das Mittelschiff von 11 m Stützweite als Waschhalle dient und mit allen neuesten Einrichtungen zweckdienlich ausgerüstet wurde. Die allgemeine Anordnung der Hallen ist aus den beigegebenen Abb. 2 bis 4 erkenntlich. Das flache Beton-Plattendach wird von vollwandigen Bindern getragen. Die Belichtung erfolgt durch reichlich angeordnete Oberlichter. Die Längswände sind in Stahlfachwerk ausgeführt, dessen Stützen einbetoniert wurden und die alle Wind- und Seitenkräfte



Abb. 4.

aufnehmen, so daß keinerlei Schrägstreben nötig wurden, die dem Wagenverkehr hätten hinderlich werden können.

Die Giebelseiten der Hallen werden in ganzer Breite durch Rolltore geschlossen, die in den Seitenhallen bis zu 6,5 m breit sind. Alle Tore haben Einzelantrieb und werden mittels Elektromotoren bewegt. Diese Anordnung ermöglicht schnelles Öffnen und Schließen jedes einzelnen Tores, was besonders im Winter, wenn die Hallen gehelzt werden müssen, wertvoll ist. Den Rolltoren wurde der Vorzug vor Flügeltoren gegeben, weil die An-

und Abfahrt nicht durch offene Torflügel behindert wird und bei geöffneten Toren stets freie Bahn geschaffen ist.

Auto-Bahnhöfe in der beschriebenen Stahl-Bauweise erstellt, dürften als billigste und betriebssicherste Anlagen dieser Art anzusehen sein.

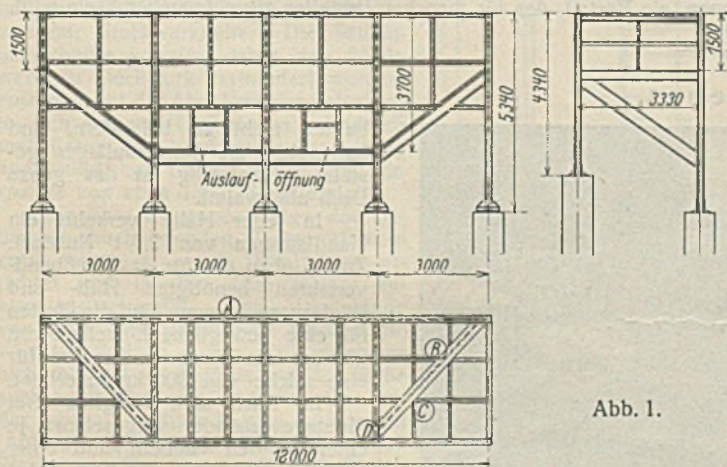
Alle Rechte vorbehalten.

### Rohsteinsilo in Stahl.

Von Ingenieur Friedrich Desch, Grötzingen.

Im folgenden sollen an einem Beispiele kurze Winke für die Ausbildung gewisser Einzelheiten stählerner Silos, insbesondere der nicht immer einfach zu gestaltenden Knotenpunkte gegeben werden. Auf der anderen Seite sei gezeigt, welche Vorteile gerade der Stahlsilo gegenüber anderen Ausführungen bietet.

Die Abb. 1 zeigt den Silo mit seinen Hauptabmessungen in Quer- und Längsschnitt: Der Berechnung wurde ein spezifisches Gewicht des Füllmaterials von 1,6 und ein Schüttwinkel von 45° zugrunde gelegt.



Der Winddruck konnte vernachlässigt werden, da auf der einen Seite in 3 m Abstand das Schotterwerk steht und auf der anderen Seite ein Steilhang die Silohöhe überragt, so daß der Bau vollständig im Windschatten liegt. Dagegen waren in die Berechnung die Belastungen eingesetzt worden, die durch ein auf dem Silo ruhendes Schmalspurgleis mit Muldenkippen, eine Gleiswaage mit Wiegehaus und durch einen Laufkatzen-träger

hervorgerufen werden. Als Bodenträger dienen I-Normalprofile bis auf die dem Flächenknick folgenden Träger, für die Breitflanschträger gewählt

