

# 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, 28. November 1930

Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

### Dauerversuche mit Nietverbindungen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

#### I. Allgemeine Vorbemerkungen.

Dauerversuche dienen zur Erkundigung der Widerstandsfähigkeit von Bau- und Werkstoffen, Konstruktionselementen und ganzen Konstruktionsgliedern gegen oftmals wiederholte Anstrengung<sup>1)</sup>.

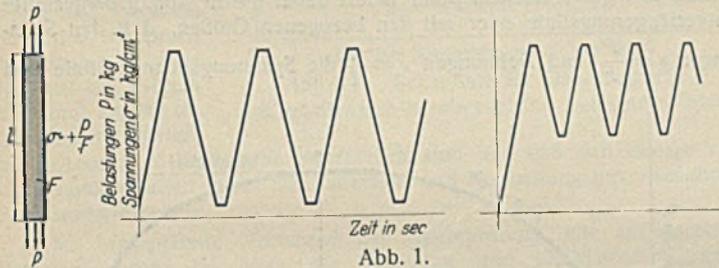


Abb. 1.

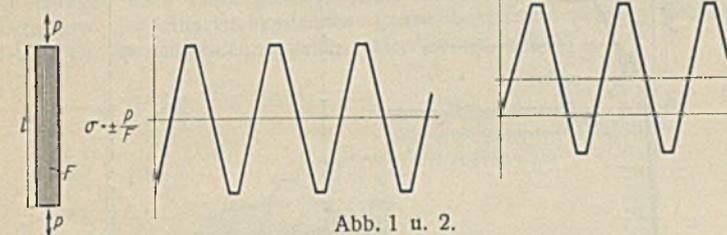


Abb. 1 u. 2.

Dauerzug-(Druck-)Versuche mit verschiedenen Belastungsarten.

Nach der Art der Anstrengung unterscheidet man: Dauerzug-(Druck-)Versuche mit oftmals wiederholter zentrischer Zug-(Druck-)Belastung von einer unteren Grenze (Null oder einer beliebigen Anfangsbelastung) zu einer oberen Grenze langsam und stetig ansteigend und nach einer kürzeren oder längeren Ruhepause wieder absinkend (Abb. 1).

Dauerzug-(Druck-)Versuche mit oftmals wiederholten Wechselbelastungen, wobei die Beanspruchung zwischen einer oberen Zugspannung und einer (gleich großen oder verschiedenen) oberen Druckspannung wechselt (Abb. 2).

Dauerbiegeversuche mit oftmals wiederholten Biegebelastungen, wobei die Spannungen sich ungleichmäßig auf die einzelnen Querschnitte verteilen und die Randspannungen von einer kleinen Anfangsbelastung aus stetig ansteigen und wieder absinken (Abb. 3).

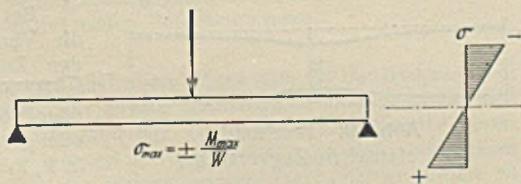


Abb. 3. Dauerbiegeversuch.

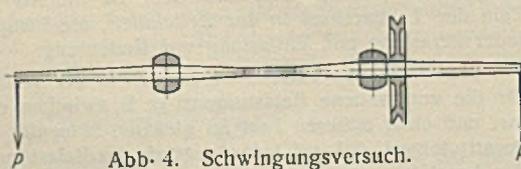


Abb. 4. Schwingungsversuch.

Schwingungsversuche, wobei auf Biegung beanspruchte zylindrische Stäbe so gedreht werden, daß bei jeder Umdrehung in jedem Punkt des Querschnitts (mit Ausnahme des Schwerpunkts) eine größte Zugbeanspruchung mit einer annähernd gleich großen Druckbeanspruchung und stetigem Übergang von der einen zur andern wechselt (Abb. 4).

Hierzu kommen noch die Dauerversuche für zusammengesetzte Beanspruchung (Zug, Druck und Biegung; Verdrehung; Biegung, Verdrehung und Schub usw.) (Abb. 5) und Schwingungsversuche, bei denen beliebig geformte und gelagerte Träger durch exzentrisch gelagerte Schwungmassen einer dynamischen Dauerbeanspruchung ausgesetzt werden (Abb. 6)<sup>2)</sup>.

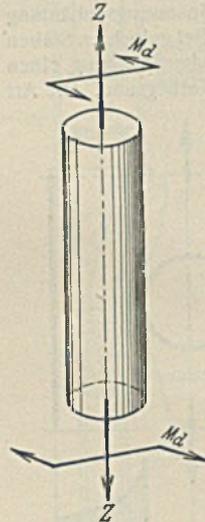


Abb. 5.

Dauerversuch für zusammengesetzte Beanspruchung.

Die in Hinsicht auf die praktische Anwendung wichtigste Aufgabe beim Dauerversuch besteht in der Feststellung der Belastungsgrenze, bei der der Versuchskörper sich noch elastisch verhält und bei dessen Überschreitung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt (vgl. Schaechterle, Beitrag zur Auswertung von Dauerversuchen; Zeitschrift „Der Stahlbau“, Jahrgang 1929, Heft 20). Das Verhältnis Dauerbruchlast darf als Sicherheitsgrad unter den zulässigen Last

obwaltenden Umständen angesehen werden (vgl. Schaechterle, Von den allgemeinen Grundlagen der Festigkeitsrechnung; „Der Stahlbau“, 1929, Heft 11). Im vollkommen elastischen Bereich treten unter den Belastungen Formänderungen auf, die bei der Entlastung wieder verschwinden. Die bei der Belastung aufgewendete mechanische Arbeit wird bei der Entlastung voll zurückgegeben. Die Belastung kann millionenfach wiederholt werden, ohne daß eine innere Veränderung des Körpers oder ein Bruch eintritt. Überschreitet die Belastung eine gewisse Grenze, so treten neben elastischen Formänderungen noch bleibende Formänderungen auf. Während und nach der Entlastung findet eine teilweise Rückverformung statt, wobei innere Spannungen zurückbleiben.

Die bei der Belastung aufgewendete mechanische Arbeit wird bei der Entlastung nicht mehr voll zurückgewonnen. Bei jedem Belastungsvorgang auf dieser Stufe wird Arbeit verbraucht. Bei oftmaliger Wiederholung des Belastungsvorgangs kommen weitere bleibende Formänderungen hinzu, die entweder dauernd abnehmen, bis ein Ausgleichszustand mit rein elastischem Verhalten erreicht wird, oder aber dauernd zunehmen,

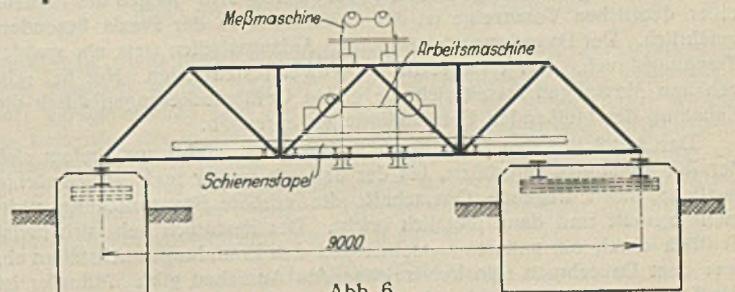


Abb. 6.

Schwingungsversuch zur Erzielung dynamischer Dauerbeanspruchung durch exzentrisch gelagerte Schwungmassen.

bis der Bruch eintritt. Im ersten Fall ist die ursprüngliche Elastizitätsgrenze gehoben worden. Der Belastungsvorgang kann auf dieser gehobenen Stufe beliebig oft wiederholt werden, ohne daß ein Bruch zu erwarten ist. Die obere Grenze der Anstrengung, bei der gerade noch ein Ausgleichszustand erreicht wird, zeigt die natürliche Elastizitätsgrenze für die betreffende Anstrengungsart an.

<sup>1)</sup> Vgl. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929. Verlag von Julius Springer.

<sup>2)</sup> Dr.-Ing. Bernhard, Z. d. V. d. I., Bd. 73, 1929, Nr. 47.

Wie kommt der Dauerbruch zustande? Überschreitet die Belastung die eben gekennzeichnete obere Grenze, so nehmen die bleibenden Formänderungen bei jedem weiteren Belastungsvorgang dauernd zu. Die bei jeder Entlastung zurückbleibenden inneren Spannungen wachsen mit der Zahl der Wiederholungen. Das innere Spannungsfeld wird infolge von Ungleichmäßigkeiten in der Verteilung der Spannungen und dadurch bedingte örtliche Spannungserhöhungen oder infolge von Ungleichartigkeiten des Stoffs (Gefügeschiedenheit, Korngrenzen, verschiedene Orientierung der Kristallkörner im Haufwerk u. dgl.) heterogen.

Der Dauerbruch wird ausgelöst durch einen sich kreuzenden Ablauf zweier verschiedener Vorgänge, der Verfestigung und der Zerrüttung. Wird örtlich ein gewisser Grenzwert der Spannung oder Gleitung überschritten, so entsteht eine Gefügelockerung, wobei zuerst wenige, dann immer mehr Bindungen zu stark gezerrt, überbeansprucht und zerrissen werden. So wird örtlich der Zusammenhalt geschwächt, bis schließlich eine Trennung, ein Anriß erfolgt, während die von der Anrißstelle abliegenden Teile noch nicht überbeansprucht sein brauchen. Die örtliche Gefügelockerung muß nicht notwendig zum Bruche führen. Es ist wohl möglich, daß durch die örtliche Lockerung die Spannungsverteilung günstig beeinflußt wird und der Körper dadurch beliebig oft wiederholte Belastungen aushalten kann, wobei die bleibenden Formänderungen wieder abnehmen, bis sie schließlich ganz verschwinden.

Bei Stahlstäben mit Einkerbungen und Löchern liegt die Belastung, die genügt, um den Dauerbruch auszulösen, meist weit unter der Belastung, die der ungeschwächte Stab dauernd auszuhalten imstande ist. Die Ursache dieser Erscheinung ist in der örtlichen Spannungsanhäufung an der Kerbe und am Lochrand zu suchen (Abb. 7 u. 8). Bei gelochten Stäben geht der Anriß von der Stelle der Lochwand aus, wo die Spannung einen Größtwert erreicht, bei Stäben mit Einkerbungen vom Kerbgrund. Die Art

wenn nicht sofort die Grenzlast aufgewendet wird, sondern die Belastung während des Dauerversuchs allmählich gesteigert wird. Dieser Vorgang wird als Hochtrainieren bezeichnet. Es tritt gewissermaßen eine langsame Gewöhnung des Werkstoffs an die höhere Anstrengung ein. Die Gefügelockerungen werden hinausgeschoben. Die Verfestigung durch oftmals wiederholte Belastung innerhalb des elastischen Bereichs ist aber stets mit einer erhöhten Sprödigkeit erkauft. Der Werkstoff wird gegen zeitlich begrenzte Überbeanspruchungen empfindlicher. Die Verfestigungsfähigkeit wird durch die bis zum Erreichen der oberen Grenze, bei der sich der Werkstoff gegen oftmals wiederholte Belastungen gerade noch elastisch verhält, verbrauchte mechanische Arbeit gekennzeichnet.

Die Wege zur Ermittlung der in Hinsicht auf die praktische Anwendung bedeutungsvollen Elastizitätsgrenze für einen bestimmten Werkstoff oder ein Konstruktionsglied sollen in dem einfachsten Fall oftmals wiederholter zentrischer Belastung eines geraden Stabes aus St 37 — Dauerzugversuch — erläutert werden.

Den Dauerversuchen hat die übliche Werkstoffprüfung voranzugehen. Mit langen Proportionalstäben nach DIN 1605 werden im gewöhnlichen statischen Zugversuch Streckgrenze ( $\sigma_{s0}$  und  $\sigma_{sn}$ ), Zugfestigkeit ( $K_2$ ), Bruchdehnung ( $\eta_z$ ) und Querschnittsverminderung ( $\psi_z$ ) ermittelt. Rundstäbe mit sorgfältig geschliffener Oberfläche dienen zur Feststellung der Schwingungsfestigkeit in der Schenkenschen Dauerbiegemaschine. Der statische Zugversuch mit gewöhnlichem Stahl liefert dabei die in Abb. 9 dargestellte Lastverlängerungslinie oder mit den bezogenen Größen, d. h. den Spannungen  $\sigma = \frac{P}{F}$  und Dehnungen  $\epsilon = \frac{\eta}{l}$  die Spannungsdehnungslinie und

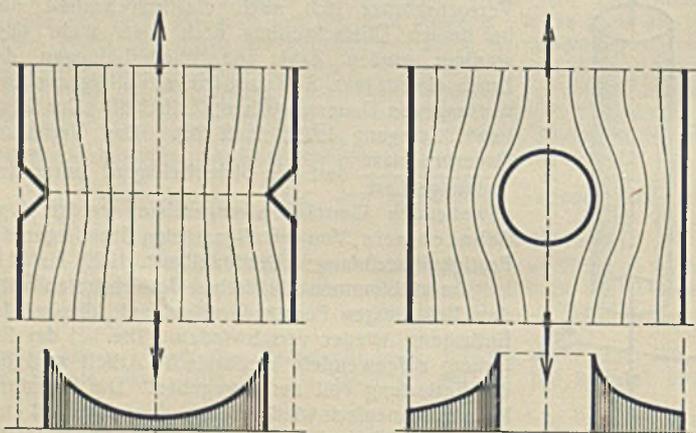


Abb. 7.

Abb. 8.

Beispiele örtlicher Spannungsanhäufung.

der Einkerbung oder Lochung ist von erheblichem Einfluß. Ähnliche Auswirkungen ergeben sich bei schroffen Querschnittsübergängen. Weiterhin können Oberflächenverletzungen, Walzhäute, Schlackeneinschlüsse poröse Stellen u. dgl. die Entstehung der ersten Anrisse begünstigen.

Während bei Probestäben aus Stahl, die dem üblichen statischen Zugversuch unterworfen werden, der Bruch durch eine weitgehende Verformung (Fließen) angezeigt wird, tritt der Dauerbruch plötzlich ohne vorhergehende größere Verformung ein. Wegen des Fehlens einer deutlichen Voranzeige ist der Dauerbruch in der Praxis besonders gefährlich. Der Dauerbruch ist in seinen Anfangsstadien stets ein spröder Trennungsbruch. Der erste Anriß ist schwer festzustellen. Nur bei sehr genauen Messungen lassen sich die ersten Gefügelockerungen durch die Zunahme der bleibenden Formänderungen erkennen.

Der Anriß löst den Dauerbruch in bekannter Weise aus, indem sich der Riß allmählich vergrößert, bis der dadurch immer mehr geschwächte restliche, noch tragende Querschnitt die erhöhte Beanspruchung nicht mehr aushält und dann plötzlich bricht. Der Restbruch hebt sich meist deutlich durch ein anderes Aussehen von den Ermüdungsbruchstellen ab, was dem Dauerbruch sein kennzeichnendes Aussehen gibt. Mitunter ist das Fortschreiten des Dauerbruchs durch Zonenbildungen charakterisiert, die die Anbruchstelle umschließen. Der Anriß des Dauerbruchs geht durch die Körner und verläuft nur auf kurze Strecke zwischen den Körnern.<sup>3)</sup>

Die Tatsache, daß die Ermüdungsgrenze tief unter der Reißfestigkeit liegt und der Dauerbruch auch bei dehnbaren Stoffen stets ein ganz spröder Bruch ist, läßt sich durch die Deutung der Ermüdungsvorgänge aus inneren Gitterspannungen erklären.

Bei manchen Werkstoffen, insbesondere den weichen Stählen, lassen sich höhere Dauerbruchfestigkeiten erzielen,

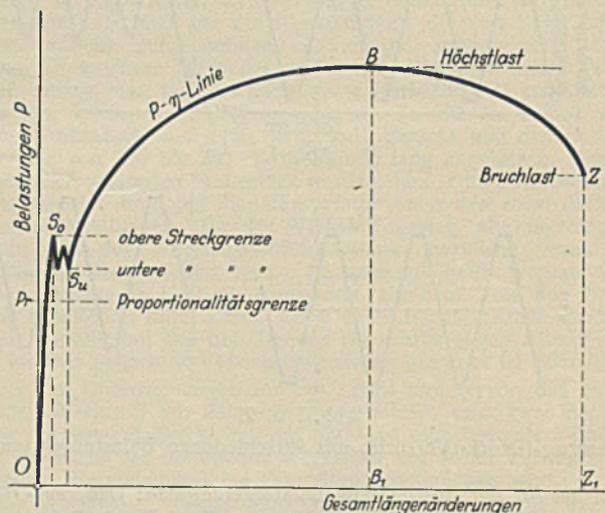


Abb. 9. Last-Verlängerungs-Linie des statischen Zugversuchs.

das aus Abb. 10 ersichtliche Bruchbild. Die mechanische Arbeit, die das Zerreißen des Stabes erforderte, wird durch die Fläche  $OP_r S_o S_u Z Z_1 O$

dargestellt, deren Flächeninhalt  $A_3 = \int_0^{\eta_z} P d\eta$  die gesamte Brucharbeit angibt.



Abb. 10. Bruchbild des statischen Zugversuchs.

Bei der Dauerprüfung wird die Versuchsanordnung durch den Zustand des Werkstoffs (z. B. normales Walzerzeugnis oder vergütet, mit Walzhaut oder geschliffen) und die Form (z. B. Rundstab oder Blech . . .), wie er praktisch zur Verwendung

kommt, beeinflusst, außerdem ist die Art der Anstrengung, die Zahl der Lastwechsel in der Zeiteinheit, die Länge der Ruhepause nach jeder Belastung und Entlastung von Bedeutung.

Man kann nun beim Dauerversuch in der Weise vorgehen, daß man für die vorgesehene Belastungsart (z. B. zwischen einer kleinen Anfangslast und einer höheren Last im gleichen Sinn) die Belastung stufenweise derart steigert, daß auf jeder Laststufe das Belastungsspiel bis zum Eintritt des Gleichzustandes fortgesetzt wird, bei dem keine meßbaren Längenänderungszunahmen mehr auftreten. Nach dem Erreichen des Gleichzustandes mit rein elastischem Verhalten wird die Dauerprüfmaschine auf der Anfangslast  $P_0$  stillgelegt und die nächsthöhere Belastungsstufe eingestellt, auf dieser das Belastungsspiel fortgesetzt. Schließlich ergibt sich so eine Belastungsstufe, bei der ein Ausgleichzustand nicht mehr eintritt, sondern die bleibenden Formänderungen dauernd zunehmen bis zum Bruch. Die gesuchte Elastizitätsgrenze für die gewählte Belastungsart liegt unter der Bruchbelastungsstufe und ist in der Regel in der

<sup>3)</sup> Ludwik, Z. d. V. d. I. 1929, Bd. 73, Nr. 51, S. 1801 ff.

Nähe der letzten Stufe mit Ausgleich zu suchen. Dieses Verfahren zur Bestimmung der Elastizitätsgrenze ist einfach und in Hinsicht auf praktische Auswertung hinlänglich genau und zuverlässig.

Umständlicher und zeitraubender ist der zweite Weg, der vorwiegend zur Klärung wissenschaftlicher Fragen in Betracht kommt. Man geht dabei von der statischen Bruchlast aus und bestimmt für schrittweise herabgesetzte Belastungsstufen die Zahl der Be- und Entlastungen, die notwendig ist, um den Bruch herbeizuführen. Die Auftragung der Versuchsergebnisse in einem Diagramm mit den Laststufen als Ordinaten, der Zahl der Lastwechsel bis zum Bruch als Abszissen liefert eine Schaulinie entsprechend Abb. 11, die, von der statischen Bruchlast ausgehend, rasch abfällt und weiterhin asymptotische Annäherung an die Waagerechte zeigt. Die Asymptote gibt die Elastizitätsgrenze für die gewählte Belastungsart an. Auf und unter dieser Stufe kann die Belastung beliebig oft wiederholt werden, ohne daß ein Bruch zu erwarten ist. Der Nachteil bei diesem Verfahren ist, daß für jede Belastungsstufe mindestens zwei Probestäbe erforderlich sind und daß sich infolge von Unregelmäßigkeiten in der Beschaffenheit und Bearbeitung unvermeidliche Streuungen ergeben.

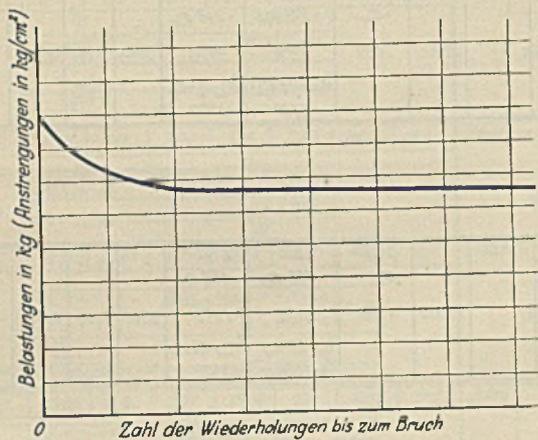


Abb. 11. Schaulinie für Dauerversuche mit schrittweise herabgesetzten Belastungsstufen.

Das erstgenannte Verfahren der Dauerprüfung mit ansteigenden Belastungsstufen, bei dem die gesamten und bleibenden Längenänderungen nach einer gewissen Zahl der Wiederholungen und beim Erreichen des Ausgleichzustandes genau beobachtet werden können, liefert ein Spannungsdehnungsbild entsprechend Abb. 12.

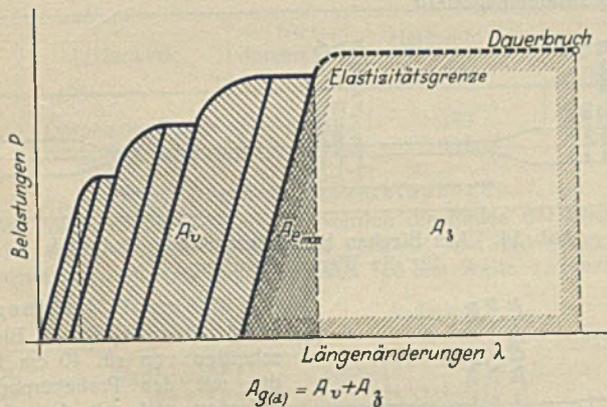


Abb. 12. Spannungsdehnungsbild für Dauerversuch mit ansteigenden Belastungsstufen.

Schon bei den niedrigen Laststufen zeigen sich im Dauerversuch bei sehr genauen Messungen sehr kleine bleibende Dehnungen. Es tritt jedoch bald ein Ausgleichzustand ein, bei dem die bleibenden Formänderungen nicht mehr zunehmen und der Probekörper sich vollkommen elastisch verhält. Ein Teil der aufgewendeten mechanischen Arbeit ist für innere Stoffumwandlung verbraucht. Die bis zum Erreichen des Ausgleichzustandes verbrauchte Arbeit kann als Verfestigungsarbeit angesprochen werden. An oder in der Nähe der letzten Spannungsstufe mit Ausgleich liegt die natürliche Elastizitätsgrenze, wo die elastische Formänderungsarbeit

$$A_e \text{ (Raumeinheit)} = \frac{1}{2E} \cdot \sigma^2$$

ihren Größtwert erreicht. Jenseits der Elastizitätsgrenze ist die Zerrüttungsarbeit vorherrschend. Das Spannungsdehnungsdiagramm liefert also drei wichtige Werte, in der einfach schrafflierten Fläche diesseits der Elastizitätsgrenze die Verfestigungsarbeit ( $A_v$ ), in der umrandeten Fläche jenseits der Grenze eine Zerrüttungsarbeit ( $A_z$ ) und an der Elastizitätsgrenze selbst den Größtwert der elastischen Formänderungsarbeit ( $A_e$ ). Die gesamte mechanische Arbeit bis zum Eintritt des Dauerbruchs ist  $A_{g(d)} = A_v + A_z$ .

## II. Dauerversuche mit Nietverbindungen in St 37.

### a) Aufgabe.

Um das Verhalten von Nietverbindungen unter oftmals wiederholten Zugbelastungen festzustellen, sind im Auftrag der Deutschen Stahlbau-Verbandes und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart unter der Leitung von Professor O. Graf Vorversuche mit genieteten Stäben aus St 37 durchgeführt worden. Durch die anschließenden Versuchsreihen soll der Sicherheitsgrad von Nietverbindungen, die im Betrieb oftmals wiederholten Zugbelastungen unterworfen und nach den Vorschriften für Eisenbauwerke (BE und DIN 1073) berechnet sind, nachgeprüft werden. Weiterhin sollen aus den Versuchen Anhaltspunkte zur Klärung folgender Fragen gewonnen werden:

Welche Anforderungen sind mit Rücksicht auf die Nietverbindung an den Werkstoff zu stellen?

Wie ist die Nietverbindung zu gestalten und zu bemessen, damit die Dauerbruchlast des Zugstoßes derjenigen des durchgehenden, durch Nietlöcher verschwächten Blechs möglichst nahekommt?

Für die Vorversuche wurden doppellaschige Nietverbindungen, einreihige und dreireihige, gewählt. Zur Ermittlung der oberen Grenzen

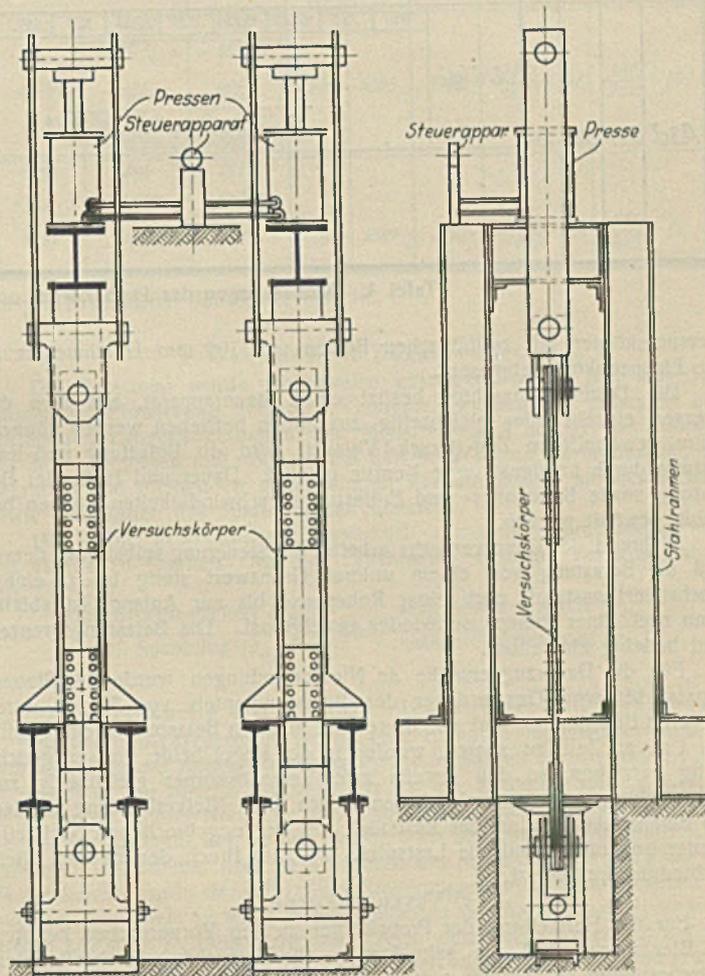


Abb. 13. Prüfmaschine für Dauerversuche.

der oftmals wiederholten Zugbelastungen, bei denen sich die Verbindung noch elastisch verhält und bei deren Überschreitung nach einer mehr oder weniger großen Zahl von Wiederholungen der Bruch eintritt, wurde die Belastung des in die Dauerprüfmaschine eingespannten Probekörpers stufenweise gesteigert und auf jeder Stufe die Be- und Entlastung so oft wiederholt, bis ein Ausgleichzustand mit rein elastischem Verhalten und schließlich auf der obersten Laststufe unter dauernder Zunahme der bleibenden Formänderungen der Bruch eintrat.