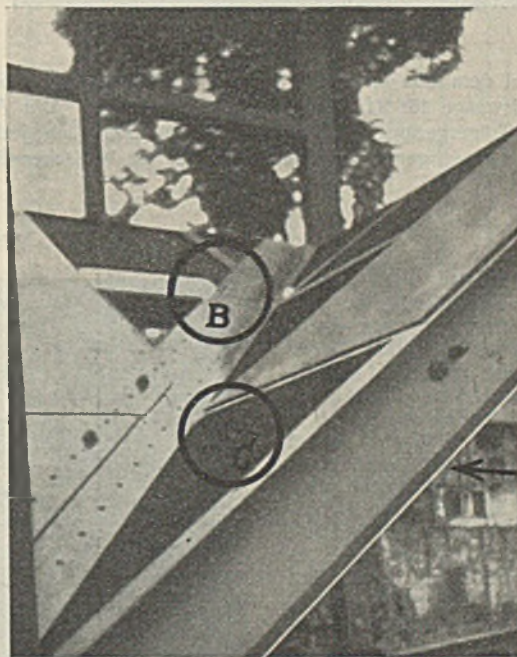


Abb. 1a.

wurden (Abb. 1 a). Ebenso sind die Stützen Breitflanschträger, während die Riegel der Seitenwände wieder als NPI-Träger ausgeführt sind. Die Befestigung der 8 mm starken Bodenbleche auf den hinteren und vorderen

Abschlußträgern (Punkt A der Zusammenstellung) ist aus der Abb. 2 zu ersehen: Die 6 mm starken Seitenwand-Bleche sind an diesen Stellen durch Saumwinkel an die Träger angeschlossen, während sie an den Stützen und Riegeln direkt angenietet sind. Der im Flächenknick verlaufende Träger wurde so gelegt, daß er in der Ebene der Hauptbodenneigung, d. h. die Flanschseite auf der Knicklinie liegt. Hierdurch konnte erreicht werden, daß die Trägeranschlüsse (Punkt B) auf der einen Bodenseite sich normal gestalteten und nur auf der anderen Seite zu einer umständlicheren Lösung gegriffen werden mußte. Die Ausbildung eines derartigen Anschlusses (Punkt C) zeigt Abb. 3. Zu beachten ist, daß die Anschlüsse dieser in der geneigten Ebene parallel verlaufenden Träger nicht gleich ausgebildet werden können, da die beiden sich auf dem Breitträgerflansch treffenden Flächen nicht stetig unter demselben Winkel schneiden, sondern dieser von vorn nach hinten abnimmt. Die Abb. 4 zeigt die Ausbildung eines Knotenpunktes mit vier an eine Stütze angeschlossenen Trägern nach

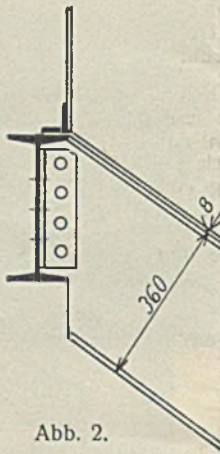


Abb. 2.

Schotterwerk ausgeführte Anlage ist durch das Eisenwerk Grötzingen erstellt, in dessen Händen auch die Entwurfsbearbeitung lag; die Gleiswaage lieferte die Firma Butz & Leitz in Mannheim, die Siloverschlüsse die Rheinische Eisengießerei und Maschinenfabrik A.-G. in Mannheim. Das Gesamtgewicht beträgt etwa 20 t.

Die Vorteile, welche der Stahlsilo gegenüber dem in Eisenbeton ausgeführten bietet, sind zunächst folgende: Da die Leistungsfähigkeit des Schotterwerkes später gesteigert werden soll, vorläufig aber nur mit einer bestimmten Produktionsmenge gerechnet werden kann, wäre es eine unnötige Kapitalfestlegung, wenn heute schon das Bauwerk in seiner endgültigen Größe ausgeführt würde, die vielleicht erst nach Jahren bei einer erhöhten Produktion benötigt würde. Die jetzige Konstruktion ist so durchgebildet, daß bei kleineren Siloerhöhungen durch Verstärkung der Bodenträger und Stützen leicht ein größeres Fassungsvermögen des Silos erreicht werden kann. Sollen größere Erhöhungen an dem Silo vorgenommen werden, so ist das durch Einziehen weiterer Träger in der Bodenfläche leicht zu erreichen und dadurch die Tragfähigkeit des Bodens zu erhöhen, während die Stützen durch Aufnieten von Platten oder U-Profilen für die Aufnahme einer größeren Druckkraft instand gesetzt werden. Diese später erforderlichen Verstärkungsarbeiten verursachen auf keinen Fall derart große Unkosten, wie die Festlegung eines größeren Kapitals für ein von vornherein genügend groß ausgeführtes Silo; vor allem, wenn man in Betracht

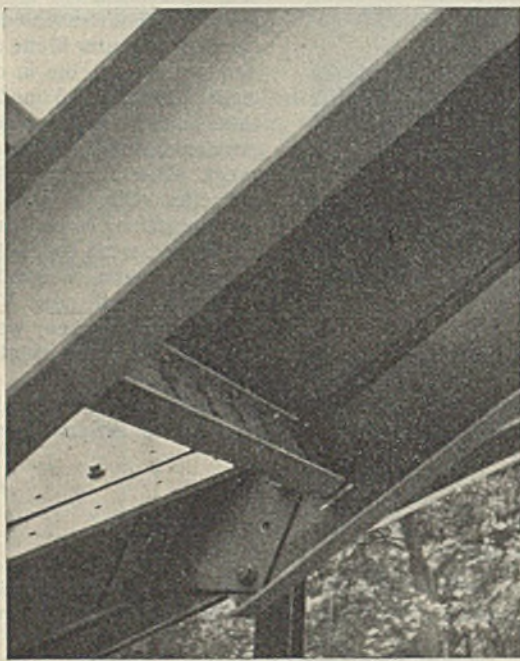


Abb. 3.

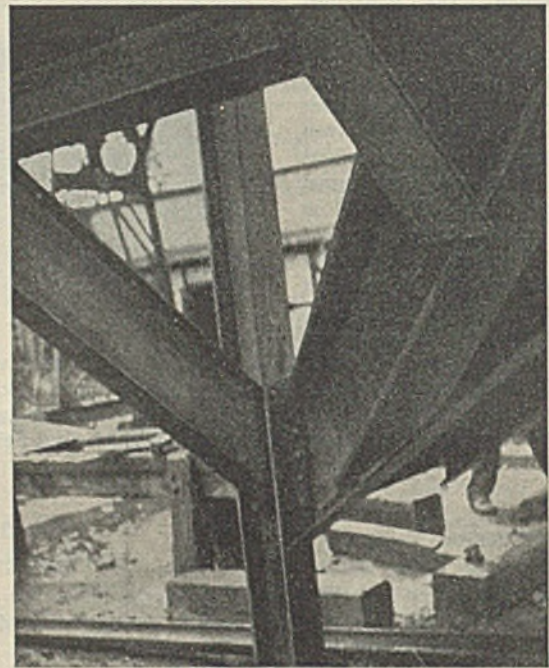


Abb. 4.

Punkt D. Auf dem Silo sind die Träger zur Aufnahme des Rollbahngleises und der Gleiswaage für 2,6 t Tragfähigkeit angebracht. Die Ausbildung des Silos als Trägergerippe mit Blechhautkleidung ermöglicht jederzeit das Auswechseln etwa abgenutzter Bleche. Die für ein badisches Granit- und

zieht, daß bei der heutigen Wirtschaftslage die Möglichkeit einer Produktionsvermehrung vielleicht erst nach vielen Jahren gegeben ist. Endlich ist die Möglichkeit, derartige Bauten auch während des Winters errichten zu können, ein Vorteil, der für manchen Besteller ausschlaggebend sein wird.

### Verschiedenes.

**Montagehallen der Firma Adam Opel in Rüsselheim.** Die der Fließbandfertigung von Automobilen dienenden Hallen, deren erster Abschnitt im Jahre 1925 gebaut wurde, umfassen einen Komplex von drei Hallen von je 11,6 m Spannweite und 150 m Länge. Spätere Erweiterungen nach einer Längs- und einer Giebelseite sind vorgesehen. An der einen Längsseite an der einen Giebelseite schließen die Hallen an ein bestehendes Gebäude an. Durch den längsseitig anschließenden Massivbau ist die Binder- bzw. Stützteilung der Hallen mit 7,0 m gegeben. Soweit die Montagehallen an die Massivbauten anschließen, sind die Stützen der Mauer vorgesetzt und mit dieser verankert. Um den Lichteinfall in die Fenster des Obergeschosses der Massiv-



Abb. 3. Innenansicht der Hallen.

bauten nicht zu behindern, sind längsseitig die Binderauflager gestützt, giebelseitig ist das ganze Dach abgewalmt.

In jeder Halle verkehrt ein Handlaufkran von 2,0 t Nutzlast. Zum Einbau der für das Fließbandverfahren benötigten Hub- und Fördervorrichtungen sind die Pfetten für eine bewegliche Einzellast von 200 kg, die Binder außerdem für eine solche von 500 kg berechnet.