### b) Versuchseinrichtung.

Zur Durchführung der Versuche stand in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart die in Abb. 13 dargestellte Prüfmaschine für Dauerdruckversuche zur Verfügung. Diese Maschine mußte zunächst für die Vornahme von Dauerzugversuchen an genieteten Probekörpern umgebaut werden. Die zwei Pressen der Prüfmaschine mit je 60 000 kg Höchstlast wurden zu diesem Zweck auf Stahlrahmen gesetzt, wobei die unteren Einspannköpfe sich gegen die unteren Querjoche der Rahmen stützen, während die oberen Einspannköpfe mit je zwei Laschen an die auf den Druckkolben der Pressen ruhenden Querhüften angehängt sind. Um möglichst zentrische Kraftübertragung zu erzielen, wurden die

Gewöhnliche Zugversuche																							
Ver- suchs- reihe	Werkstoff		Niet- loch- φ mm	Bezeichnung des Stabes	Abmessungen								Belastungen-Zugspannungen Scherspannungen-Lochwanddrücke						Werkstoffprobe		Sicherheitsgrad		
	des Blechs	der Niete			Blech				Laschen				Belastungen		Zugehörige Spannungen				Streckgrenze S <sub>0</sub> kg/cm	Zug- festig- keit kg/cm <sup>2</sup>	Höchstlastfestigk. zul. Spannung σ <sub>n</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Höchstlastfestigk. unt. Streckgrenze σ <sub>s</sub> kg/cm <sup>2</sup>	
	mm	mm			Breite mm	Dicke mm	F cm <sup>2</sup>	F <sub>n</sub> cm <sup>2</sup>	$\frac{\pi d^2}{4}$ cm <sup>2</sup>	$\frac{2\pi d^2}{4}$ cm <sup>2</sup>	d n d cm <sup>2</sup>	Breite mm	Dicke mm	zulässig nach BE kg	Höchst- last kg	Zugspannung $\sigma = \frac{P}{F}$ kg/cm <sup>2</sup>	Scherbeanspr. $\tau = \frac{P}{2\pi d n}$ kg/cm <sup>2</sup>	Lochwanddr. $\sigma_l = \frac{P}{d \cdot n \cdot \delta}$ kg/cm <sup>2</sup>					S <sub>0</sub> oben
A1a	St 37	St 34	170	A1a(g.)	118,3	8,4	9,94	7,08	2,27	9,08	2,86	118,3	8,15	9910	25900	1400 σ <sub>zul</sub>	1090 <sup>(1)</sup> τ <sub>zul</sub> = 0,78 σ <sub>zul</sub>	3470 <sup>(2)</sup> σ <sub>l</sub> = 2,48 σ <sub>zul</sub>	2855	2710	4040	3660 1400 = 2,61	3660 2710 = 1,35
A3d	St 37	St 34	170	A3d(g.)	1830	10,1	19,08	15,65	2,27	27,24	10,3	1830	10,4	21910	71800	1400 σ <sub>zul</sub>	805 <sup>(1)</sup> τ <sub>zul</sub> = 0,58 σ <sub>zul</sub>	2125 <sup>(2)</sup> σ <sub>l</sub> = 1,52 σ <sub>zul</sub>	2545	2505	3770	4590 1400 = 3,29	4590 2505 = 1,83

Tafel 4. Abmessungen der Probekörper und die Bruchlasten der gewöhnlichen Zugversuche.

Versuchskörper mit zylindrischen Bolzen von 100 mm Durchmesser in die Einspannköpfe eingesetzt.

Die Dauerprüfmaschine besitzt einen Steuerapparat, mit dem die Pressen einzeln oder gleichzeitig zusammen betrieben werden können. Beim gewöhnlichen Zug-(Druck-)Versuch wird die Belastung und Entlastung durch handgesteuerte Ventile getätigt. Dauer und Höhe der Belastung sowie Belastungs- und Entlastungsgeschwindigkeiten können beliebig gewählt werden.

Während des Dauerversuchs arbeitet die Steuerung selbsttätig, derart, daß die Belastung von einem unteren Grenzwert stetig bis zu einem Höchstwert ansteigt, nach einer Ruhepause bis zur Anfangslast abfällt, dann nach einer Ruhepause wieder ansteigt usf. Die Belastungsgrenzen sind beliebig einstellbar.

Für die Dauerzugversuche an Nietverbindungen wurde der Steuerapparat für eine Gesamtdauer des Belastungsspiels von 30 sek unter niederen Belastungen und von 60 sek auf höheren Belastungen eingestellt.

Um an Zeit zu sparen, wurden in der Regel beide Pressen gleichzeitig betrieben, so daß jeweils zwei Versuchskörper gleichzeitig zur Untersuchung gelangten. Nach dem Bruch einer Nietverbindung wurden die Einspannlaschen an das Reststück mit der ungebrochenen Nietstelle wieder angetietet und die Lastspiele bis zum Bruch der zweiten Nietverbindung fortgesetzt.

c) Versuchskörper.

Für die Herstellung der Probekörper zu den Vorversuchen konnten die Bleche zum Teil aus bahnelgenen, für Versuchszwecke bestimmten Lagerbeständen entnommen werden (Lieferer des St 37 Hoesch und Union). Die Niete wurden zum Teil von Dörnen in Derne, zum Teil von Knipping,

Altena (Westf.), bezogen. Die Bleche waren durch eingeschlagene Bezeichnung „St 37“ gekennzeichnet.

Bei der Bemessung der Probestäbe auf Grund der DIN 1073 bzw. BE mußte auf die vorhandenen Bestände und auf die Leistungsfähigkeit der Prüfmaschine Rücksicht genommen werden.

Die Probekörper für die vorläufigen Dauerversuche und die zu Vergleichszwecken notwendigen statischen Zugversuche sind in der Übersicht (Tafel 1) zusammengestellt.

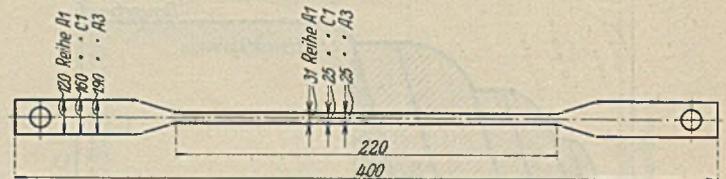


Abb. 14. Aus Blechen herausgearbeiteter Probekörper für die Werkstoffprüfung.

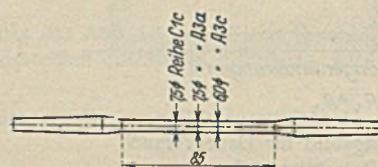


Abb. 15. Rundstab für die Schwingungsfestigkeitsprüfung.

d) Werkstoffprüfung.

1. Bleche. Aus Blechabschnitten von rd. 40 cm Länge, die mit den Probekörpern angefordert und mit den gleichen Zeichen versehen waren, wurden Probestäbe gemäß Abb. 14 u. 15 herausgearbeitet.

Mit den langen Proportionalstäben nach DIN 1605 wurden in üblicher Weise Streckgrenze, Zugfestigkeit, Bruchdehnung und Querschnittsverminderung ermittelt.

Die Rundstäbe mit sorgfältig geschliffener Oberfläche dienten zur Feststellung der Schwingungsfestigkeit in der Schenkschen Dauerbiegemaschine.

Tafel 2. Zusammengefaßte Ergebnisse.

Stahl- sorte	Untere Streckgrenze σ <sub>su</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit K <sub>z</sub> kg/cm <sup>2</sup>	Bruchdehnung φ %	Bruch- querschnitts- minderung ψ %
Stahl- sorte	Schwingungs- festigkeit kg/cm <sup>2</sup>	Schwingungsfestigkeit untere Streckgrenze		Schwingungsfestigkeit Bruchfestigkeit
St 37		2500 bis 3300	3750 bis 4310	
St 37	2700 bis 3170	1,08 bis 0,96		0,72 bis 0,74

1	2	3	4	5	6
Bezeichnung des Versuchs- körpers	Werk- stoff	Bauart der doppellassig Vernietung	Abmessungen und Skizzen	Anzahl der Vernie- tungen	Hersteller
A1a	St 37	einreihig		3	Brückenbauan- stalt Dörnen in Derne
A3d	St 37	dreireihig		2	Brückenbau Seibert, Aschaffenburg
				3	Material- Prüfanstalt Cannstatt

Tafel 1. Probekörper für die vorläufigen Dauerversuche und statischen Zugversuche.

D a u e r z u g v e r s u c h e																			
Bezeichnung des Stabes	Abmessungen								Belastungen-Zugspannungen Scherspannungen-Lochwanddrücke						Werkstoffprobe		Sicherheitsgrad		
	Blech				Laschen				zugehörige Spannungen						Streckgrenze		Zugfestigkeit	Dauerbruchfestigk. zul. Beanspr.	Dauerbruchfestigk. unt. Streckgrenze
	Breite	Dicke	F	F <sub>n</sub>	$\frac{\pi \cdot d^2}{4}$	$\frac{2 \pi \cdot d^2}{4}$	d·n·d'	Breite	Dicke	Bruch druck Dauervers. ermittelt	Zugspannung $\sigma = \frac{P}{F_n}$	Scherbeanspr. $\tau = \frac{P}{2 \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot n}$	Lochwanddr. $\sigma = \frac{P}{d \cdot n \cdot d}$	S <sub>0</sub> oben	S <sub>u</sub> unten	$\frac{\sigma_{Br}}{\sigma_{zul}}$			
mm	mm	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	mm	mm	kg	kg	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
A1a(dz,1)	118,8	8,6	10,21	7,29	2,27	9,08	2,92	118,8	8,3	10200	1400	1123	3493						
									16300	2235	1795	5580	2685	2655	3980	$\frac{2235}{1400} = 1,59$	$\frac{2235}{2655} = 0,84$		
A1a(dz,2)	118,5	8,5	10,07	7,18	2,27	9,08	2,89	118,5	8,3	10050	1400	1105	3480						
									16300	2270	1795	5640	2685	2655	3980	$\frac{2270}{2100} = 1,08$	$\frac{2270}{2655} = 0,85$		
A3d(dz,1)	188,3	10,0	18,83	15,43	2,27	27,24	10,2	188,3	10,4	21600	1400	795	2120						
									41300	2675	1515	4050	2545	2505	3770	$\frac{2675}{1400} = 1,91$	$\frac{2675}{2305} = 1,07$		
A3d(dz,2)	188,7	10,1	19,06	15,62	2,27	27,24	10,3	188,7	10,3	21870	1400	805	2125						
									39300	2515	1445	3815	2545	2505	3770	$\frac{2515}{1400} = 1,79$	$\frac{2515}{2505} = 1,0$		

Tafel 4a. Abmessungen der Probekörper und die Bruchlasten der Dauerversuche.

2. Nieten. Zur Bestimmung der Kugeldruckhärte  $H_n$  wurden die Nietschäfte auf etwa  $\frac{2}{3}$  des Schaftdurchmessers abgehobelt, die so entstandenen ebenen Flächen geschliffen. Die auf dieser Fläche mit der Kraft  $P = 3000$  kg abgepreßte, polierte Stahlkugel von 10 mm Durchmesser ergab die in Tafel 3 zusammengestellten Werte (Kugeldruckprobe gemäß DIN 1605).

Tafel 3.

Werkstoff	Lieferwerk	Nietdurchmesser mm	Härtezahl $H_n$ kg/mm <sup>2</sup>	$K_z = 36 H_n$ kg/cm <sup>2</sup>
St 37	Dörnen in Derne Knippling, Altona	15,9 bis 16,3	132	4750
		15,9 , 16,3	117	4200

e) Prüfung der Nietverbindungen.

Zur Vornahme der Zugversuche werden die Enden der Probekörper (Abb. 16) durch aufgenietete Laschen verstärkt und mit genau in der Längsachse angeordneten Bohrungen von 100 mm Weite versehen.

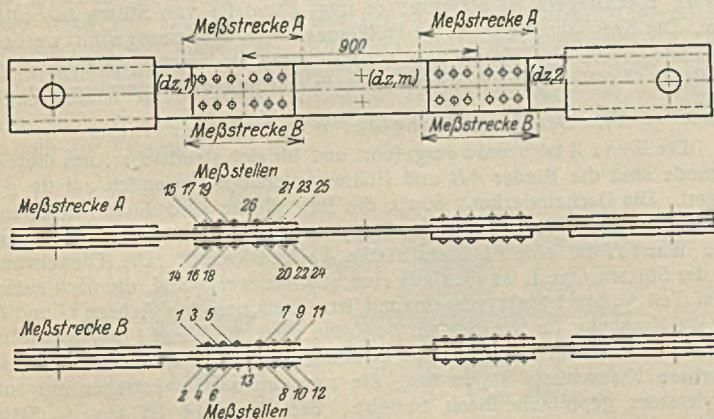


Abb. 16. Probekörper für den Dauerzugversuch zur Prüfung der Nietverbindungen.

Von jeder Versuchsreihe wurde ein Probekörper (kurzer Stab mit einer Verbindung) dem gewöhnlichen (statischen) Zugversuch unterworfen.

Bei den Dauerzugversuchen wurden die langen Doppelstäbe mit je zwei Nietverbindungen in die Dauerprüfmaschine eingespannt. Nach dem Bruch der einen Verbindung konnte die zweite Verbindung durch Annieten der Einspannlaschen auf der Bruchseite weitergeprüft werden.

1. Gewöhnliche Zugversuche.

Die Belastung wurde stufenweise gesteigert, wobei jede Laststufe einmal zur Einwirkung gelangte. Gemessen wurden die gesamten und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B von 250 mm bei den einreihigen und 430 mm bei den dreireihigen Verbindungen, die gesamten und bleibenden gegenseitigen Verschiebungen an vier Stellen, sowie das Öffnen des Spalts an der Stoßstelle.

Die beim gewöhnlichen Zugversuch ermittelten Bruchlasten sind aus Tafel 4 zu ersehen. Mit den Bruchlasten sind die Verhältniszahlen (Sp. 23 u. 24)

$$\frac{\text{stat. Bruchfestigkeit } (\sigma_{Bg})}{\text{zul. Spannung } (\sigma_{zul})} \text{ und } \frac{\text{stat. Bruchfestigkeit } (\sigma_{Bg})}{\text{untere Streckgrenze } (\sigma_{su})}$$

errechnet.

2. Dauerversuche mit oftmals wiederholter Zugbelastung.

An den in die Dauerprüfmaschine eingespannten Doppelstäben (Abb. 16) wurden unter der Anfangsbelastung  $P_0$  die Meßuhren für die Meßstrecken A und B an der oberen Nietstelle (dz, 1), am mittleren Stabteil (dz, m) sowie an der unteren Nietstelle (dz, 2) abgelesen (Abb. 16), ferner mit Mikroskopen die Abstände der an den Stellen 1 bis 26 angebrachten Marken gemessen. Unmittelbar nach dem Ablesen der Meßuhren und Abnahme der Meßstäbchen wurde der selbsttätige Steuerapparat in Tätigkeit gesetzt, der auf zwei Lastspiele in jeder Minute zwischen der Anfangslast  $P_0$  und der ersten Laststufe  $P_1$  eingestellt war. Nach einer bestimmten Anzahl von Lastwiederholungen wurden die Meßstäbchen wieder eingesetzt und jeweils die gesamten und bleibenden Längenänderungen der Meßstrecken A und B aus den Endstellungen der Zeigerausschläge an den Meßuhren beobachtet. Nach weiteren Wiederholungen des Lastspiels wurde in bestimmten Zeitabständen wieder abgelesen, bis eine meßbare Längenänderungszunahme nicht mehr festzustellen war. Die bleibenden Verschiebungen an den Marken 1 bis 26 wurden in der Regel unter den niedrigen Laststufen nach 6000 Lastspielen, unter den höheren Laststufen nach 3000 Wiederholungen gemessen. Nach dem Erreichen des Ausgleichzustandes wurde die Maschine auf der Anfangsbelastung  $P_0$  stillgelegt, hierauf die zweite Laststufe  $P_2$  eingestellt und auf dieser Stufe das Lastspiel fortgesetzt.

Die Ergebnisse der Meßuhrablesungen und Mikroskopbeobachtungen für die verschiedenen Laststufen  $P_1, P_2, P_3$  bis zur Bruchlast  $P_{max}(d)$  wurden in Tabellenform zusammengestellt. Die Abmessungen der Probekörper und die bei den Dauerversuchen ermittelten Dauerbruchlasten sind aus Tafel 4a zu ersehen. Mit den Dauerbruchlasten sind die Verhältniszahlen

$$\frac{\text{Dauerbruchfestigkeit } (\sigma_{Bd})}{\text{zuläss. Spannung } (\sigma_{zul})} \text{ und } \frac{\text{Dauerbruchfestigkeit } (\sigma_{Bd})}{\text{untere Streckgrenze } \sigma_{su}}$$

errechnet.

(Schluß folgt).

## Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau.

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Schluß aus Heft 23.)

### VI. Die Anordnung der Kranbahnen in den verschiedenen Schiffen der Haupthalle und Querhalle.

a) Halle AB: Die Kranbahnträger der unteren zwei 6 t-Krane sind alle 5 m gestützt; in Reihe A unmittelbar auf die Wandpfeller und in Reihe B durch die Bühnenunterzüge bzw. Stützen. Die Kranbahnträger der zwei oberen 1 t-Krane sind ebenfalls alle 5 m auf Wand A gelagert bzw. an der Fachwerkpfette in B angehängt.

b) Halle BC: Die Kranbahnträger der zwei unteren 6 t-Krane werden in Achse B und C durch die Bühnenunterzüge im Felde bzw. durch die Stützen in Entfernungen von 5 m abgefangen. Die Kranbahnträger für die zwei 70 t-Krane sind als doppelt unterspannte Träger von 15 m Stützweite in starker Konstruktion gebildet (Abb. 5). Der Träger in Achse B hat außerdem noch die Bühnenunterzüge mit ihren Kranlasten aufzunehmen.

des aus dem Kippmoment herrührenden Kräftepaars. Die obere Kranbahn (Abb. 7) besteht aus einem waagrecht liegenden Breitflanschträger I P 22 mit aufgesetzter Kranschiene. Ihre Abstützung an den Stützen und an sämtlichen Untergurtnoten des Dachträgers in Reihe 15 erfolgt durch Konsolen aus  $\square$ -Profilen. In Verbindung mit diesem Dachträger ist ein räumliches Traggebilde ausgebaut, welches aus einem an seiner unteren Gurtung anschließenden waagerechten Fachwerkträger von 1715 mm Höhe und einem in der Mittelebene des waagerechten Kranbahnträgers liegenden senkrechten Fachwerkträger von 600 mm Höhe besteht. Die Gurtungen dieses letztgenannten Fachwerkträgers bestehen aus der Kranbahn selbst und andererseits (oben) aus einem Winkelpaar. Die beiden unteren Kranbahnen sind zu einem vollwandigen Träger (Abb. 8) kreuzförmigen Querschnittes vereinigt. Auf beiden Trägern sind besondere Kranlaufschienen

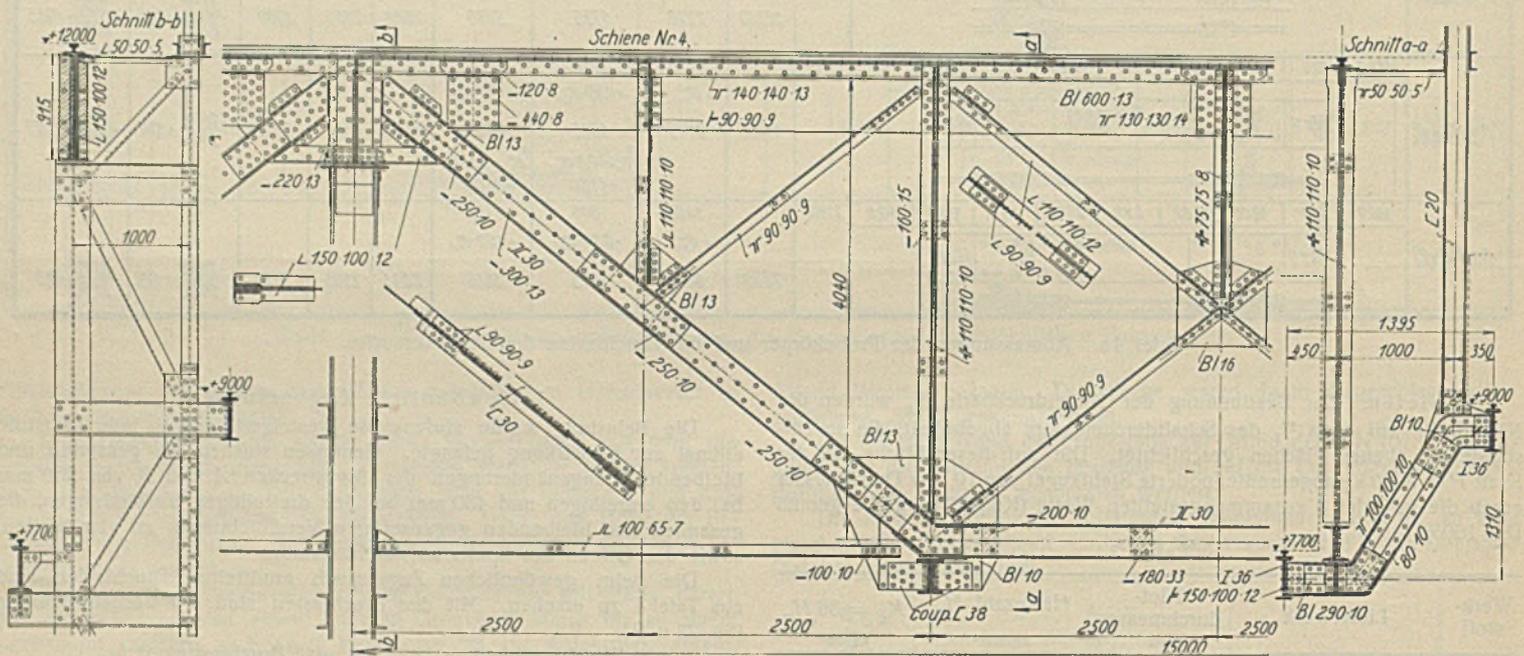


Abb. 6. Konstruktive Durchbildung des Kranbahnträgers in Achse E (70 t-Kran).

c) Halle CD: Die Kranbahnträger der zwei mittleren 3 t-Krane sind alle 5 m an den Hängestangen der Fachwerkpfetten C' und D' befestigt. Die Kranbahnträger der zwei unteren 1 t-Krane sind alle 5 m an den Bühnenträgern im Felde und unmittelbar an den Stützen gelagert. Die Kranbahnträger der zwei oberen 1 t-Krane sind ebenfalls alle 5 m gelagert, an den Hängestangen der Fachwerkpfetten bzw. an den Stützen C und D unmittelbar gestützt.

d) Halle DE: Die Kranbahnträger sind hier genau so gelagert wie in Halle BC. In Achse E sind jedoch die Kranbahnträger für die 70 t-Krane nicht als unterspannte Träger, sondern als normale Fachwerkträger ausgebildet, weil in dieser Achse keine Bühnen und Umsatzklappen vorhanden sind (Abb. 6).

e) Halle EH: Die Kranbahnträger der zwei 6 t-Krane sind in Achse E alle 5 m durch Hängestangen am Dachunterzug bzw. an den Stützen E gelagert, während sie in Achse F als durchlaufende Fachwerkträger mit 15 m Stützweite ausgebildet sind. Die Kranbahnträger der 30 t-Krane im nächsten Feld sind in Achse F und G als Blechträger von 15 m Spannweite ausgebildet, ebenso die Kranbahnträger der 6 t-Krane in den Achsen G und H. Die Kranbahnträger in Achse F und G übernehmen, wie bereits erwähnt, außer den Kranlasten noch in Feldmitte die Dachlasten. Die Kranbahnen des Schiffes G—H sind über die Wand Reihe 1 hinaus in den Hof verlängert, wo sie auf besonderen Stützen gelagert sind.

f) Querhalle: In der Halle AB laufen die Kranbahnträger der 6 t-Krane noch in das Feld 14—15 hinein; der Träger in Achse B wird durch eine besondere Stütze abgefangen. Die Kranbahn der oberen 1 t-Krane sind bis zur Reihe 16 durchgeführt. Die Kranbahnträger der zwei 6 t-Krane (Abb. 3) sind in Reihe 14 an den Stielen und Stützen der Wand 14 befestigt und in Reihe 15 etwa alle 3 m durch Zwischenabstützungen der Bühnenunterzüge bzw. durch die Stützen unmittelbar unterstützt. Die Kranbahnen des fahrbaren Konsolkranes sind als besondere Träger zwischen den Stützen der Reihe 15 den Stützenabständen entsprechend in Spannweiten von 9,05 bis 12,85 m ausgebildet. Für diesen Kran sind drei Kranbahnen vorhanden, eine untere zur Aufnahme der senkrechten Lasten und je eine obere und untere waagerechte zur Aufnahme

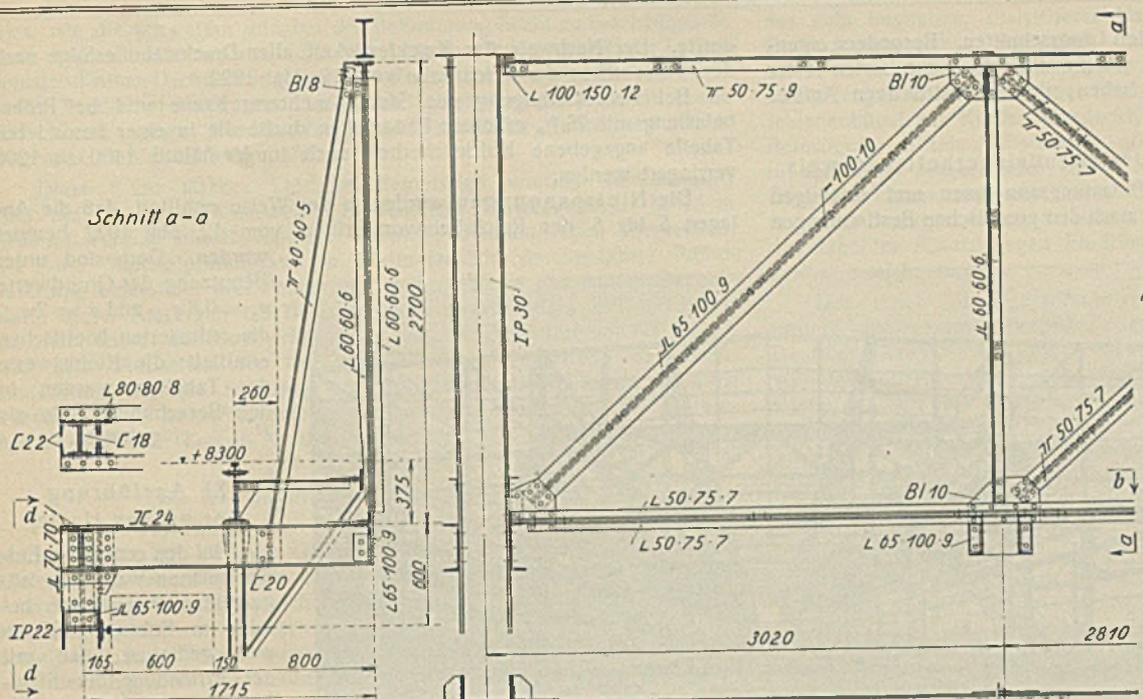
vorgesehen. Der waagerechte, von Stütze zu Stütze frei tragende Kranbahnträger besteht aus einem I P 55 mit aufgelegten Gurtplatten (Abb. 8) und I 55 für die kleineren Stützweiten. Er durchdringt den senkrecht angeordneten Kranträger, welcher als zweiteiliger Blechträger ausgebildet und mittels Winkeln an den waagerechten Kranbahnträger angeschlossen ist. Die Höhe dieses Blechträgers ist 800 mm; er trägt ebenfalls von Stütze zu Stütze frei. Die Kranbahnträger des 6 t-Hofkranes sollen später ausgeführt werden. In Reihe 16 sind die Bühnenträger zur Aufnahme des Kranträgers ausgekragt; in Reihe 17 sollen später besondere Träger und Stützen vorgesehen werden.

### VII. Die Anordnung der Wände in der Halle.

Die Wand A ist massiv ausgeführt und für sich standsicher, aus diesem Grunde sind die Binder AB und Bühnenunterzüge beweglich auf ihr gelagert. Die Dacheindeckung sowie die Betondecke sind durch Anordnung einer Randpfette bzw. eines Randkappenträgers von der Wand getrennt. Die Wand H ist eine  $\frac{1}{2}$  Stein starke Fachwerkwand. Die Giebelwand in der Stützenreihe 1 ist ebenfalls eine Stahlfachwerkwand, die nach außen zum Teil  $\frac{1}{2}$  bis 1 Stein vorgemauert ist. Zwischen den Achsen G und H ist die Kranbahn für die beiden 2 t-Krane über die Wand 1 hinausgeführt in den Hof. Zum Abschluß des Gebäudes ist außer der Kranbahn eine fahrbare Kranschürze angeordnet, die aus einem Rahmenträger mit aufgenietetem gepreßtem Blech besteht. Die Wand 14 ist eine  $\frac{1}{2}$  Stein stark ausgemauerte Fachwerkwand mit einer Öffnung zwischen den Achsen G und H sowie einer größeren Öffnung zwischen den Achsen C und D. Zur Aufnahme der Lasten wird über dieser Öffnung ein kräftiger Fachwerkträger angeordnet. Die Wand 14 dient gleichzeitig als Trennwand zwischen Haupt- und Querhalle. Die Giebelwand in Stützenreihe 16 ist eine massive Betonwand, die unten pendelnd aufzufassen ist. Weitere Trenn- und Zwischenwände befinden sich in den Achsen F und G; im übrigen sind noch verschiedene andere kleinere Zwischenwände vorhanden, alle aus Eisenfachwerk.