Im Dach sind lediglich drei Montageverbände vorgesehen: je einer an den Giebeln und einer in der Hallenmitte. An dem freien Giebel sind in der Längsrichtung je vier Stützen biegungsfest ausgebildet. Die Aussteifung des freien Giebels war geboten, da die Hallen, wie schon gesagt, in mehreren Abschnitten gebaut wurden, abgesehen davon, daß es nicht angängig

gewesen wäre, den Wind auf die ganze Hallenlänge von 150 m bis zum festen Giebel fortzuleiten.

Die Dacheindeckung besteht aus Stegzementdielen der Firma Schwemmsteinwerk Heimbach G. m. b. H. in Neuwied, die kittlose Verglasung der Oberlichte lieferte die Firma Eberspächer in Stuttgart. Entwurf und Ausführung der in der Raumwirkung sehr ansprechenden Hallen stammen von C. H. Jucho in Dortmund.

Die Schweißung eines vierstöckigen Geschäftshauses. In Eng. News-Record 1929, Bd. 102, Nr. 16, S. 618 bis 621, wird über den Bau des kürzlich vollendeten vierstöckigen Upper-Carnegie Building in Cleveland berichtet, das wohl das erste durch Lichtbogenschweißung errichtete Geschäftshaus ist. Der Bau ist durch die planmäßige Anpassung der Entwurfsgrundsätze an die Eigenart der Schweißung und durch das originelle Montageverfahren recht interessant.

Das Gebäude (Abb. 1) hat eine Fläche von rd.  $36 \times 18$  m und eine Höhe von ungefähr 16 m. Das Erdgeschoß ist in Geschäftsräume aufgeteilt, während die drei oberen Geschosse für Büros sowie für Ärzte, Zahnärzte usw. vorgesehen sind.

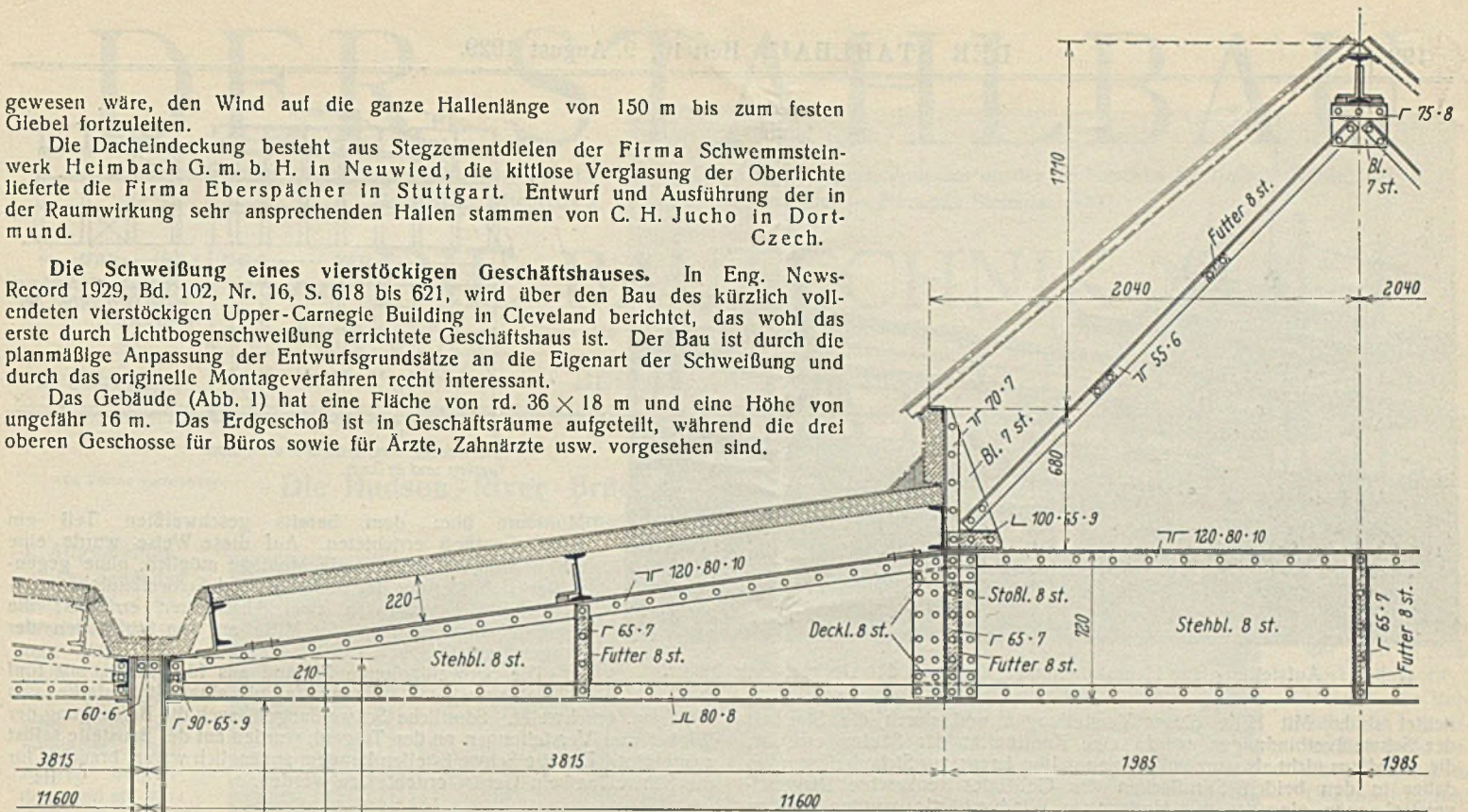
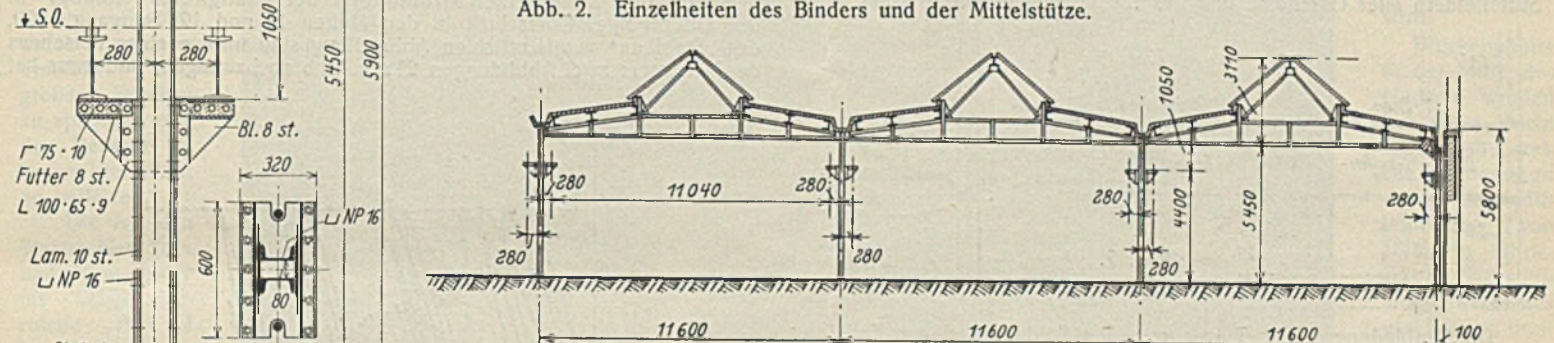