### VIII. Die Anordnung der Stützen (Windbelastung).

Die Stützen in den Achsen B bis H sind mit Einspannung im Fundament ausgeführt. Jede Stütze hat die aus Dach-, Kran- und Bühnenlasten ent-



stehenden lotrechten Kräfte aufzunehmen. Die waagrecht wirkenden Kräfte aus Winddruck und Kranstoß werden wie folgt verteilt: Die Stütze B erhält keine Windlast, da die Wand A stand-sicher ist. Die Stützen C und D, die beide gleich ausgebildet werden (Abb. 9), übernehmen gemeinsam den Winddruck auf das Dach sowie auch den auf sie entfallenden Anteil des Windes auf die Wand E; ferner haben sie die Horizontalschübe der auf ihnen gelagerten Kranbahnen aufzunehmen. Die Stützen in Reihe E nehmen zunächst ihren Anteil des Windes auf die Wand E, sowie den Wind auf das Dach EH und den auf sie entfallenden Anteil des Windes auf die Wand auf. Schließlich übernehmen sie noch die Horizontalschübe der auf ihnen gelagerten Kranbahnen. Die Stützen F und G übernehmen keinen Wind; jedoch die Horizontalschübe der Kranträger. Die Stütze H nimmt den Wind auf die Wand H auf und den Horizontal-schub der Kranbahnen.

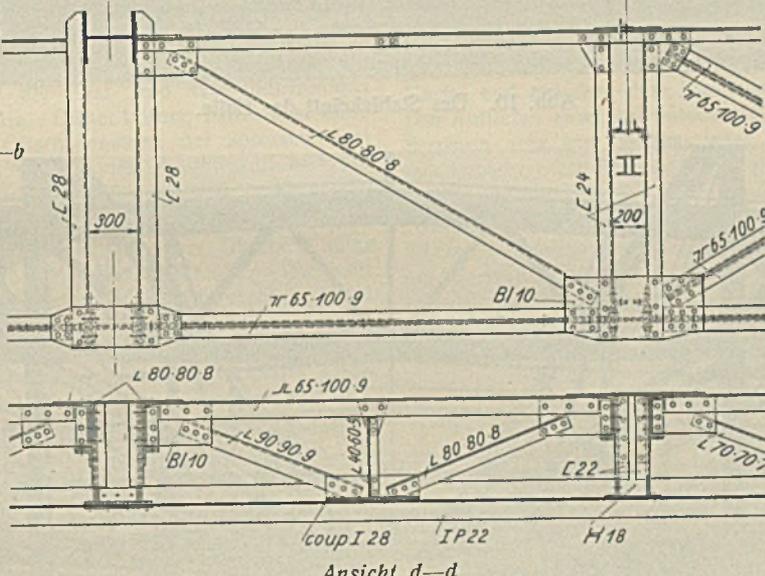


Abb. 7. Konstruktive Durchbildung der Kranbahn des Konsolkranes in der Querhalle und in Halle A-B (s. Abb. 8).

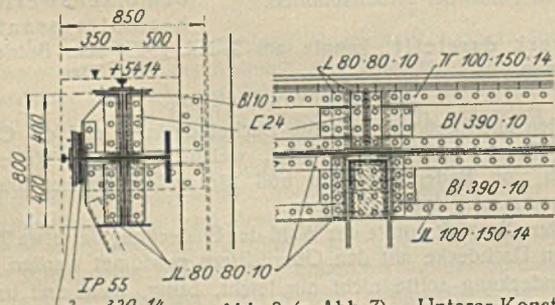


Abb. 8 (s. Abb. 7). Unterer Konstruktionsteil der Kranbahn des Konsolkranes in Halle A-B und in der Querhalle.

In der Längsrichtung der Halle (Ost-West) ist die Giebelwand 1 als Pendelwand aufzufassen, die sich gegen die Konstruktion der Haupthalle lehnt. Durch die Pfetten, Dachunterzüge bzw. Kranträger werden die Windlasten und Bremskräfte der Krane in die in den Achsen B bis H zwischen Reihe 7 und 8 angeordneten Portale geleitet. Auch die Wand 14 zwischen Haupt- und Querhalle ist eine Pendelwand, die sich jedoch nicht gegen die Konstruktion der Haupthalle stützt, sondern gegen die Dachbinder der Querhalle 14-15 bzw. gegen die Stützen in Reihe 15.

Die Anordnung wurde so gewählt, damit die Spurweite der Kranbahn für den Kran unveränderlich bleibt. Die Stützen der Reihe 15 nehmen den Wind auf die Wände 16 und 14, sowie die Horizontalschübe der Krane auf. Außerdem nehmen die Stützen in Reihe 15 von Achse B bis 7 noch die durch den Konsolkran hervorgerufene Momentwirkung auf. Das Portal in der Achse 9-10 nimmt den Wind auf die Wand B bzw. H von Reihe 14 bis 16 sowie die Bremskräfte der Krane auf. In der Wand 14 ist die Verstrebung für den Wind auf Wand H 13 bis 15 angeordnet.

Bei der Gesamtanlage der in zwei Richtungen beanspruchten Stützen, die auf besonderen Betonfundamenten stehen, mußte wegen des hohen Grundwasserstandes auf eine gedrungene Fuß- und Einspannungsbildung mit Verankerung Rücksicht genommen werden. Bauanlage und Anordnung der Stützen ist aus den Plänen zu ersehen — vor allem

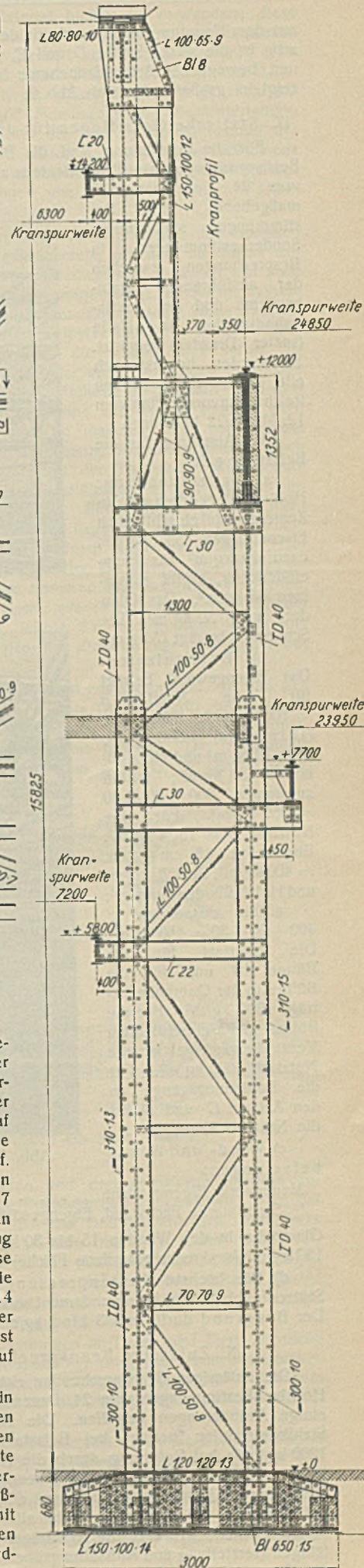


Abb. 9. Ausbildung der Stützen C u. D.

aus dem Hauptquerschnitt und aus den Längsschnitten. Besonders eigenartig ist die starke Stütze *D* und *C*, welche die schwersten Lasten fester und beweglicher Art aufzunehmen haben; ihren konstruktiven Aufbau zeigt im größeren Maßstab Abb. 9.

#### IX. Statische Grundlagen für den Standsicherheitsnachweis.

Für die Berechnung sind die Belastungsannahmen und zulässigen Beanspruchungen sämtlicher Bauteile nach den preußischen Bestimmungen vom 24. Dezember 1919 maßgebend. Diese Bestimmungen sind durch Sonderbestimmungen in Besprechungen zwischen der ausführenden Stahlbaufirma und der Reichsbahndirektion in Halle (später Dresden) ergänzt. So werden hauptsächlich alle Druckstäbe nach den Reichsbahnvorschriften vom 12. Mai 1922 berechnet.

Als Annahme für die Belastung galt:

a) Dacheindeckung: Hohlsteindecke 6 cm stark in Zementmörtel einschließlich Eiseneinlagen  $55 \text{ kg/m}^2$ ; dazu  $10 \text{ kg/m}^2$  für Pappeindeckung, ergibt zusammen  $65 \text{ kg/m}^2$ . Das Glasdach wiegt  $30 \text{ kg/m}^2$ . Die Schneelast beträgt  $75 \text{ kg/m}^2$ .

b) Bühnenlasten: Das Eigengewicht beträgt für eine Nutzlast  $p = 1000 \text{ kg/m}^2$ : Eisenbeton (12 cm stark)  $= 300 \text{ kg/m}^2$ , Putz  $20 \text{ kg/m}^2$  und Holzfußboden  $30 \text{ kg/m}^2$ ; mithin zusammen  $300 + 20 + 30 = 350 \text{ kg/m}^2$ . Für eine Nutzlast  $p = 1500 \text{ kg/m}^2$ : Eisenbeton 15 cm stark  $= 400 \text{ kg/m}^2$ , Putz  $20 \text{ kg/m}^2$  und Holzfußboden  $30 \text{ kg/m}^2$ ; mithin zusammen  $400 + 20 + 30 = 450 \text{ kg/m}^2$ . Die Nutzlast für die Bühne *AB* und für die Bühne in der Querhalle beträgt  $1500 \text{ kg/m}^2$ . Für die Bühne *CD* einschließlich Verbindungsgänge ist die Nutzlast  $1000 \text{ kg/m}^2$ . Für die Bedienungsgänge an den Achsen *C'* und *D'* ist die Nutzlast  $250 \text{ kg/m}^2$ .

c) Wand- und Windbelastungen:

Mauerwerk, Eigengewicht . . . . .  $1800 \text{ kg/m}^3$   
 $\frac{1}{2}$  Stein starke Fachwand, Eigengewicht . . . . .  $250 \text{ kg/m}^3$

Glasfläche in den Wänden 15 bis  $30 \text{ kg/m}^2$ . Der Winddruck wurde zu  $150 \text{ kg/m}^2$  (senkrecht getroffene Fläche) angenommen.

d) Die höchste Kantenpressung auf die Zementfuge zwischen Stützenfußplatte und Betonfundament sollte  $35 \text{ kg/cm}^2$  nicht überschreiten. Der Baugrund durfte mit 3 bis  $4 \text{ kg/cm}^2$  beansprucht werden.

#### X. Zulässige Beanspruchungen und Lasten.

Die zulässigen Beanspruchungen richten sich nach den preußischen Hochbau-Bestimmungen vom 24. Dezember 1919; jedoch sind auch hier einige Abänderungen getroffen. Die zulässige Beanspruchung für die Stahlkonstruktion beträgt bei Belastung nur durch die Hauptkräfte  $1200 \text{ kg/cm}^2$ ; bei Belastung durch die Hauptkräfte, Wind- und Kranstoß je eines Kranes  $1400 \text{ kg/cm}^2$ ; diese Beanspruchung konnte noch bei Kranstoß mehrerer Krane auf  $1600 \text{ kg/cm}^2$  erhöht werden. Darüber hinaus ist bei Bauteilen, die eine große Reihe aller nur möglichen Belastungen erhalten können, wie z. B. die Kranträger der 70 t-Krane, bei der sorgfältigen Herstellung und Aufstellungsüberwachung für Belastung nur durch die Hauptkräfte eine Beanspruchung von  $1400 \text{ kg/cm}^2$  zugelassen, die bei Berücksichtigung von Wind und Kranstoß bis  $1600 \text{ kg/cm}^2$  erhöht werden

durfte. Der Nachweis der Knickfestigkeit aller Druckstäbe erfolgt nach den Vorschriften der Reichsbahn vom 12. Mai 1922.

Bei Berücksichtigung des Stoßes mehrerer Krane und bei Probelastung mit 25 % erhöhten Raddrücken durfte die in einer besonderen Tabelle angegebene Knicksicherheit noch im Verhältnis 1400 zu 1200 verringert werden.

Die Nietspannungen wurden in der Weise ermittelt, daß die Anlagen 5 bis 8 der Reichsbahnvorschriften vom 12. Mai 1922 benutzt

wurden. Dort sind unter Benutzung der Grundwerte  $\sigma_s = 0,8 \sigma_{zul}$  und  $\sigma_t = 2 \sigma_{zul}$  die reduzierten Nietflächen ermittelt; die Kleinstwerte der Tabellen wurden in den Berechnungstabellen als  $F_{min \text{ red}}$  eingetragen.

#### XI. Ausführung der großen Halle.

Bei den erörterten Entwurfsplänen waren die allgemeinen Bauarbeiten bereits im Februar 1925 so weit gediehen, daß mit der Errichtung der Stahlkonstruktion begonnen werden konnte. Die ganze — etwa 3600 t umfassende — Montage ist mit größter Beschleunigung, allerdings je nach den Dispositionen der Bauleitung, betrieben und fertiggestellt worden.

Aus Abb. 10 u. 11 ist die aufgestellte Stahlkonstruktion deutlich zu sehen. Beide Abbildungen vermitteln zugleich den Eindruck von der Größe des imposanten Bauwerks.

In Verbindung mit der Aufstellung der Stahlkonstruktionen wurden die Beton- und Maurerarbeiten der ausgedehnten Seiten-, Quer- und Giebelwände, sowie die Eindeckung des Daches mit Hohlsteinplatten und Oberlichtern, schließlich alle Installations- und Ausrüstungs-Einrichtungen durchgeführt. Der ganze Bau, der unzweifelhaft ein sehr bemerkenswertes und hochinteressantes Ingenieurwerk darstellt, konnte am 2. XII. 1929 dem Betrieb übergeben werden.

#### XII. Dacheindeckung.

Es sollen anschließend noch die Dacheindeckung und die Oberlichteinrichtung kurz beschrieben werden, welche bei einer Halle solcher Größe auch von Bedeutung sind und für andere Hallen solcher Art manche interessante Hinweise geben.

Besondere Sorgfalt mußte der Wahl der Eindeckung der etwa  $20000 \text{ m}^2$  umfassenden Dachdecke mit den Oberlichtern gewidmet werden.

Die Eindeckung sollte nicht nur leicht, billig, dicht und tragsicher, sondern auch im Interesse eines möglichst wirtschaftlichen Heizungsbetriebes für den gewaltigen Raum sehr wärmehaltend ausfallen. Die Träger der Dacheindeckung bildeten die Stahlpfetten, welche im Mittel 2,25 bis 2,60 m entfernt lagen.

Zunächst sollte eine Eindeckung in Form von 8 cm starken Bimsbetonplatten gewählt werden; nach eingehenden Erwägungen der Bauleitung und Unternehmer wurde aber endgültig eine Leichtsteindachdecke in Aussicht genommen, die am Orte hergestellt und mit den Pfetten durch Windhaken verankert werden. Nach Untersuchungen des Staatlichen Material-Prüfungsamtes in Berlin-Dahlem zeigte sich, daß die gewählte 6 cm-Leichtsteinstenplatte ungefähr die gleiche Wärmedurchgangszahl auf-

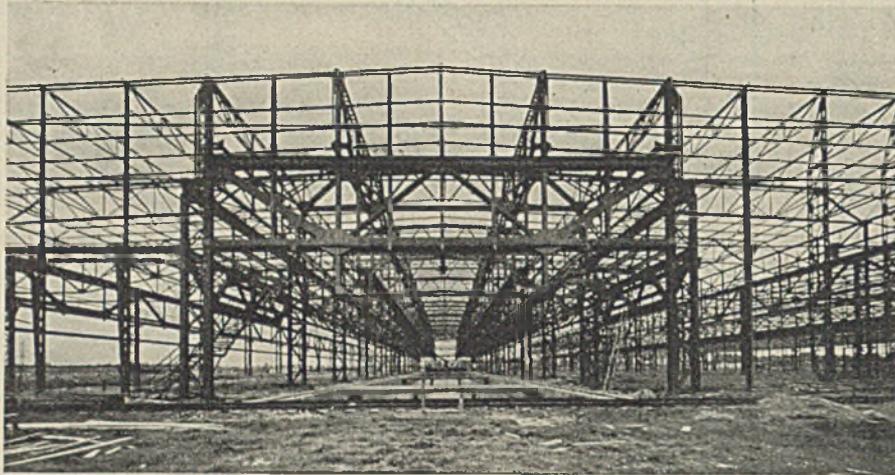


Abb. 10. Das Stahlskelett der Halle.

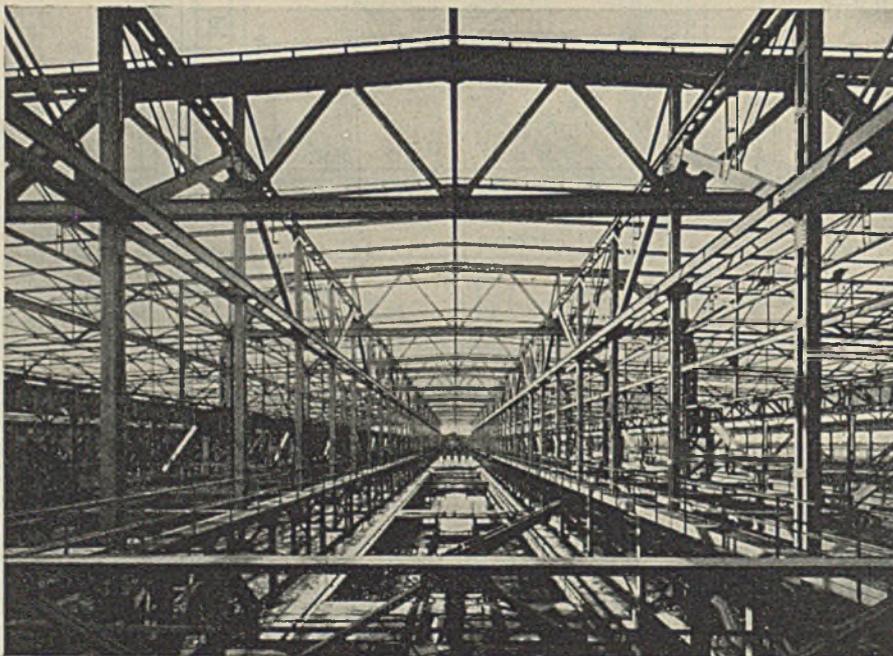


Abb. 11. Blick in das Hauptschiff C—D der Halle in Höhe der Arbeitsbühnen.

wies, wie die schwerere und bei der Beförderung leicht zu beschädigende 8 cm starke Bimsbetonplatte. Die Herstellung und Verlegung der Leicht-hohlstelnplatten-Dachdeckung war der Firma Raebelwerke G. m. b. H. in Berlin-Tempelhof übertragen. Leicht-hohlstelnplatten von je 20 cm Breite und 33 cm Länge wurden von den Elektrischen Tonwerken Oberlangenöls, Bez. Liegnitz geliefert.

Diese 6 cm starken Leicht-hohlstelnplatten wurden kontinuierlich über die bis zu 2,65 m weiten Pfettenfelder hinweggeführt. In 25 m Abstand wurden mittels doppelter Papplage Dehnungsfugen vorgesehen. Die vom Materialprüfungsamt in Berlin-Dahlem durchgeführte Probelastung einer über drei Felder von 2,75 m Weite gespannten Deckenplatte dieser Art ergab bei Belastung von zwei Feldern mit 460 kg/m<sup>2</sup> die ersten Risse; der Bruch erfolgte erst bei einer Belastung von 600 kg/m<sup>2</sup>, also dem Vierfachen der Nutzlast. Für die Herstellung der Dach-eindeckung war die Schalung an den Stahlpfetten befestigt. Täglich wurden 150 bis 300 m<sup>2</sup> Dachdecke fertiggestellt; hierbei erfolgte zugleich das Verlegen der Zargen für die Oberlichter.

### XIII. Die Anordnung der Oberlichter.

Für das Hallendach waren nach dem Entwurf der Bauleitung im ganzen 12 000 m<sup>2</sup> kittloses Glasdach nebst Zubehör vorgesehen, deren Lieferung im Dezember 1926 öffentlich ausgeschrieben wurde. An dieser Ausschreibung beteiligten sich rd. 20 deutsche Firmen, die sich mit der Herstellung kittloser Glasdächer befassen. Die Entscheidung über Zuschlag und Auswahl der geeigneten Anstellung war schwierig, zugleich aber richtunggebend für zukünftige Wettbewerbe.

Zunächst war die billigste Glasdachausführung in Aussicht genommen, bei der für den Rostschutz der Walzsprossen ein dreimaliger Olanstrich, für die Glasauflage Teerschnur, für die First- und Traufabdichtungen verzinktes Blech gewählt werden sollte. Dieser Lösung hafet aber ohne Zweifel der Nachteil an, daß der Ölfarbenanstrich der Sprossen dem Angriff der am Glasdach fast stets vorhandenen Feuchtigkeit und der säurehaltigen Abgase der Schmiedefeuere, Lötöfen usw. nicht lange widerstehen kann, so wenig wie die verzinkten Blechteile der Dichtungen.

Da nun Instandsetzungen und Anstricharbeiten am Glasdach unter allen Umständen teuer, für den Betrieb lästig und für die übrige Dachhaut schädlich sind, und da schließlich zerstörte Glasauflageschnüre zum Glasbruch führen können, so empfahl es sich am Ende, auf die Vorschläge der Firma J. Eberspächer, Glasdachfabrik, G. m. b. H. in Eßlingen a. N., einzugehen und eine bewährte und solide korrosionsschutzte Glas-eindeckung zu wählen.

Einen Querschnitt durch die zur Ausführung gekommene Konstruktion der Firma Eberspächer zeigt Abb. 12. Als tragendes Glied wurde die geschlossene Rinnensprosse System „Wema“ DRP. verwendet, die einen

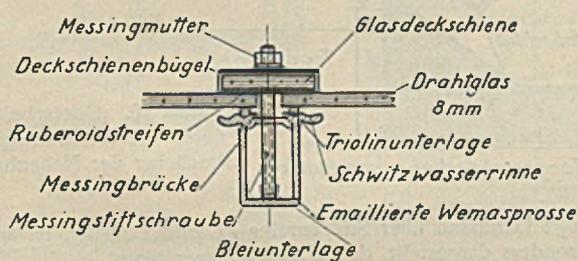


Abb. 12. Querschnitt der Glaseindeckung.

statisch sehr günstigen, tragfähigen Querschnitt besitzt; ihre Rinnenform gewährleistet sicheres Ableiten des Wassers, wenn solches unter der Deckschiene hindurch und durch die Stoßfuge der Glasscheiben etwa eindringen sollte. Das Kondenswasser, das sich besonders im Winter an der Unterseite der Glasscheiben bildet und das bei schrägliegendem First sich an der Sprosse sammelt, wird durch die Schwitzwasserrinne unschädlich ins Freie abgeleitet. Abtropfen ist somit sicher vermieden. Die Messingstiftschraube samt Messingbrücke läßt sich ohne irgendwelche Bearbeitung der Sprosse an jeder Stelle anbringen. Die Bleiunterlage am Fuß der Stiftschraube schützt den Emailüberzug der Sprossen vor Beschädigung beim Festziehen. Als welche, schmiegsame Auflagerung für das Glas wurde eine gegen Witterungseinflüsse sehr widerstandsfähige Triolinunterlage, sogenannte „Wema-Schnur“, verwendet. Diese Art der Auflagerung gewährleistet dem Glas genügend Bewegungsfreiheit bei Temperaturänderungen und bei Erschütterungen, ein Hauptvorteil des kittlosen Systems gegenüber dem Kittglasdach; der Glasbruch wird hierdurch auf ein Minimum reduziert. Die Fuge zwischen zwei Glasplatten wird durch Glasdeckschienen DRP. überdeckt, die gleichzeitig das Abheben der Glasplatten verhindern. Der Gedanke, Deckschienen aus Drahtglas anstatt wie früher aus Blech zu machen, entstand hauptsächlich

aus dem Bestreben, rost-sicheres Material hierfür zu verwenden; diese Deckschienen haben sich auch unter sehr ungünstigen Verhältnissen bewährt. Die einzelne Deckschiene besteht aus 5 cm breiten und etwa 50 cm langen Glasstreifen; der Stoß dieser Streifen ist mit einem Deckschienenbügel aus Kupfer überdeckt; an dieser Stelle erfolgt auch die Befestigung mittels Stiftschraube und Messingmutter. Die Unterteilung in nur 50 cm lange Stücke erfolgt, um die Biegungsbeanspruchung der Glasdeckschienen möglichst klein zu halten. Zwischen Glasdeckschiene und dem Drahtglas ist ein Streifen aus teerfreier Pappe eingeklebt, durch den erhöhter Schutz gegen Eindringen von Wasser und gegen Wärme-verlust erreicht wird.

Der schon oben erwähnte besondere Rostschutz der Sprossen besteht aus einem säurefesten Emailüberzug, für den die Firma ein Deutsches Reichspatent besitzt. Dieser Überzug wird natürlich erst nach vollständiger Bearbeitung der Sprossen aufgebracht; er ist in hohem Grade stoßfest, was im Hinblick auf unvermeidliche kleine Stöße während der Montierung sehr erwünscht ist. Selbstverständlich werden diese Teile durch Spezialmonteure eingebaut, die wissen, daß selbst die geringste Beschädigung des Überzuges unter allen Umständen vermieden werden muß. Über die hervorragenden Rostschutzeigenschaften des Emailüberzuges gegen Feuchtigkeit in Verbindung mit Säuren braucht wohl nichts gesagt zu werden. Auch die von mancher Seite vorgebrachte Befürchtung, der Überzug könnte absplittern, ist unbegründet. Nach Versuchen an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart tritt ein Absplittern des Emailüberzuges erst nach Überschreiten der Streckgrenze des Stahls ein. Ein wichtiger und oft nicht beachteter Vorzug des Emailüberzuges liegt in seiner Eigenschaft, elektrischen Strom nicht zu leiten. Dadurch wird die Bildung einer galvanischen Kette zwischen dem Kupfer der Dachrinnen und Dichtungsbleche und zwischen dem Eisen der Sprossen mit Sicherheit vermieden. Das Auftreten einer galvanischen Kette, wie es z. B. bei Verzinkung der Sprossen sehr gut denkbar wäre, würde zu beschleunigter Zerstörung des weniger edlen Metalls, hier also des Zinküberzuges und später des Eisens, führen.

Die Sprossen sind in Abständen von 61 cm angeordnet, so daß sich 60 cm Drahtglasbreite ergibt. Diese enge Teilung wurde mit Rücksicht auf Versuchsergebnisse von Professor Graf<sup>1)</sup> an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart gewählt. Das verwendete Drahtglas hat 8 mm Stärke; es wurde von der AG. für Glasindustrie,

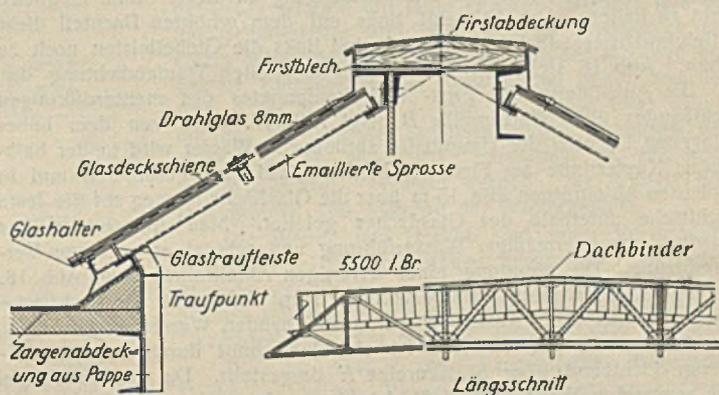


Abb. 13. Querschnitt durch ein Sattel-Glasdach.

vorm. Friedrich Siemens in Dresden, mit drei drahtfreien Rändern angeliefert, um auch hier mögliche Rostsicherheit zu erreichen. Man hat nämlich die Erfahrung gemacht, daß das Drahtgewebe des Drahtglases an den Schnittkanten, wo die Drahtenden freiliegen, rostet; dabei vergrößert der Draht sein Volumen, und dies führt manchmal zu Sprengungen der Drahtglasplatte vom Rande her. Diese Gefahr ist hier auf eine einzige Kante bei jeder Glasplatte beschränkt, da an allen anderen drei Rändern das Drahtgewebe völlig im Glas eingebettet ist.

Sämtliche Blechteile der Abdichtungen an Traufe und First, sämtliche Rinnen und Abfallrohre, sämtliche Beschlüge sind, wie schon oben gesagt, aus Kupferblech; der höhere Anschaffungspreis gegenüber verzinktem Eisenblech wird sich durch Ersparnis an Überholungen weitaus bezahlt machen.

Einen Querschnitt und einen Längsschnitt durch die Sattelglasdächer auf der Haupthalle zeigt Abb. 13; der schwere Binder liegt zum Teil im Glasdach; die Firstabdeckung des Bindergurtes in Kupfer auf Holz wurde ebenfalls von der Firma ausgeführt. Bemerkenswert ist

<sup>1)</sup> Otto Graf, Versuche mit großen Glasplatten auf eisernen Sprossen; Z. d. V. d. I. 28. April 1928.

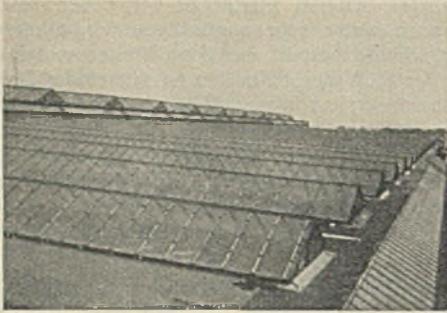


Abb. 14. Blick auf die Sattel-Glasdächer.

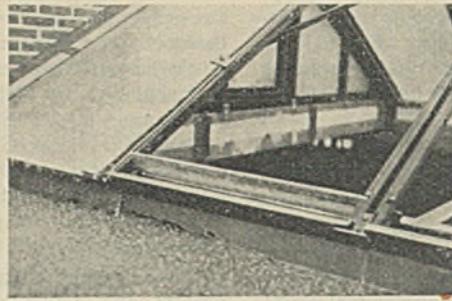


Abb. 16. Einbau der doppelten Traufabdichtung beim Glasdach.

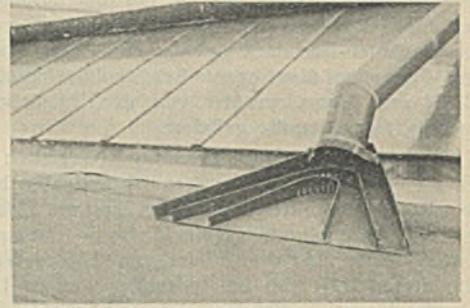


Abb. 18. Mündung des Abfallwehres auf der Dachfläche.



Abb. 15. Blick auf das Sattel-Glasdach. (Giebelleisten.)

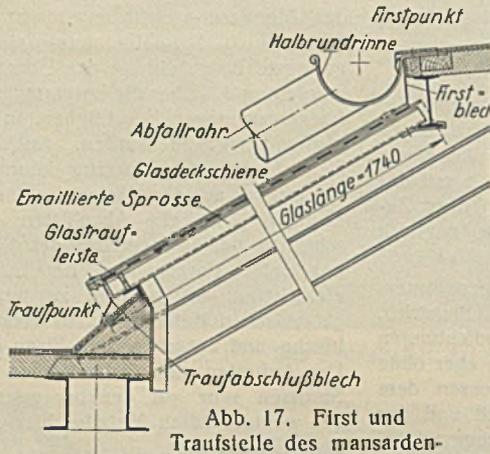


Abb. 17. First und Traufstelle des mansardförmigen Lichtbandes über der Stützreihe B.

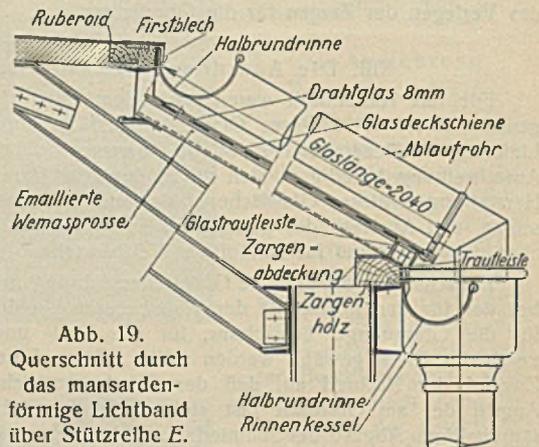


Abb. 19. Querschnitt durch das mansardförmige Lichtband über Stützreihe E.

die doppelte Abdichtung an der Traufe, einmal durch ein kupfernes Traufabschlußblech und dann noch durch eine Traufleiste aus Drahtglas; diese Anordnung, die bei sämtlichen Glasdächern dieses Baues getroffen wurde, hat den Zweck, den Wärmedurchgang an dieser Stelle möglichst klein zu halten. Abb. 14 zeigt links auf dem erhöhten Dachteile diese Sattelglasdächer; auch auf Abb. 15 sind links die Giebelleisten noch zu sehen. Abb. 16 stellt den Einbau der doppelten Traufabdichtung dar.

Die Ausbildung des First- und Traufpunktes des mansardförmigen Lichtbandes über Stützreihe B zeigt Abb. 17. Das von dem höher gelegenen Dachteile der Haupthalle abfließende Wasser wird in der halbrunden Kupferrinne am First des Mansardglasdaches gesammelt und in kupfernen Abfallrohren alle 15 m über die Glasfläche hinweg auf die feste Dachfläche unterhalb des Glasdaches geleitet. Man entlastet so das Glasdach von übermäßiger Wasserführung und schützt es auch vor Verschmutzung. Die Mündung eines derartigen Abfallrohres zeigt Abb. 18. Ein besonderer kupferner Wasserverteiler sorgt dafür, daß die Dachfläche durch die aus dem Abfallrohr herauschießenden Wassermengen nicht beschädigt wird. Auf Abb. 19 ist ein Querschnitt durch das mansardförmige Lichtband über Stützreihe E dargestellt. Da an die Traufe eine senkrechte Wand anschließt, ist hier noch eine zweite Regenrinne notwendig. Alle 15 m sind Rinnenkessel angeordnet, die das Wasser beider Rinnen sammeln und durch Abfallrohre entlang den Stützen ableiten.

Abb. 20 zeigt den Querschnitt durch die sattelförmigen Glasdächer der Nebenhalle. Eine besondere Firstplatte ist hier nicht vorgesehen, jedes Sprossenpaar bildet vielmehr einen Dreigelenkbogen. Die Giebelwände sind hier sowohl wie auch bei der Haupthalle verglast; hier sind auch Lüftungsklappen eingebaut. Das man-

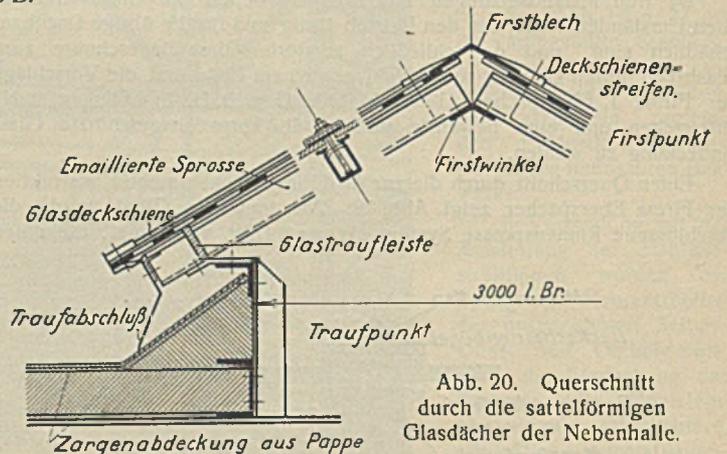


Abb. 20. Querschnitt durch die sattelförmigen Glasdächer der Nebenhalle.

sardförmige Lichtband über Stützreihe H, Bild 1 rechts, ist im Schnitt nicht besonders dargestellt, da es nichts Neues bietet.

Der Einbau der Glasdächer erfolgte von Mitte Juli bis Mitte November 1927 ohne jeden Unfall. — Die Anordnung, Konstruktion und Ausführung der Glasdächer für die Eisenbahnwerkstätte Dessau kann in jeder Beziehung als zweckmäßig und vorbildlich bezeichnet werden; es steht zu erwarten, daß die besonderen Aufwendungen für die gewählte beste Ausführung sich im Laufe der Jahrzehnte durch den Fortfall aller Überholung rechtfertigten.

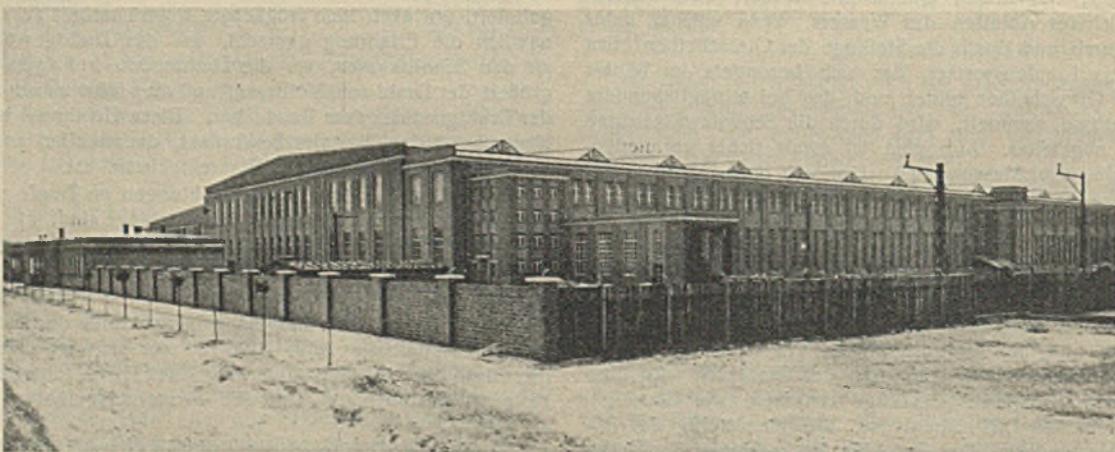


Abb. 21. Die neue Halle für elektrische Lokomotiven in Dessau.

XIV. Bau der Halle.

Bei dem Bau der Halle des Ausbesserungswerks in Dessau lag die Entwurfs- und Oberleitung in den Händen von Reichsbahnoberrat Professor W. Sorger; die Bauleitung war dem Reichsbahnrat Riemen-schneider übertragen.

Die Lieferung und Aufstellung der ganzen Stahlkonstruktion war auf Grund einer engeren Ausschreibung im Jahre 1923 der Stahlbau-Unternehmung von Breest & Co. in Berlin zugefallen; sie hatte

auch die statische und konstruktionstechnische Ausarbeitung des Entwurfs für den ganzen Hallenbau übernommen sowie die Vorschläge für eine zweckentsprechende Gestaltung der vielen Ansprüchen genügenden Stahlkonstruktion. Abb. 21 zeigt das Bauwerk im fertigen Zustand.

Möge das groß angelegte Ingenieurwerk seltener Art der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zum Vorteil und Segen gereichen und seinem vielseitigen Zweck voll entsprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg.

Oberpostdirektion Bamberg.

Von W. Bading, Oberingenieur der Vereinigten Stahlwerke AG., Dortmunder Union.

Der Neubau besteht aus dem Hauptgebäude und der Schalterhalle — ein Rundbau — mit Landzustellungsanbau.

Der Hauptbau hat 6 Geschosse mit folgenden Höhen:

Kellergeschoß . . . . .	3,0 m
Erdgeschoß . . . . .	3,9 m
1., 2. u. 3. Obergeschoß . . . . .	3,4 m
Dachgeschoß . . . . .	2,0 m.

Schalterhalle und Landzustellungsanbau sind eingeschossig.

Die tragende Konstruktion dieser drei Bauten besteht aus einem Stahlskelett, welches die lotrechten Kräfte und den Winddruck aufnimmt.

Der nordöstliche Flügel vom Treppenturm ab ist vorläufig nur für drei Geschosse mit oberer Terrasse ausgebaut (Abb. 1, links). Die Stützen und Rahmen hierfür sind so stark aus-

geführt, daß eine spätere Erhöhung ohne Verstärkung durchgeführt werden kann.

Für die Stahlkonstruktion sind folgende Beanspruchungen zugelassen:

Eigengewicht und Nutzlast . . . . .	= 1200 kg/cm <sup>2</sup>
Eigengewicht, Nutzlast und Wind . . . . .	= 1500 kg/cm <sup>2</sup> .

Die Anordnung der Deckenträger, Unterzüge und Stellung der Stützen ist aus Abb. 1, der Querschnitt aus Abb. 2 ersichtlich.

Die beiden mittleren Stützenreihen des Hauptbaues sind mit den durchgehenden Deckenträgern durch Keilanordnung so verbunden, daß sie als Stockwerkrahmen wirken und die auftretenden Eckmomente aus lotrechter Belastung und Wind voll aufnehmen können. An den Außenstützen sind die Deckenträger gelenkig angeschlossen, hierdurch erhalten diese Stützen nur senkrechte Belastung.

Die gewählten Querschnitte der Außen- und Mittelstützen, sowie der Deckenträger sind aus Abb. 2 ersichtlich.

Die in der Längsrichtung des Gebäudes auftretenden Windkräfte werden durch die Decken auf den Treppenturm übertragen. Die Stützen dieses Turmes sind durch Diagonalverbände, die in den Wänden liegen, verbunden, sie leiten die Windkräfte in die Fundamente.

Der Querschnitt der Schalterhalle ist aus der Abb. 3 ersichtlich. Hier sind die Seitenhallen als Rahmen ausgebildet, die die Windkräfte in die Fundamente überleiten. — Die Montage der Stahlkonstruktion des Hauptgebäudes erfolgte mit Hilfe eines Portalkranes und die der Schalterhalle und des Landzustellungsbaues mit einem Schwenkmast. Der Fortschritt der Montage und weitere Einzelheiten der Konstruktion gehen aus den Abb. 4 bis 6 hervor. — Am 14. Januar 1930 konnte mit der Montage der Stahlkonstruktion begonnen und diese am 24. Mai 1930, zusammen in insgesamt 111 Arbeitstagen, beendet werden. Sie erfolgte also zum größten Teil während der Wintermonate.

Die Wände und Decken sind unter Verwendung von Bimsbetonhohlsteinen hergestellt. Das Eigengewicht der Wände wird durch Unterzüge auf die Stützen übertragen, sie dienen nur zur Verkleidung des Gebäudes und zum Schutze gegen äußere Einflüsse.

Die in Abb. 7 im Längsschnitt dargestellte Decke wurde mit „Remy-Spezial-Deckenhohlkörpern“ bei dem Neubau des Postdienstgebäudes Coburg erstmalig zur Ausführung gebracht. Bei diesem Stahlskelettbau lagen die Deckenträger in einem Abstand von 530 bis 600 mm und bestanden aus Normal- und Breitflanschprofilen. Für die Konstruktion der Körper war von grundlegender Bedeutung, daß ein Gewicht von 145 kg/m<sup>2</sup> einschließlich der Stelzen und Plättchen zur unteren Flanschverkleidung sowie des Mörtels nicht überschritten werden durfte, andererseits die fertige Decke eine Nutzlast von 500 bis 600 kg/m<sup>2</sup> aufzunehmen hatte. Das Eigengewicht der Decken einschließlich 3 cm Sandauffüllung, 2,5 cm Gipsestrich, Linoleum und 2 cm unteren Putz in Gipsmörtel beträgt 300 kg/m<sup>2</sup>. Die Verlegung der Körper erfolgte durch einen ortsansässigen Unternehmer und ging so vonstatten, daß zuerst die beiderseitigen Stelzen mit Zementmörtel in die Träger versetzt und durch eine Leere in ihrer Lage festgehalten wurden. Nachdem der Mörtel angezogen hatte, erfolgte das Einsetzen der Körper gleichfalls mit Zementmörtel und hiernach die Verkleidung der unteren Trägerflansche. Alsdann wurden die 4 cm hohe Sandauffüllung und 2 cm Estrich aufgebracht. Von besonderer Bedeutung ist, daß die Decke ohne Schalung ausgeführt werden

Schnitt a-a (siehe Abb. 1)

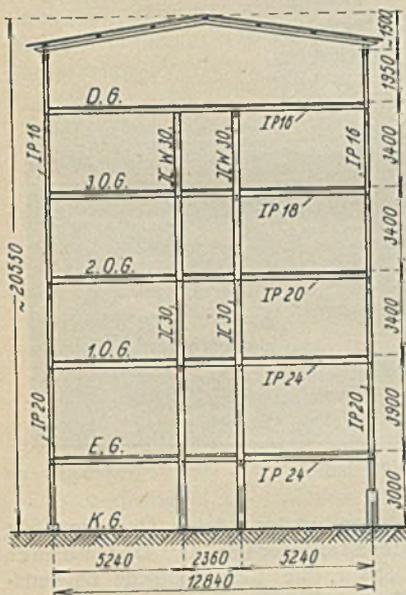


Abb. 2. Querschnitt des Hauptgebäudes.

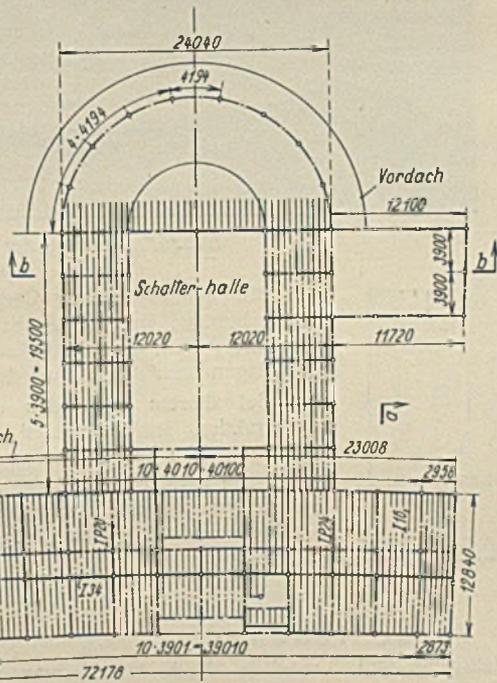


Abb. 1. Grundriß der Gesamtanlage.

Schnitt b-b (siehe Abb. 1)

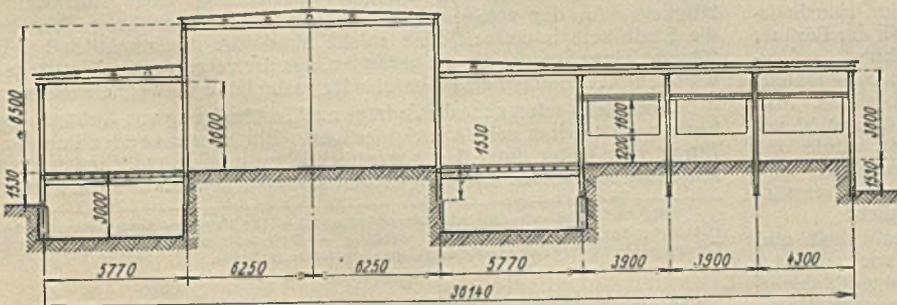


Abb. 3. Querschnitt der Schalterhalle.

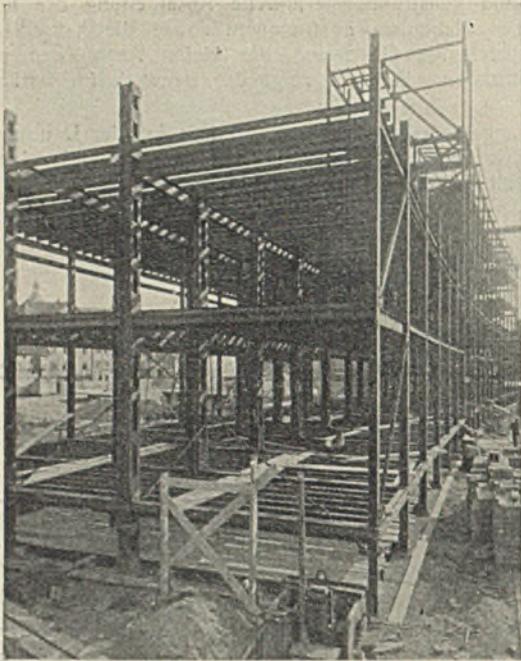


Abb. 4. Abschnittweise Montage (je 2 Stockwerke) des Hauptgebäudes.

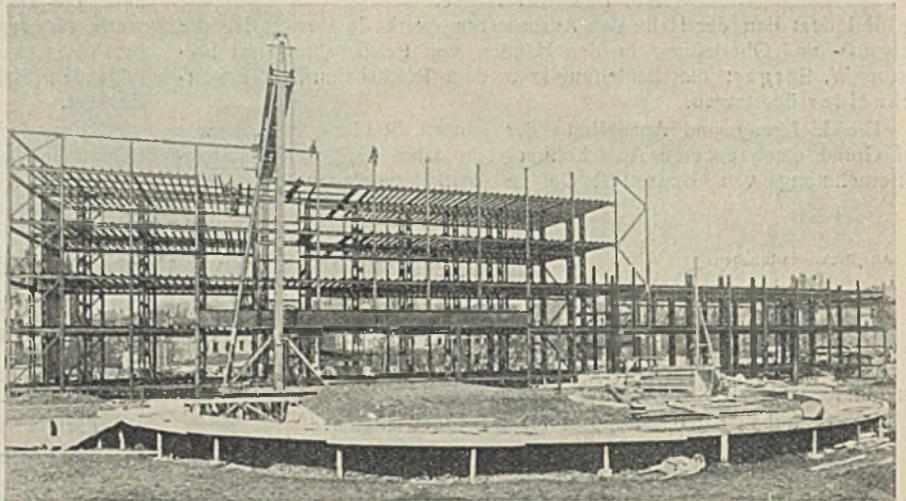


Abb. 5. Montage des Hauptgebäudes mit Hilfe eines Portalkranes.

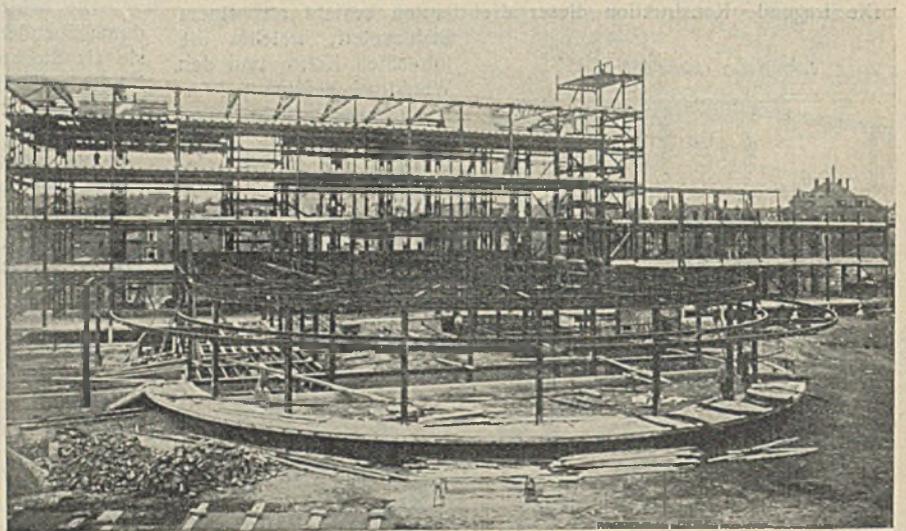


Abb. 6. Montage der Schalterhalle.

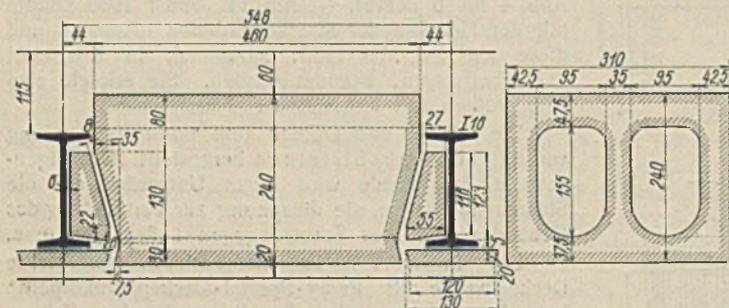


Abb. 7. Querschnitt der Decke aus Remy-Spezial-Deckenhohlkörpern.

konnte und Armierungseisen nicht erforderlich waren. Bei der später vorgenommenen Probelastung zeigten sich bei  $1250 \text{ kg/m}^2$  gleichmäßig verteilter Last und bei einer Punktbelastung von  $2000 \text{ kg}$  keine Risse oder Druckstellen. Das Gutachten über die Probelastung steht noch aus.

Außer den Decken wurden auch sämtliche Außenwände in  $30$  bis  $25 \text{ cm}$  Stärke mit „Remy-Bimsbeton-Hohlblocksteinen“ System B unter Verwendung besonders angefertigter „Stützenummantelungssteine“ ausgeführt. — Für die Dachbinder des Hauptgebäudes ist Holz verwendet worden. — Für die Treppe ist eine Nutzlast von  $500 \text{ kg/m}^2$  in Rechnung gestellt. — Der Winddruck ist mit  $150 \text{ kg/m}^2$  in Rechnung gestellt.

Mit der Ausführung der Stahlkonstruktion, deren Gesamtgewicht  $558 \text{ t}$  beträgt, war die Vereinigte Stahlwerke AG., Dortmunder Union, Abteilung Brückenbau, betraut, die auch sämtliche Entwurfsunterlagen nach den Plänen der Oberpostdirektion Bamberg anfertigte.

Bei diesem Bau, den die Deutsche Reichspost in Stahlskelettkonstruktion ausführen ließ, hat sich gezeigt, daß diese Bauweise sich für solche Bauten hervorragend eignet.

Nicht zuletzt gab bei der Baustoffwahl für dieses Gebäude auch der gerade von der Post besonders geschätzte Gesichtspunkt der leichten Umbau- und Anpassungsmöglichkeit den Ausschlag zugunsten des Stahles.

### Verschiedenes.

**Keine Aufstockungssteuer in Berlin!** In Heft 8, Jahrgang 1929, Seite 95 dieser Zeitschrift wurde zu der Frage der Aufstockungssteuer Stellung genommen. Dabei wurde festgestellt, daß diese Steuer keine Aussicht habe, nennenswerte Nettoerträge zu liefern, und daß andererseits aber durch derartige Experimente erheblicher und nicht wieder gut zu machender Schaden angerichtet werden könne.

Jetzt hat sich, nachdem vorher die Angelegenheit im Haushaltsausschuß der Stadt Berlin bereits bearbeitet worden war, auch der Berliner Magistrat mit der Angelegenheit beschäftigt unter Hinzuziehung der Vorsitzenden der Bezirksämter, die als Verwalter der örtlichen Baupolizei praktische Erfahrungen in den Baudispensangelegenheiten besitzen. Man gelangte zu dem Ergebnis, daß die Einführung einer derartigen Steuer sich unter den gegenwärtigen Verhältnissen nicht empfehlen würde und es wurde einstimmig beschlossen, die Frage der Einführung der Aufstockungssteuer bis zum 1. April 1932 zurückzustellen. — Interessant sind die Beweggründe, die zu diesem Entschluß geführt haben:

Es wurde festgestellt, daß aus Gründen der Bequemlichkeit und leichten Tragbarkeit der Steuer für den Steuerschuldner, wie auch im Interesse der Ergiebigkeit und Dauer der Steuer für den Steuergläubiger, eine Steuer erwünscht wäre, die die Erträge der neu gewonnenen Räume laufend erfassen würde. Leider sei eine solche Steuer gesetzlich nicht

möglich. Nach dem Kommunalabgabegesetz sei nur die Form der einmaligen indirekten Steuer hier zulässig. Diese müßte dann aber, um als ein angemessener Ausgleich für die dem Eigentümer zufließenden Vorteile und den für die Stadt gegebenenfalls damit verbundenen Nachteilen und Lasten gelten zu können, so hoch sein, daß sie gleichbedeutend wäre mit einer völligen Erdsrosselung jeder Aufstockungstätigkeit. An der völligen Unterbindung jeder Aufstockung aber habe die Stadt kein Interesse. Eine solche aber wäre unvermeidlich bei Einführung einer Steuer, die die gesamten, aus der vergrößerten Mietfläche erwarteten Mehreinnahmen für zwei oder mehr Jahre vorwegnehmen würde.

Andererseits seien aber die Anträge auf Genehmigung von Aufstockungen bereits jetzt schon sehr zurückgegangen. Ein nennenswerter finanzieller Ertrag wäre daher unter den augenblicklichen unübersichtlichen und wirtschaftlich so überaus schwierigen Verhältnissen keinesfalls zu erwarten.

**INHALT:** Dauerversuche mit Nietverbindungen. — Die Halle des Ausbesserungswerks für elektrische Lokomotiven in Dessau. (Schluß). — Stahlskelettkonstruktion Postdienstgebäude Coburg. — Verschiedenes: Keine Aufstockungssteuer in Berlin.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Geh. Regierungsrat Prof. A. Hertwig, Berlin-Charlottenburg. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin SW 68.