Abb. 2. Einzelheiten des Binders und der Mittelstütze.



Eine grundsätzliche Änderung gegenüber genieteten Konstruktionen besteht in der Verwendung durchlaufender Träger und dementsprechend abgesetzter Säulen von nur Stockwerkhöhe. Die Säulenquerschnitte konnten daher von Stockwerk zu Stockwerk vermindert werden, entsprechend der Abnahme der Belastung in den oberen Geschossen. Dadurch und durch die günstigere Ausnutzung kontinuierlicher Träger wurde eine Ersparnis von etwa 13% Stahl erzielt.

Die über die ganze Länge des Gebäudes durchlaufenden Träger sind in zwei Teilen zu je rd. 18 m Länge errichtet und in der Mitte stumpf zusammengeschweißt. Zur Vermeidung von Überkopfschweißungen wurden die — theoretisch in diesem Falle übrigens nicht nötigen — Decklaschen der Stöße auch an den unteren Trägerflanschen auf der oben liegenden Fläche angebracht (Abb. 2). Die Träger erhielten an den Stellen, an denen sie mit den Säulen verbunden sind, Versteifungen zur Übertragung der Kräfte von der oberen Säule auf die untere. Die Versteifungen bestanden dort, wo der Säulensteg parallel zum Trägersteg läuft, aus einfachen Flacheisen, dagegen aus T-Eisen, wo beide Stege senkrecht zueinander ge-

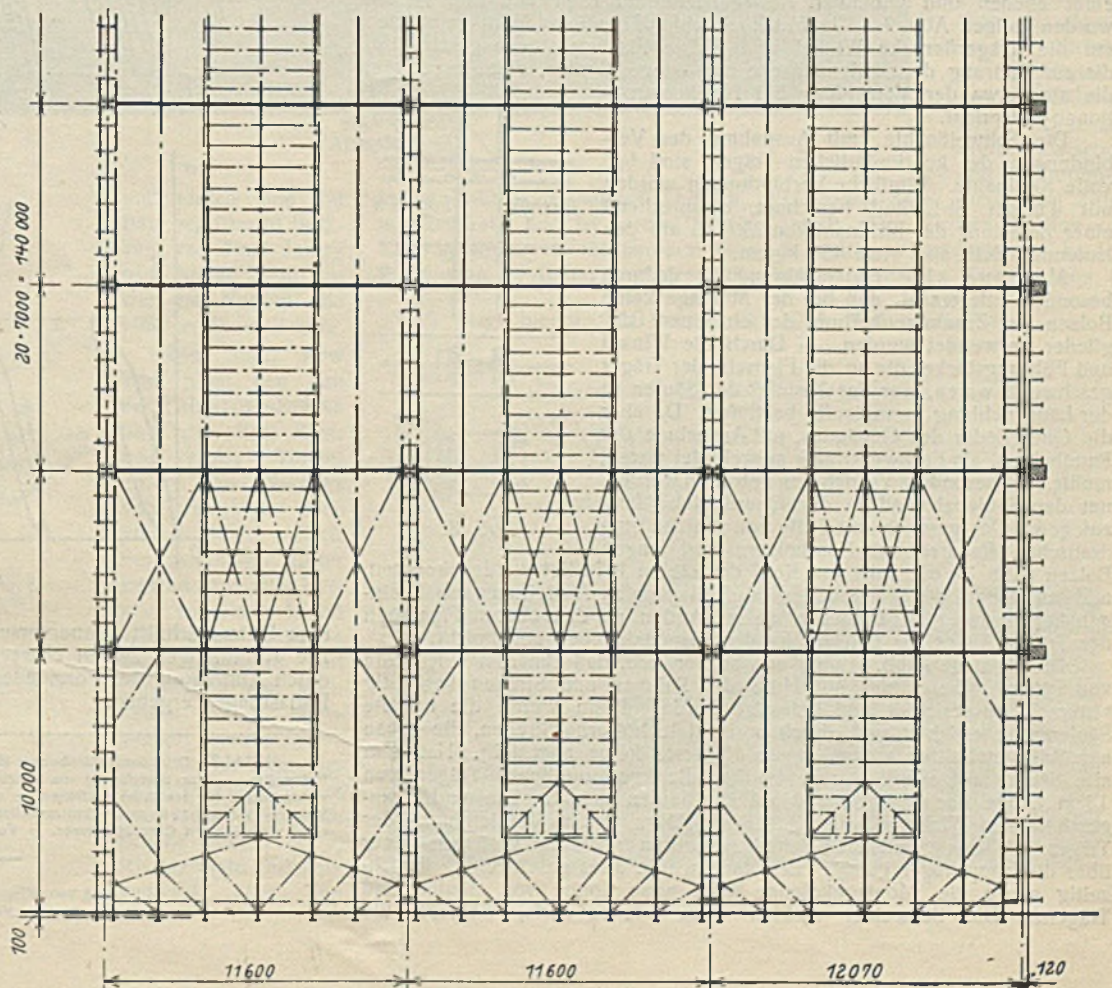


Abb. 1. Querschnitt und Dachgrundriß der Hallen.

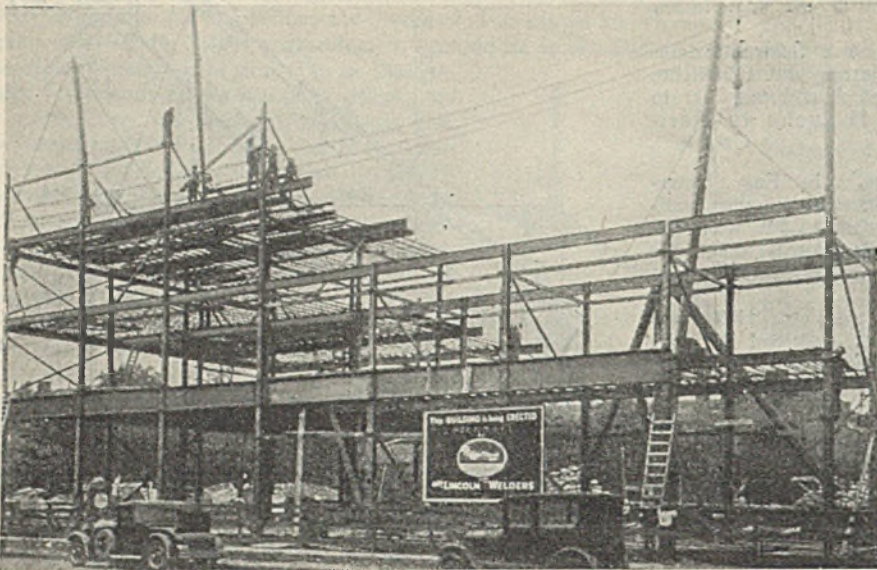


Abb. 4. Aufstellung der Hauptträger und Verlegen der Decken-Gitterträger.

richtet sind. Mit Hilfe dieser Verstelungen und durch die Starrheit der Schweißverbindungen wurde eine Kontinuität der Säulen erreicht, die allerdings nicht als ganz vollkommen gelten kann; zur Sicherheit wurden daher in den beiden Stirnflächen des Gebäudes senkrechte Diagonalverstrebungen eingebracht. Horizontale Windverbände wurden in den Mittelfeldern aller Geschosse und des Daches angeordnet (Abb. 1).

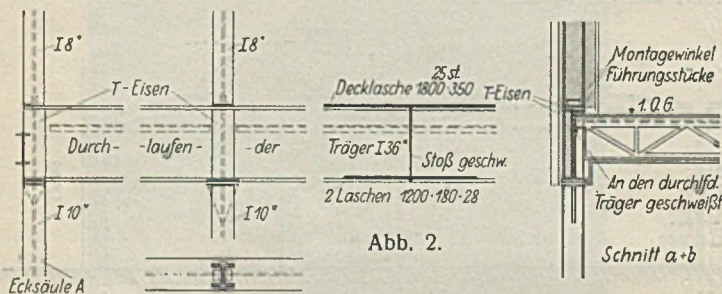


Abb. 2.

Die Verbindungen der Träger mit den Säulen, die zur Erzielung einer ebenen und winkligen Auflagefläche am Kopf und Fuß gefräst wurden, zeigen Abb. 2 u. 3. Mit Rücksicht auf bequeme Montage wurden auf die Trägerflansche Winkel und kleine Flachstabstücke geschweißt, die zur Führung der Säulenflansche und -stege dienen, eine Anordnung, die also etwa der Verzapfung bei Holzkonstruktionen entspricht.

Die Schweißnähte, mit Ausnahme der Verbindungen der kontinuierlichen Träger, sind  $\frac{3}{8}$ '' volle Kehlnähte. Sämtliche Verbindungen wurden mit 4-facher Sicherheit berechnet, entsprechend einer Belastung der Kehlnaht von 2500 lb auf den laufenden Zoll, also etwa 450 kg/cm.

Montage. Die Bauausführung ist dadurch besonders interessant, daß bei der Montage keine Bolzen zur Zusammenheftung der einzelnen Bauglieder verwendet wurden. — Durch die Winkel und Führungstücke, die an die Flansche der Träger geschweißt waren, war der Abstand der Säulen in der Längsrichtung zwangsläufig bestimmt. Da aber die Querglieder des Gebäudes, mit Ausnahme der Randbalken, als Fachwerkträger ausgebildet waren, mußte eine besondere Vorrichtung getroffen werden, um den Säulenabstand in der Querrichtung festzulegen. Das geschah mit Hilfe von kleinen quadratischen Rahmen aus Kanthölzern und langen Bolzen (Abb. 3), die nahe am Kopf der Säulen befestigt werden konnten, und an denen die horizontalen und diagonalen Absteifungstreben eingehakt wurden. In ähnlicher Weise wurden an den oberen Flanschen der Träger Anker zur Befestigung der Diagonalstreben angebracht.

Die Montage (Abb. 4) ging nun so vor sich, daß zunächst eine Reihe von Säulen gesetzt und mit Hilfe der Rahmen und Streben sorgfältig senkrecht ausgerichtet und befestigt wurde. Dann wurde die nächste Säulenreihe errichtet und durch horizontale hölzerne Streben, die genau auf Maß geschnitten waren, gegen die erste Reihe abgesteift. Nachdem alle Säulen aufgestellt waren, wurden die kontinuierlichen Träger von 18 m Länge hochgezogen und auf die Säulen gelegt. Die vorher angeschweißten Winkel dienten dabei zur Führung und Verklemmung der Träger mit den Säulen. Schließlich wurden noch die Gitterquerträger über die Hauptträger gelegt. Erst dann wurde alles geschweißt. Gleichzeitig setzte die Montagewerkstatt eine neue Reihe von Säulen und Trägern. Die Schweißer rückten dann wieder nach, während die

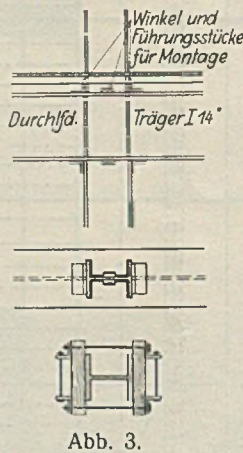


Abb. 3.

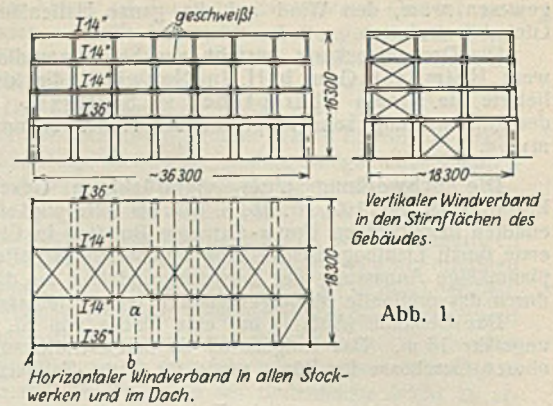


Abb. 1.

Monteure über dem bereits geschweißten Teil ein neues Geschoss errichteten. Auf diese Weise wurde eine ununterbrochen fortlaufende Montage möglich, ohne gegenseitige Behinderung der Montage- und Schweißkolonnen. — Das Gebäude wurde in zwei Abschnitten errichtet; die Trennungsfuge liegt in der Mitte an den Stoßstellen der Längsträger.

Die Schweißkolonne bestand aus fünf Mann mit fünf Schweißaggregaten. Es wurde mit einer Stromstärke von 200 Amp. geschweißt. Sämtliche Schweißungen, auch die Befestigung der Winkel und Verstrebungen an den Trägern, wurden auf der Baustelle selbst ausgeführt. Da alle Schweißstellen bequem zugänglich waren, brauchte für die Schweißer kein Gerüst errichtet zu werden.

Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung. In der unter obiger Überschrift in den Heften 11 und 12, Jahrgang 1929, des „Stahlbau“ veröffentlichten Abhandlung sind infolge eines Versehens des Verfassers zwei Abbildungen 21 a u. 21 b nachzutragen, und zwar bei

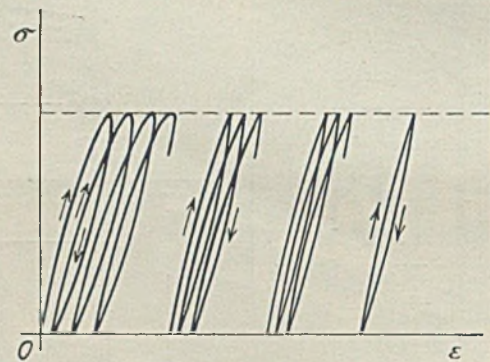


Abb. 21 a.

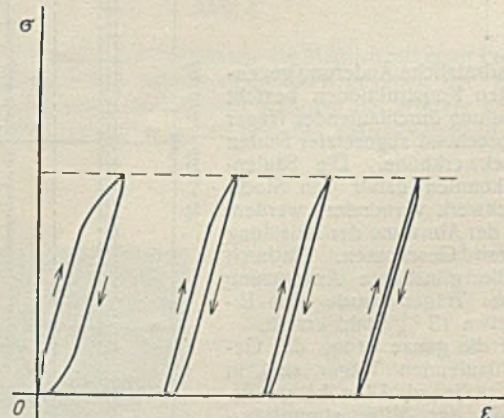


Abb. 21 b.

dem Unterabschnitt „Dauerversuche mit oftmals wiederholter Belastung“. Die Abbildungen zeigen charakteristische Dehnungslinienzüge, die sich durch Auftragung der Formänderungen in aufeinanderfolgenden Be- und Entlastungen ergeben.

Dr.-Ing. K. Schaechterle.

**INHALT:** Großraumkohlenbunker für die Braunkohlen-Industrie Aktiengesellschaft Zukunft, Welsweiler. — Zur Berechnung von Rhombenträgern. — Sicherheit und Kontrolle von Schweißverbindungen für Stahlkonstruktionen. — Autobus-Halle der Stadt Wiesbaden. — Rohsteinsilo in Stahl. — Verschiedenes: Montagehallen der Firma Adam Opel in Rüsselheim. — Schweißung eines vierstöckigen Geschäftshauses. — Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung.