

DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 12. Januar 1934

Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Auswechslung der Saalebrücken bei Großheringen.

Von Reichsbahnoberrat Kilian, Erfurt.

I. Vorgeschichte.

Am Fuße der Rudelsburg, unweit Bad Kosen, zweigt beim Block Saaleck von der Strecke Halle—Bebra die sogenannte Saalebahn ab, die über Camburg und Jena nach Saalfeld führt. Zwischen den beiden hochgelegenen Dörfern Großheringen und Kleinheringen überschreitet sie die Saale auf zwei eingleisigen, nebeneinander liegenden stählernen Brückenzügen, bestehend aus je einem Stromüberbau von rd. 75 m und je fünf Flutüberbauten von rd. 36 bis 42 m Stützweite (Abb. 1).

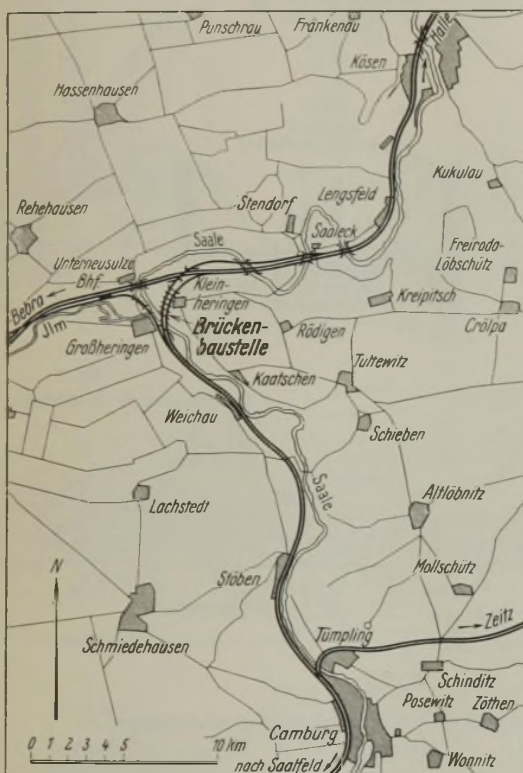


Abb. 1. Lageplan der Brückenbaustelle.

hier aus führte eine eingleisige Verbindungsbahn auf dem linken Ufer der Saale bis Großheringen, ohne die Saale zu kreuzen. Geschlossene Personen- oder Güterzüge gingen noch nicht auf die Saalebahn über, Reisende nach oder von Jena—Saalfeld waren genötigt, in Großheringen umzusteigen.

Nach Verstaatlichung der Saalebahn im Jahre 1895 begann man den Durchgangsverkehr zwischen Norddeutschland und Bayern, der bis dahin über die längere und mit ungünstigeren Krümmungs- und Neigungsverhältnissen versehene Linie Weißenfels—Gera—Saalfeld sich abwickelte, in ständig steigendem Maße der Saalebahn zuzuführen. Zu diesem Zwecke wurde im Jahre 1899 unter Umgehung des unzulänglichen und für einen Durchgangsverkehr nicht eingerichteten Bahnhofs Großheringen, auf dem sämtliche Züge aus Richtung Halle hätten wenden müssen, eine auf freier Strecke bei Saaleck abzweigende und im weiteren Verlaufe die Saale kreuzende, zunächst eingleisige Verbindungsbahn hergestellt. Aus dem Jahre 1899 stammt das erste Brückenbauwerk für das jetzige Gleis Camburg—Kösen. Die Verbindungsbahn ermöglichte, Durchgangsgüterzüge sowie Personenschnellzüge Berlin—München ohne Berührung des Bahnhofs Großheringen der Saalebahn zuzuführen.

Der ständig wachsende allgemeine Verkehr, nicht zuletzt die betrieblich günstigen Neigungsverhältnisse der Saalebahn, drängten zu weiteren Zugvermehrungen für den Durchgangsbetrieb. Im Jahre 1906 war die eingleisige Verbindungsbahn Saaleck—Camburg und die schienengleiche Kreuzung an der Abzweigung bei Saaleck an der Grenze der Leistungsfähigkeit angelangt. Die Verbindungsbahn wurde zweigleisig ausgebaut, das Gleis Saaleck—Camburg über die Hauptstrecke Halle—Bebra schienen-

frei überführt und die Saale mittels eines zweiten Brückenzuges unmittelbar neben dem im Jahre 1899 erbauten überschritten. Auf diese Weise war eine vollwertige, für starken Durchgangsverkehr geeignete Hauptbahn geschaffen. Das nach dem Bahnhof Großheringen führende Gleis auf dem linken Saaleufer blieb für Bedienung des Ortsverkehrs bestehen.

Die im Jahre 1899 erbaute Saalebrücke mußte nun aus Gründen der Verkehrssicherheit in den Jahren 1932/33 ausgewechselt werden. Die alte Brücke Gleis Camburg—Kösen bestand aus sechs Überbauten, einem Stromüberbau und fünf Flutüberbauten mit flußeisernen Fachwerkträgern mit gekrümmten oberen und waagerechten unteren Gurtungen und tiefliegenden Fahrbahnen (Abb. 2). Der Berechnung war als Verkehrslast der Lastenzug der früheren Preußischen Staatsbahnverwaltung vom Jahre 1895 mit dem Höchstachsendruck von 14 t, gleichmäßig verteilter Last von 5,70 t/m, für die Fahrbahn eine Achse von 16 t oder zwei Achsen von je 14 t zugrunde gelegt.

Unter dem Einfluß der heutigen schweren Lokomotiven und Wagen traten beim Befahren der alten Überbauten deutlich erkennbare Mängel, stark fühlbare Erschütterungen, Durchbiegungen und Seitenschwankungen, vor allem in der Stromöffnung auf. Die Nachrechnung unter Zugrundelegung des Lastenzuges E nach den Berechnungsvorschriften von 1925 ergab, daß sämtliche Überbauten der Klasse K angehörten. Die zulässigen Spannungen wurden so erheblich überschritten, daß sich die Verstärkung



Abb. 2. Die alte im Jahre 1899 erbaute Saalebrücke.

auf Lastenzug E als unzulässig und unwirtschaftlich herausstellte. Auch bei Nachrechnung auf Lastenzug G ergaben sich noch größere Überbeanspruchungen, u. a. bei den Flutbrücken I bis III rd. 43%, bei der Flutbrücke IV bis 64%, bei V bis 116% und bei der Strombrücke sogar bis 155%. Es hätten daher bei den Flutbrücken alle Querträger, ein großer Teil der Ober- und Untergurtstäbe, der Schrägen und Ständer, bei dem Stromüberbau allein 32 Obergurtstäbe, 12 Untergurtstäbe, 27 Schrägen und 5 Ständer verstärkt werden müssen. Die Ausarbeitung eines ausführlichen Verstärkungsentwurfs zeigte zwar die konstruktive Möglichkeit, ergab auch, daß bei der Verstärkung auf Lastenzug G nur etwa 300 000 RM gegenüber einem Neubau nach Lastenzug N rund 800 000 RM aufzuwenden wären. Trotzdem wurde die vollständige Beseitigung der alten Brücke und der Ersatz durch neue Überbauten aus folgenden Gründen vorgeschlagen.

Eine Verstärkung auf Lastenzug G ist einem Neubau nach Lastenzug N nicht im entferntesten gleichwertig. Im voraus ist nicht einwandfrei zu entscheiden, ob nach Unterstützung der Knotenpunkte während der Verstärkungsarbeiten zur Entlastung der Überbauten vom Eigengewicht sich die Nietlöcher, die sich während des 33-jährigen Befahrens der Bauwerke zweifellos verschieden verformt haben, noch zur vollen Deckung gebracht werden können und sich das Schlagen gut anliegender, festsitzender Niete ermöglichen läßt. Ferner wiesen die alten Überbauten eine Reihe von konstruktiven Eigenheiten an den Knotenpunkten der Hauptträger, Fahrbahnanschlüssen usw. auf, die heute als unzulässig erkannt sind und die den geltenden Grundsätzen nicht angepaßt werden können. So entsprachen auch u. a. die Nietabstände bei den Schrägen, sowie die Zahl

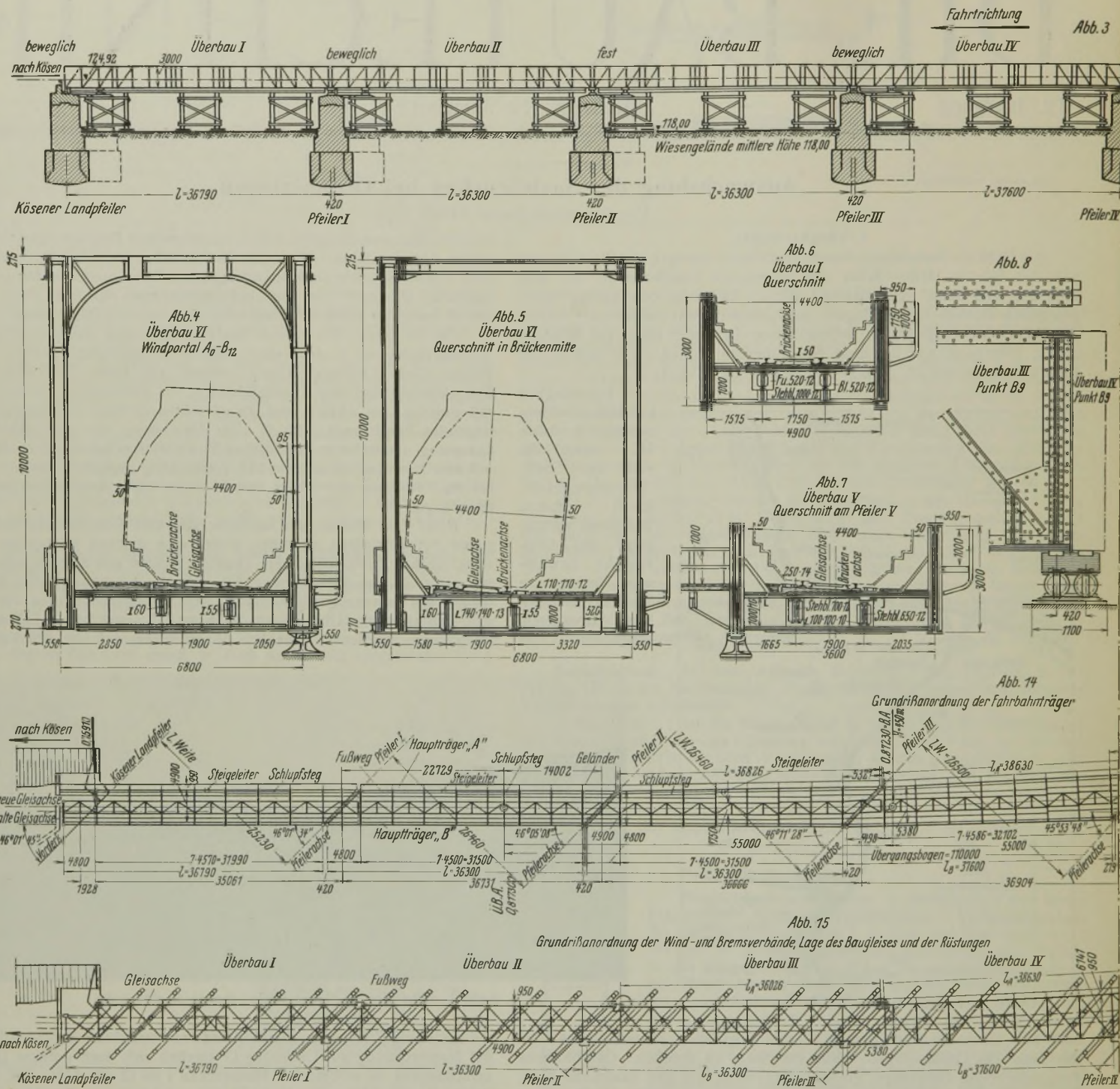


Abb. 3 bis 15. Saalebrücke bei Großheringen (Gleis Camburg—Kösen).

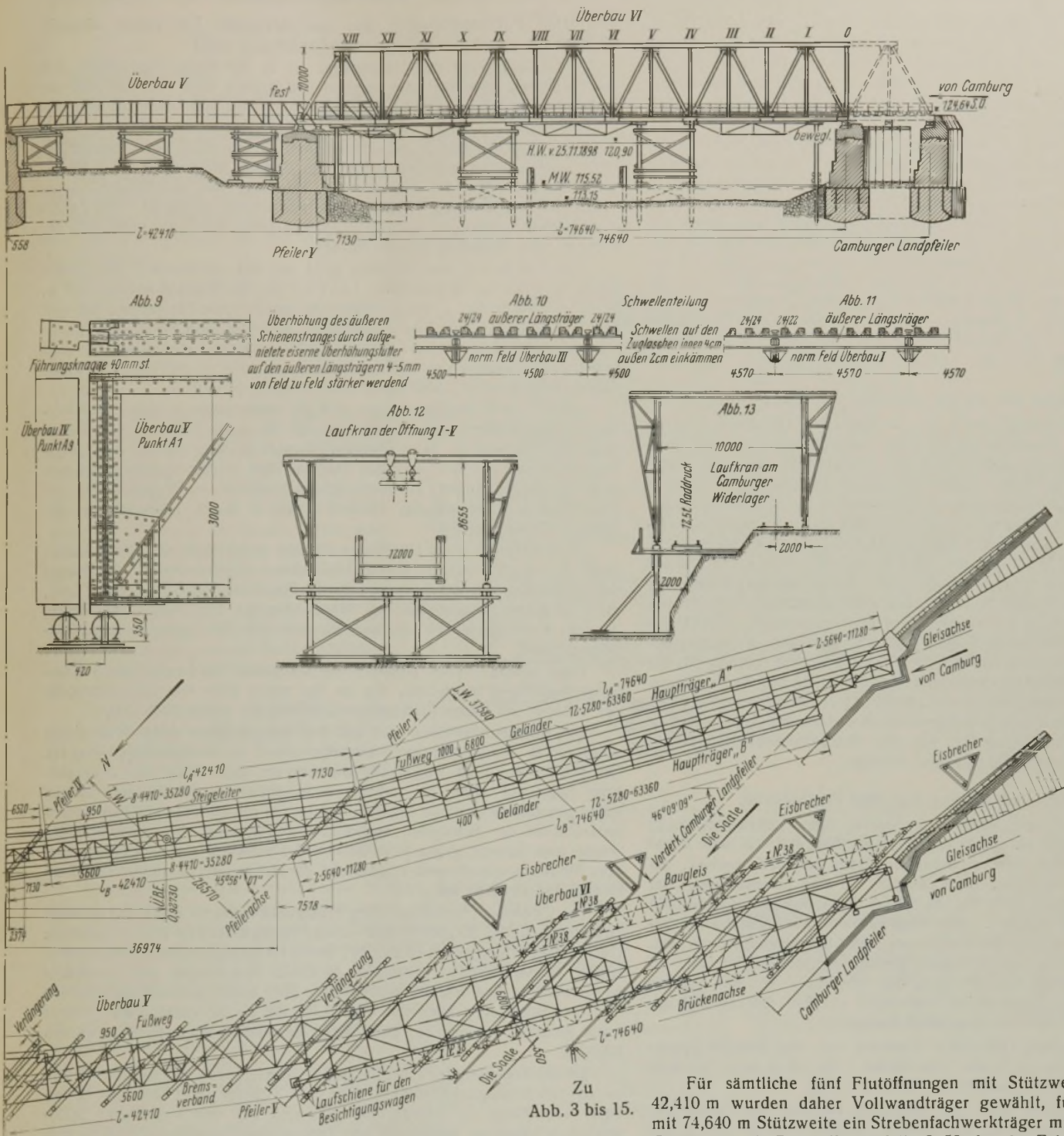
der Niete an den Längs- und Querträgeranschlüssen nicht den heutigen Vorschriften. Eine Änderung ließ sich hier nicht durchführen, da zur Vermehrung der Niete kein Platz vorhanden war und die Anschlüsse ohne kostspielige Auswechslungen sich nicht umbilden lassen. Sämtliche Überbauten besaßen schiefe Endabschlüsse mit Endquerträgern. Der Untergurt des Stromüberbaues war fast in jedem Knotenpunkte gestoßen, die Stoßdeckung zu schwach ausgeführt und den Vorschriften nicht entsprechend, der Schwellenabstand bei allen Überbauten zu groß. Als besonders wichtiger Grund kam hinzu, daß das seitliche Lichtraumprofil, das nach § 11,2 der Bau- und Betriebsordnung 2,20 m betragen soll, nicht überall vorhanden war. Die Obergurte, die lotrechten und schrägen Verbindungsglieder lagen von Mitte Gleis nur 2,05 m entfernt. Um diesen Übelstand nicht auf eine ungewisse Zeit zu belassen, mußten schon aus diesem Grunde die Brücken durch neue ersetzt werden.

In Rücksicht auf alle diese geschilderten Nachteile, die sich nur schwer oder teilweise überhaupt nicht beseitigen lassen, wurde trotz der bei einer Verstärkung entstehenden weit geringeren Kosten der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft ein vollständiger Neubau auf Lastenzug N vorgeschlagen und durch diese auch zur Ausführung genehmigt.

II. Gleislage für die neuen Überbauten.

Mit der Ausarbeitung des Entwurfes für die neuen Überbauten erschien es zweckmäßig, die Verbesserung der Gleisanlage auf diesen und zugleich auf den anschließenden beiderseitigen Strecken, soweit erforderlich, zu verbinden.

Auf den alten Überbauten lag das Gleis teilweise in einer Geraden und ging dann unter Zwischenschaltung eines nur 60 m langen Übergangsbogens in eine Kurve von 450 m und schließlich auf 480 m Halbmesser über. Wegen des zu kurzen Übergangsbogens war die Höchstgeschwindigkeit auf 60 km/h beschränkt. Für die neue Gleislage wurde die Verlängerung des unzureichenden Übergangsbogens auf das nach den Oberbauvorschriften vorgeschriebene Maß von 110 m vorgesehen und daran anschließend eine Kurve von durchgehend 450 m Halbmesser, so daß die zukünftige Geschwindigkeit auf 80 km/h erhöht werden kann. Zugleich erhielt das Gleis eine gleichmäßige Neigung von 1:1000. Da nach den Grundsätzen für das Entwerfen von Eisenbahnbrücken (GE) III,20 bei nebeneinanderliegenden Überbauten mit zweiwandigen Querschnitten die einander zugekehrten Wandungen der inneren Hauptträger 75 cm Abstand haben müssen, um erforderlichenfalls Ersatzniete schlagen zu können, war es notwendig, den ganzen Gleisstrang seitlich parallel entsprechend zu



III. Formwahl für die Hauptträger der Überbauten.

Für die neuen Überbauten wurden verschiedene Entwürfe aufgestellt, für die Flutbrücken I bis V in Fachwerk als Trapezträger unter Verwendung von St 37 und in vollwandiger Ausführung mit hochwertigem Baustahl St 52 für die Hauptträger und St 37 für die übrigen Teile, Fahrbahn, Verbände und Fußwegkonstruktion. Obwohl sich herausstellte, daß Vollwandträger in St 52 im Gewicht zwar leichter waren als eine gegliederte Konstruktion in St 37, andererseits aber infolge des Aufpreises einen höheren Gesamtpreis bedingten, erschien es trotzdem in Rücksicht auf die Vorzüge des Vollwandträgers bezüglich seiner einfacheren und billigeren Unterhaltung, der Möglichkeit einer leichteren, später etwa notwendig werdenden Verstärkung und seiner größeren Starrheit gegen Schwingungseinflüsse bewegter Lasten gerechtfertigt, die nur wenig höheren Kosten für vollwandige Ausführung der Hauptträger in St 52 aufzuwenden.

Für sämtliche fünf Flutöffnungen mit Stützweiten von 36,790 bis 42,410 m wurden daher Vollwandträger gewählt, für den Stromüberbau mit 74,640 m Stützweite ein Strebenfachwerkträger mit Pfosten und geraden Gurtungen, als Baustoff ebenfalls St 52, für die Fahrbahn, Verbände usw. St 37 (Abb. 3). Ein Fachwerkträger für den Stromüberbau mit oberem gekrümmtem Gurt hätte zwar wegen seiner statischen Vorteile, besserer Anpassung an die in der Mitte entstehenden größten Momente ein geringeres Gewicht ergeben, wurde jedoch wegen der konstruktiven Nachteile, vor allem der in jedem Knotenpunkte notwendigen Gurtstöße und der schräg aufeinanderstoßenden Gurtstäbe fallen gelassen.

Die Hauptträger der Überbauten I und II, V und VI liegen parallel zueinander, die übrigen divergieren. Ihr gegenseitiger Abstand ist durch die Gleislage bestimmt und beträgt 4,90 bis 6,80 m. Dem seitlichen Lichtraumprofil ist überall ein Sicherheitszuschlag von 50 mm gegeben worden in Rücksicht auf etwa ungenaue Ausführung sowie auf die in der Gleiskrümmung erforderliche Überhöhung und die dadurch bedingte Schiefstellung der Fahrzeuge.

IV. Lagerung der Überbauten.

Die Anordnung der Lager des gesamten Brückenzuges geht aus Abb. 3 hervor. Die alten Widerlager und Pfeiler sind auf gemauerten Senkbrunnen gegründet. Ihr äußerlicher Zustand war im allgemeinen einwandfrei, auch wiesen sie keine nennenswerten Risse auf. Trotzdem wurde es in Anbetracht des schwereren Gewichtes der neuen Überbauten für zweckmäßig gehalten, die wirkenden Auflagerdrücke bei den Landwiderlagern weiter nach hinten zu legen und zur Vermeidung einer zu großen außermittigen Belastung bei den Zwischenpfeilern eine gemein-

verschieben, am Köseiner Widerlager um 0,51 m und am Camburger Widerlager um 1,12 m. Es mußten daher die Pfeiler IV und V sowie das Camburger Widerlager verlängert und die südliche anschließende Flügelmauer neu errichtet werden. Die Gleislage selbst wurde zur Erzielung größtmöglich genauer Unterlagen für die fortlaufende Anordnung der Überbauten, die Lage der Hauptträger und ihrer Stützweiten und die konstruktive Ausbildung der Fahrbahnen eingehend berechnet, ausgehend von der Tangente an den Übergangsbogen und den Neigungswinkeln der Pfeiler auf diese. Die genaue Messung der Winkel stieß wegen des danebenliegenden Brückenzuges (Gleis Kösen—Camburg) auf Schwierigkeiten. Hinzu kam noch, daß die fünf Pfeiler unter sich nicht parallel zueinander standen. Erst nach sorgfältiger Absteckung der zukünftigen Gleislage, wobei einige Unstimmigkeiten gegenüber der Berechnung ausgeglichen werden mußten, konnte mit der Festlegung der Stützweiten der sechs Überbauten, ihrer gegenseitigen Lage, Hauptträgerentfernungen, Grundrißanordnung der Hauptträger und Anordnung der Fahrbahn begonnen werden. Auf den einzelnen Überbauten ergab sich folgende Gleislage: Überbau I liegt ganz in der Geraden, Überbau II $\frac{3}{5}$ in der Geraden, $\frac{2}{5}$ im Übergangsbogen, Überbau III und IV ganz im Übergangsbogen, Überbau V je zur Hälfte im Übergangsbogen und in der Kurve von 450 m, Überbau VI ganz in der Kurve von 450 m Halbmesser (Abb. 14).

schaftliche Lagerung zu wählen. Durch diese wird ein nahes Zusammenrücken der Lager je zweier benachbarter Überbauten und eine Verlegung des Auflagerdruckes nach der Pfeilermite ermöglicht. Die losen Auflager auf den Pfeilern I und III haben eine gemeinsame Grundplatte und ein gemeinsames Sattelstück, das mit den Überbauten I und II bzw. III und IV fest verbunden ist, erhalten. Die gesamte Ausdehnung je zweier Überbauten wirkt sich daher von dem festen Auflager auf dem Pfeiler II, das ebenfalls ein gemeinsames Sattelstück besitzt, nach dem losen Auflager des Köseiner Widerlagers bzw. des Pfeilers IV aus. Auf dem Pfeiler IV ist eine gemeinsame Grundplatte für die Überbauten IV und V angeordnet, während die Sattelstücke getrennt sind (Abb. 9). Das feste Lager auf Pfeiler II nimmt die gesamten Bremskräfte der Überbauten I bis IV, das feste Lager des Pfeilers V die Bremskräfte der Überbauten V und VI auf. Durch die Verschiebung der Lager nach der Widerlags- und Pfeilermite ist auch in vorteilhafter Weise noch genügend Platz geschaffen worden, um Pumpen zum etwa notwendig werdenden Anheben der Überbauten unter den Hauptträgern auf dem Mauerwerkskörper aufsetzen zu können. Die konstruktive Ausbildung der Auflager s. unter VIII.

V. Grundlagen für die Berechnung der Überbauten.

Die Berechnung der in einer E-Strecke liegenden Überbauten wurde nach den amtlichen Vorschriften von 1925 vorgenommen, als Verkehrslast der Lastenzug N zugrunde gelegt, als Stoßzahl die für geschweißte Schienenstöße, da das Gleis stoßlos über sämtliche Überbauten geführt wird. Bezüglich der zulässigen Beanspruchungen der aus St 52 bestehenden Hauptträger sind die Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus St 52 beobachtet. Für den 110 m langen Übergangsbogen wurde die volle Fliehkraft für den Halbmesser von 450 m bei 80 km Stundengeschwindigkeit angenommen. Die Hauptträgerstegbleche der fünf Flutbrücken sind bezüglich Ausbeulens und Aussteifung nach Bleich „Theorie und Berechnung der eisernen Brücken“ untersucht. Soweit die Überbauten in der Krümmung liegen, sind die jeweiligen Werte aus der Gleisachse zu den Hauptträgern und der Gleisüberhöhung anteilig für die einzelnen Konstruktionsglieder errechnet. Als Grundlage für die Ermittlung der Lastverteilungsfaktoren diente die „Anleitung zur Berechnung des Einflusses von Gleiskrümmung und Exzentrizität auf eingleisigen, eisernen Eisenbahnbrücken“, herausgegeben von der Reichsbahndirektion Erfurt, aufgestellt von Reichsbahnoberinspektor Hailer.

VI. Bauliche Ausbildung der fünf Flutbrücken.

Die fünf Flutbrücken weichen bezüglich ihrer Stützweiten nicht wesentlich voneinander ab (36,79 bis 42,41 m, Abb. 3). Es war daher möglich, die Stegbleche aller Überbauten gleich hoch zu machen, dadurch unangenehm störende, harte Absätze in der Linienführung der Obergurte zu vermeiden und ein ästhetisch befriedigendes Gesamtbild in der Landschaft zu erzielen. Die Stegblechhöhe aller Überbauten beträgt 3 m, rd. $\frac{1}{12}$ bis $\frac{1}{14}$ der Stützweite, die Stegblechdicke 16 mm. Die Überbauten I, II, III und IV haben gleiche Gurtwinkel $160 \cdot 160 \cdot 15$ und gleiche Gurtplattenbreite 360 mm, bei Überbau V mit der größten Stützweite von 42,41 m mußten die Gurtwinkel auf $200 \cdot 200 \cdot 16$ und die Gurtplattenbreite auf 450 mm vergrößert werden.

Die Hauptträger sind bei jedem Überbau um das Endfeld gegeneinander verschoben und bei den Überbauten I bis IV in acht, bei dem Überbau V in neun Felder aufgeteilt (Abb. 14 u. 15).

Bei allen Überbauten sind das Stegblech viermal, die Gurtwinkel und die ersten drei Gurtplatten bei den Überbauten I bis IV einmal gestoßen. Die vierte Gurtplatte ist in einer Länge aufgebracht. Während die Hauptträger der Überbauten I bis IV in einem Stück zur Baustelle versandt werden konnten, mußten die des Überbaues V in zwei Teilen befördert werden. Es war daher die Einlegung eines Baustellenstoßes notwendig. Die Versendung der 42,41 m langen Hauptträger hätte sich zwar ermöglichen lassen, jedoch wären auf der Baustelle wegen des hohen Gewichtes (rd. 50 t für den Träger) sehr schwere Hebezeuge notwendig gewesen und hierdurch erheblich höhere Kosten entstanden.

Die inneren und äußeren Hauptträger jedes Überbaues haben gleichen Querschnitt erhalten. An den Querträgeranschlüssen sind die Wandungen durch stark hochgezogene Eckbleche und Winkel, in Feldmitte nochmals durch senkrechte Winkel, in den vier Endfelderhälften durch Diagonalwinkel sorgfältig ausgesteift. Die Hauptträgerenden, an denen keine Querträger, also auch keine Eckbleche liegen, erhielten zum Schutze gegen Ausbeulen unter dem Obergurt eine kräftige geschlitzte Anschlagplatte, die den Hauptträger des benachbarten Überbaues umfaßt (Abb. 8). Bei den Überbauten IV und V ist mit Rücksicht auf die stark winklige Lage der beiden Hauptträgerachsen eine breite Zunge auf dem Obergurt angeietet, die in eine entsprechend geformte Platte mit tangential aus-

gebildeten Führungsknaggen des anschließenden Überbaues eingreift (Abb. 9).

Die Überhöhung der Hauptträger ist in der Weise hergestellt, daß das Stegblech zwischen dem zweiten und dritten Stoß um das Maß der Durchbiegung infolge Eigengewichts gehoben und der Untergurt von den beiderseitigen Stößen geradlinig nach den Auflagern verläuft.

Um die Überbauten erforderlichenfalls ohne Anbringen besonderer Hilfskonstruktionen jederzeit bequem anheben zu können, sind die Hauptträger in der Nähe der Auflager zur Aufnahme des Stützdruckes durch zusätzliche beiderseitige Knotenbleche und Winkel verstärkt. Die Untergurte haben außerdem besondere Druckplatten erhalten, unter die die Pumpen zum Anheben gesetzt werden.

Die Anordnung der Fahrbahn geht aus Abb. 14 hervor. Die Längsträger bestehen aus Walzprofilen I 45 bis I 50. Ihr Abstand beträgt 1,75 m. Bei den Überbauten I und II liegen sie parallel zur Gleisachse, bei den übrigen sind sie dem Übergangsbogen und der anschließenden Kurve folgend zwei- bzw. dreimal gegeneinander versetzt angeordnet. Sie sind sämtlich auf Konsolen gelagert und oben, so weit es möglich war, durch Zuglaschen, die den Querträger durchdringen, verbunden.

Die für den Übergangsbogen und die volle Kurve erforderliche Überhöhung des äußeren Schienenstranges ist für jeden Überbau konstruktiv einheitlich hergestellt, beim Überbau III durch Platten, die auf den Längsträgern aufgenietet sind und von Feld zu Feld in ihrer Stärke zunehmen (Abb. 10), beim Überbau IV durch schräg geschnittene Holzschwellen mit verschiedener Einkämmung, beim Überbau V durch Höhersetzung der äußeren Schwellenträger.

Im Mittelfelde jedes Überbaues sind die Längsträger an je zwei Stellen durch ein Konsolblech an den Bremsverband angeschlossen. Die Riegel des Schlingerverbandes bestehen aus C-Eisen, die Schrägen aus L-Eisen, die gekreuzten Diagonalen des Windverbandes aus zwei L 90 · 110 · 9, die im Kreuzungspunkt an den Riegeln des Schlingerverbandes aufgehängt sind.

Über jedem Pfeiler sind die benachbarten Überbauten durch Übergangslängsträger verbunden, die an der einen Seite fest anschließen, an der anderen auf Tangentialkipplagern beweglich ruhen (Abb. 14).

Die Brückenschwellen sind auf den Längsträgern durch Winkel und waagerechte Schraubenbolzen befestigt und 2 cm eingekämmt (Abb. 11). Die Einkämmung ist hergestellt worden, um dem Gleis eine feste seitliche Lage vor allem in der Kurve zu geben — die Schraubenbolzen allein gewährleisten diese nicht —, ferner, um die unvermeidlichen Höhenunterschiede der Schwellen ausgleichen zu können. Vor dem Verlegen wurde zum Schutze gegen Rost unter jeder Schwelle auf dem Längsträger eine Bitumenspachtelmasse aufgebracht, die sich bereits bei anderen Brückenbauten gut bewährt hat.

Die Querträger haben bei allen Flutbrücken gleiche Höhe und gleichen Grundquerschnitt, Stegblech $1000 \cdot 10$ und Gurtwinkel $110 \cdot 110 \cdot 12$ erhalten. Um bei den Überbauten III und IV, deren Hauptträgerachsen auseinanderlaufen, schiefwinklige Anschlüsse zwischen Hauptträger und Querträger zu vermeiden, sind letztere rechtwinklig zum äußeren Hauptträger gestellt und ihre Stegbleche kurz vor dem Anschluß an die inneren Hauptträger leicht geknickt, so daß sie auch hier rechtwinklig angeschlossen werden konnten.

Da die Schienen des Oberbaues K 49 durchgehend geschweißt wurden, waren drei Auszugvorrichtungen über dem Köseiner und Camburger Widerlager und Pfeiler IV erforderlich. Sie sind von den Vereinigten Stahlwerken AG Bochum hergestellt mit Zungen aus Vollschienen S 49 für eine Auszuglänge von je 100 mm. Die erste Auszugvorrichtung liegt in der Geraden, die zweite im Übergangsbogen, die dritte in einer Krümmung von 450 m Halbmesser. Alle drei sind daher verschieden und mußten besonders angefertigt werden. Um die Auswechslung der Zungen ohne Schneid- und Schweißgerät kurzfristig bewerkstelligen zu können, sind sie an die Schienenstränge mit lückenlosem Stoß angeschlossen worden.

Zwischen und außerhalb der Schienen bis Schwellenkopf ist die Fahrbahn mit 5 mm dickem Waffelblech, außerhalb der Schwellen durch eichene Bohlentafeln, die auf seitlichen Längsträgern ruhen, abgedeckt (Abb. 4 bis 7). Um bei Unterhaltungsarbeiten den damit Beschäftigten im Falle der Gefahr schnellen Unterschlupf zu ermöglichen, sind bei den Überbauten I bis III zwischen Gleis und Hauptträger versenkte Schlupfstege angeordnet. Außerdem ist an den inneren Hauptträgern noch je eine Übersteigleiter nach dem Fußweg vorgesehen. Der Fußweg ist in Schweißkonstruktion ausgeführt, aber an den Hauptträgern angeietet. Die Abdeckung besteht aus Waffelblech, das gelocht wurde, um das Regenwasser schnell abfließen zu lassen und seine Heranführung an den Hauptträger oder die Konsole der Fußwegkonstruktion zu vermeiden. (Schluß folgt.)

Die Gebäudekonstruktionen des Kraftwerkes der Mikramag in Magdeburg.

Von Rudolf Laube, Berlin-Charlottenburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Im folgenden werden die Konstruktionen des Kesselhauses, der Vorwärmanlage, des Maschinenhauses mit Pumpenhaus und Warte, des 10-kV-Schalthauses, der Eigenbedarfsanlage mit Verwaltungsgebäude und der Schornsteine beschrieben. Abb. 1 zeigt den Grundriß des Obergeschosses.

Die Planung des Kraftwerkes geschah durch die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin (vgl. Bautechn. 1933, Heft 46), die zur architektonischen Bearbeitung den Architekten B. D. A. Werner Issel, Berlin, und als Prüfingenieur für die Statik den Zivilingenieur G. Mensch, Berlin, zuzog.

I. Gründung.

Das Baugelände war hochwasserfrei bis zu 5 m Höhe aufgefüllt. Probelastungen ergaben, daß höchstens eine Bodenpressung von 1,5 kg/cm² zugelassen werden konnte.

Bei dieser geringen Bodenpressung war eine normale Gründung nicht wirtschaftlich, da sie 15 bis 20 % teurer als eine künstliche Gründung wurde und die rd. 5 m hohen Grundmauern allein über 1 kg/cm² Bodenpressung ergaben. Obwohl das Gelände mit Kies und Sandmassen aufgespült worden war, konnte auch auf dem aufgespülten Gelände eine gewöhnliche Gründung nicht ausgeführt werden, da die erforderliche Sicherheit gegen Setzungen nicht gegeben war. Auf Grund eingehender Vergleichsrechnungen und Proberammungen wählte man eine Eisenbeton-Pfahlgründung (Abb. 2).

Insgesamt wurden rd. 18 000 m quadratische Eisenbetonpfähle von 36 cm Seitenlänge, 40 t Tragfähigkeit und 8 bis 10 m Länge verwendet. Die Turbinengrundmauern erhielten Blechhülsenpfähle — Bauweise Mast — von 40 cm ϕ bei ebenfalls 40 t Tragfähigkeit; die zulässige Belastung wurde nach der Brixschen Rammformel errechnet.

Untersuchungen des Grundwassers ergaben, daß es in geringem Maße Säuren enthält, die für Betongrundmauern schädlich werden könnten. Durch die Pfahlgründung kamen die Eisenbetongrundmauern so hoch zu liegen, daß sie nur bei hohen Elbwasserständen vom Grundwasser berührt werden. Die mit dem Erdreich in Berührung stehenden Betonflächen verblieben schalungsrauh, Putz oder Isolieranstrich wurde nicht ausgeführt. Für die Herstellung des Betons wurde kalkarmer Hochofenzement verwendet, wobei größter Wert auf Dichtigkeit gelegt wurde. Für den größten Teil der Grundmauern konnte der Beton überdies mittels Betonpumpe gefördert werden, und Untersuchungen auf Festigkeit und Dichtigkeit hatten sehr befriedigende Ergebnisse.

Bei den im Grundwasser stehenden und den Schwankungen des Wasserspiegels unterworfenen Pfählen ist „Tosider Tonerdezement Marke Citadur“ verwendet worden, der infolge des geringen Kalkgehaltes sehr widerstandsfähig gegen Angriffe durch schwach säurehaltiges Wasser ist. Dieser Beton erhärtete schnell und ergab so hohe Festigkeiten, daß schon 3 Tage alte Pfähle hätten eingerammt werden können; sie wurden jedoch erst frühestens 8 Tage nach Herstellung unter die Ramme gebracht. Infolge der kurzen Erhärtungsdauer war es möglich, die Länge der Eisenbetonpfähle entsprechend den Wahrnehmungen beim Rammen herzustellen und Abschnitte möglichst zu vermeiden.

II. Stahlkonstruktionen.

Für Kesselhaus, Vorwärmanlage, Maschinen- und Pumpenhaus mit Warte sind die Haupttragkonstruktionen in Stahl ausgebildet, so daß sie unabhängig vom Mauerwerk aufgestellt werden konnten. Die Lasten werden durch Stützen unmittelbar auf die Fundamente übertragen, Umfassungs- und Zwischenwände werden nur teilweise durch Decken- und Dachträger

belastet, so daß sich beim Pumpenhaus eine kombinierte Bauweise ergab.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt durch Kesselhaus und Eigenbedarfsanlage mit Verwaltungsgebäude, Abb. 4 einen Schnitt durch Kesselhaus, Vorwärmanlage, Maschinen- und 10-kV-Schaltheis. Beim 10-kV-Schaltheis, Eigen-

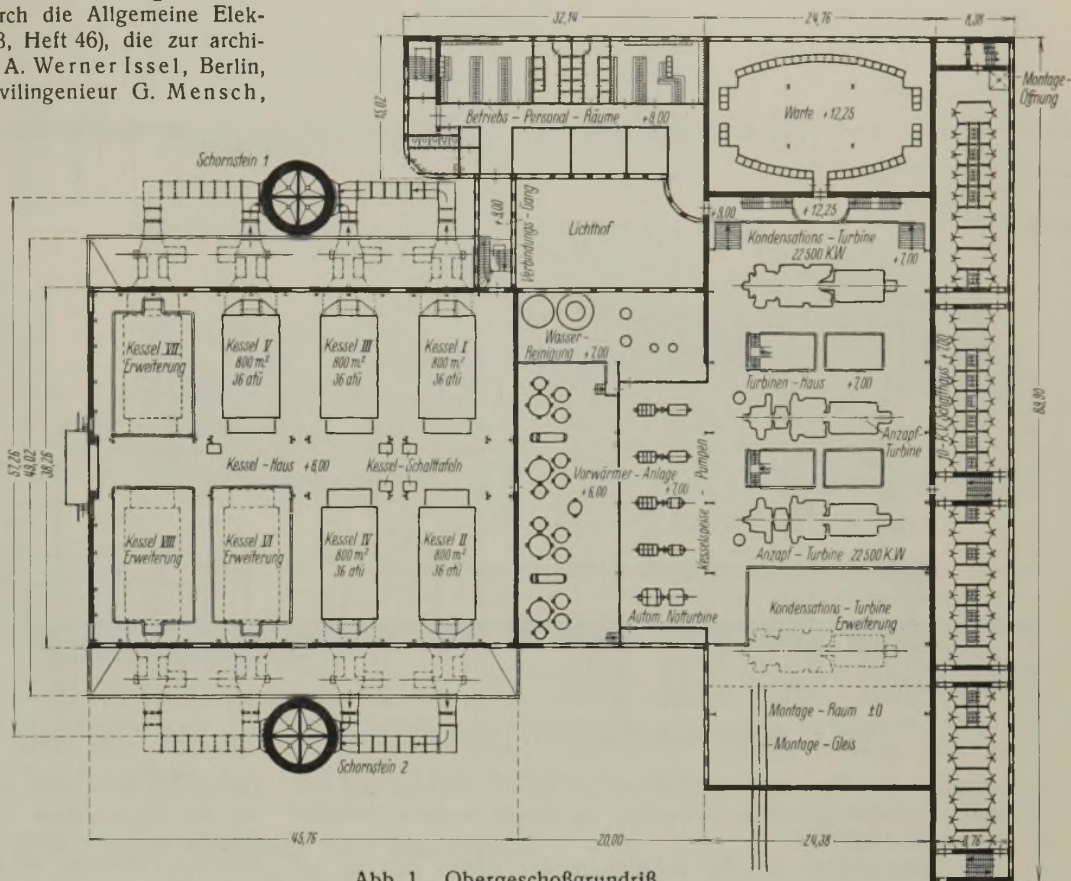


Abb. 1. Obergeschosßgrundriß.

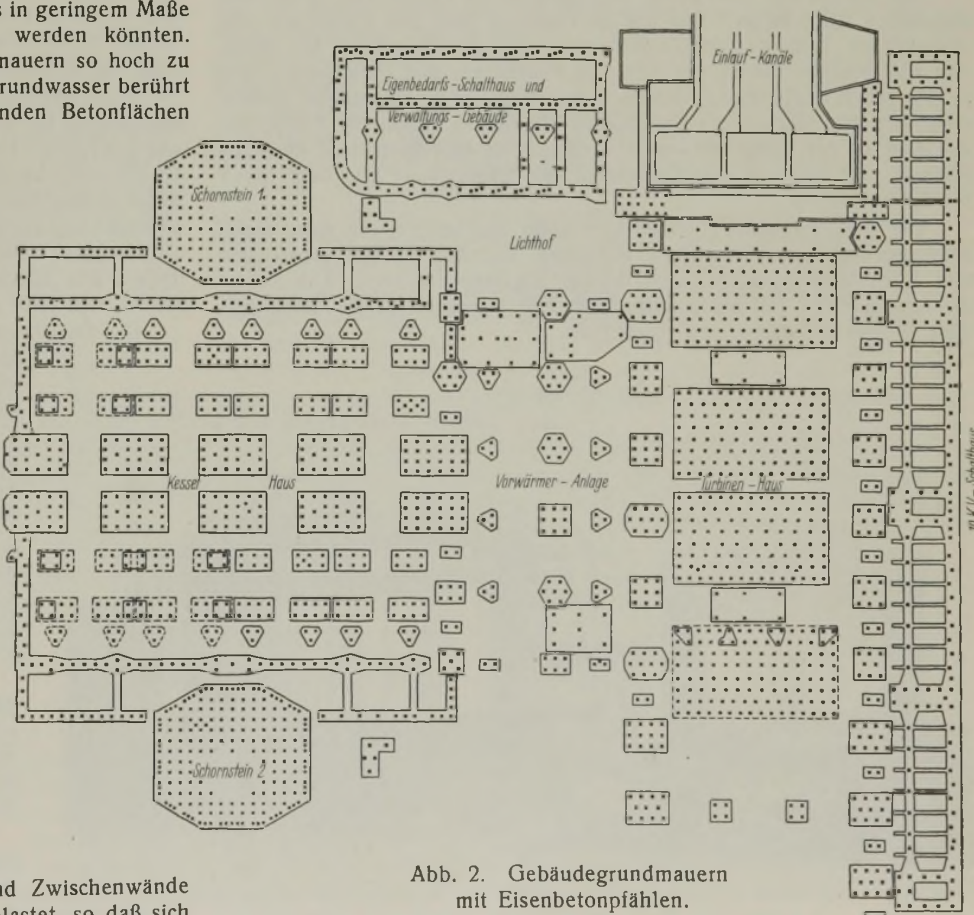


Abb. 2. Gebäudegrundmauern mit Eisenbetonpfählen.

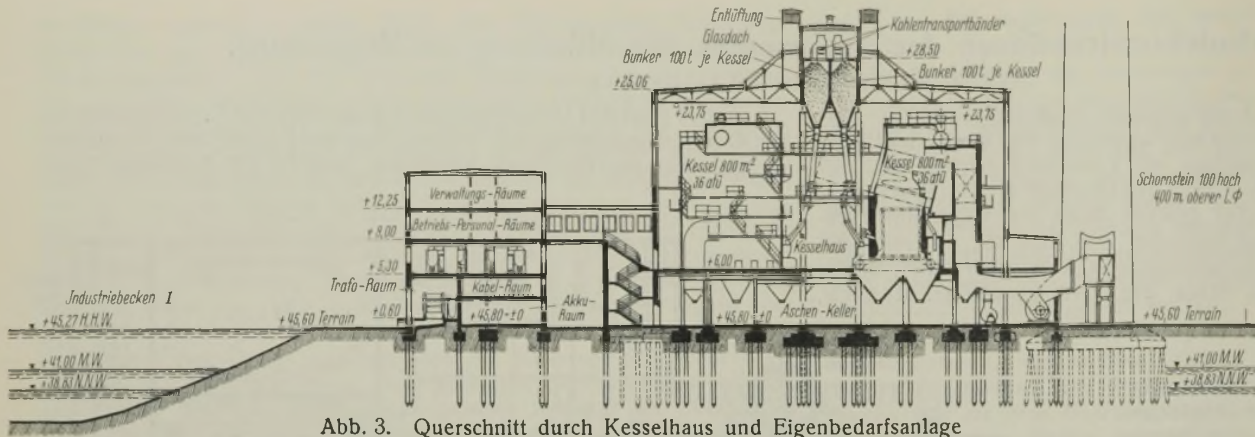


Abb. 3. Querschnitt durch Kesselhaus und Eigenbedarfsanlage mit Verwaltungsgebäude.

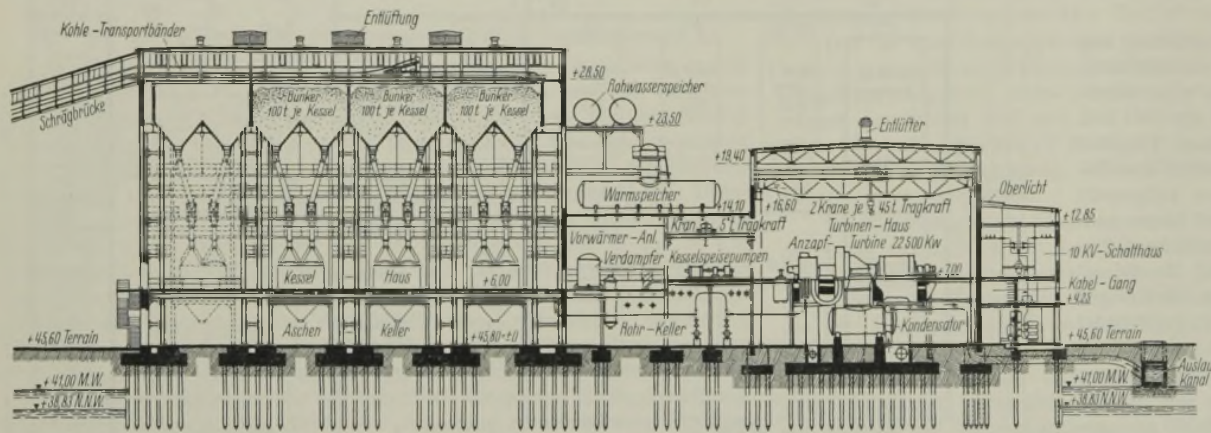


Abb. 4. Schnitt durch Kesselhaus, Vorwärmanlage, Maschinen- und 10-kV-Schaltheis.

bedarfsanlage und Verwaltungsgebäude ist nur für die Deckenträger und Mittelstützen Stahlkonstruktion verwendet. Im übrigen ist dieses Gebäude in Mauerwerk ausgeführt.

Das Maschinenhaus und die Vorwärmanlage lehnen sich an das Kesselhaus in Richtung seiner Längsachse an.

Das Kesselhaus übernimmt alle anfallenden Lasten und ist für sich standsicher ausgebildet. Für die im Grundriß über das Kesselhaus hinausragenden Teile des Maschinenhauses sind zur Aufnahme der Wind- und waagerechten Krankräfte zwischen Maschinen- und Pumpenhaus und in der freien Giebelwand Rahmen angeordnet. Für die auf die Giebelwand des Maschinenhauses anfallenden Windkräfte, ferner die Kräfte, die aus dem in der Längsrichtung fahrenden Kran herrühren, sind ebenfalls Rahmen, und zwar in den Endfeldern der Längswände vor dem freien Giebel vorhanden.

Die Haupttragkonstruktionen sind unter Zugrundelegung einer Stahlbeanspruchung von 1600 kg/cm² bemessen, während bei den Trägerlagen usw. Beanspruchungen bis zu 1400 kg/cm² zugelassen wurden. Abb. 5 zeigt die zum größten Teil fertig aufgestellte Eisenkonstruktion für Maschinenhaus, Vorwärmanlage und Kesselhaus.

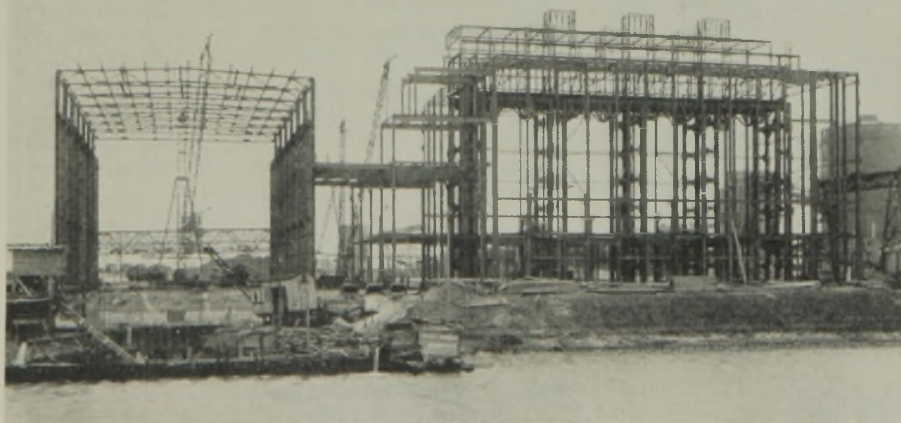


Abb. 5. Stahlkonstruktion von Maschinenhaus, Vorwärmanlage und Kesselhaus.

III. Mauerwerk, Decken und Dächer.

Die Umfassungswände der Gebäude von Kessel-, Vorwärmer- und Maschinenhaus, die nur zur Ausfachung der Eisenkonstruktionen dienen, sind 38 cm dick her-

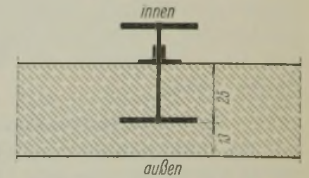


Abb. 6. Ausbildung der Frontwände des Maschinen- und Kesselhauses.

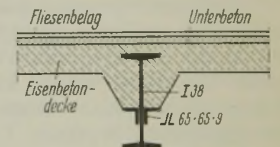


Abb. 7. Deckenausbildung bei Trägern über 30 cm Höhe.

gestellt. Bei den übrigen Gebäuden sind die Wanddicken entsprechend den auf sie entfallenden Belastungen bemessen.

Die Stützen in den Umfassungswänden übertragen die auf die Wände anfallenden Windkräfte auf die Fundamente und durch den Dachverband auf die vorgesehenen Festpunkte. Waagerechte Riegel zwischen den Stützen sind nur dort vorhanden, wo sie durch die Anordnung von Fenstern, Öffnungen od. dgl. bedingt sind. Sämtliche Stahlkonstruktionen sind nach außen mit Mauerwerk verkleidet und daher nicht sichtbar. An den Stützen in den Außenwänden sind Winkelleisen angenietet, wodurch eine teilweise Einspannung der Wände erzielt wird. Die Entfernung der Stützen in den Außenwänden des Kesselhauses beträgt 3,50 m. Abb. 6 zeigt die Ausbildung der Frontwände des Maschinen- und Kesselhauses.

Diese Bauweise ergab sich als wirtschaftlichste Lösung aus Vergleichsrechnungen, bei denen Eisenfachwerk mit schwacher Ausfachung massiven und gemischten Konstruktionen gegenübergestellt wurde. Außerdem wird Schwitzwasserbildung im Innern möglichst vermieden, Befestigungsmöglichkeiten für Rohrleitungen u. dgl. und Ersparnisse in der Gebäudeunterhaltung erreicht. Die Außenflächen der Gebäude sind mit Vorwärmern verblendet. Im Innern der Gebäude sind nur die Wandflächen des Maschinenhauses, der Warte- und der Büroräume geputzt, die Flächen aller übrigen Betriebsräume sind ausgefugt.

Die Decken sind als zwischen Trägern gestellte Eisenbetondecken ausgeführt. Bei Deckenträgern über 30 cm Höhe (Abb. 7) sind an den Trägerstegen Winkelleisen für die Auflagerung der Eisenbetondecken angebracht.

Diese Ausführung hat den Vorzug einer einfachen Befestigung von Rohrleitungen, Kabeln od. dgl. an den unteren Trägerflanschen und ist außerdem billiger als Betonstelzungen in ganzer Trägerhöhe. Die Unteransichten der Decken blieben in allen Betriebsräumen unverputzt. Als Fußböden sind je nach den Anforderungen Zementstrich, Fliesen- oder Linoleumbelag ausgeführt. Teilweise sind die Laufbühnen zur guten Belichtung und Belüftung der Räume mit Rosten abgedeckt.

Bei dem in Eisenkonstruktion erstellten Kohlenbunker im Kesselhaus sind die Trichterböden als gestellte Eisenbetondecken zwischen Trägern, die senkrechten Wände dagegen in bewehrtem Zementmauerwerk hergestellt. Die Außenflächen der Bunker sind gefugt, das Innere ist mit Zement geputzt und geglättet.

Die Haut sämtlicher Dächer ist als 8 cm dicke Hohlsteindecke hergestellt, und in den Räumen, wo mit Schwitzwasserbildung zu rechnen ist, wurde darüber eine 4 cm dicke Isolierung aus Korksteinen mit Estrich verlegt, bzw. eine Unterdecke aus anderem Isolierstoff eingezogen.

Alle Dächer sind mit doppelter Papplage, die obere Lage teerfrei, eingedeckt.

IV. Schornsteine.

Die beiden Eisenbetonschornsteine des Kraftwerkes sind 100 m hoch mit 4 m oberem lichten Durchmesser, bei Ausführung des Eisenbetonmantels bediente man sich in bekannter Weise einer hochziehbaren eisernen Schalung.

Für die Bemessung der Konstruktionen ist eine Rauchgastemperatur von 500°C zugrunde gelegt. Die Schornsteine sind in ganzer Höhe im Innern mit Klinkern ausgekleidet, im unteren Teil ist der Querschnitt durch Zungen in vier Quadranten geteilt. In diesem Bereich ist das etagenweise abgefangene und mit Dehnungsmöglichkeiten ausgestattete Futter 25 cm und im restlichen Teil der Schornsteinsäule 13 cm dick ausgeführt. Futter und Zungen sind als Schutz gegen Säure und Hitze in Quarzschiefermörtel gemauert, der Raum von 6 cm zwischen Futter und Eisenbetonmantel ist zur Isolierung mit raumbeständiger Schlackenwolle ausgefüllt.

Schornsteinmantel, Isolierung und Futter sind an der Mündung mit gußeiserner Abdeckung und Blitzschutz versehen, außerdem ist ein äußerer Leitgang und zur Aufhängung eines Revisions- und Ausbesserungsgerüsts ist 5 m unterhalb der Mündung eine Galerie in Eisenbeton angeordnet.

V. Allgemeines.

Die gesamten Bauarbeiten für das Kraftwerk, dessen Außenansicht Abb. 8 wiedergibt, sind in einfachster Art hergestellt, besondere Aufwendungen sind vermieden. Die architektonische Gestaltung ist im Äußeren und Inneren der Ausdruck reinster Sachlichkeit und Zweckmäßigkeit, ohne irgendwelche Zutaten, nur aufgebaut auf den durch Technik und Wirtschaftlichkeit bedingten Erfordernissen.

Mit den Gründungsarbeiten ist im September 1930 begonnen, im Oktober 1932 war das Kraftwerk vollkommen fertiggestellt. Die Fundierungsarbeiten, Turbinenfundamente, sämtliche Eisenbetondecken und

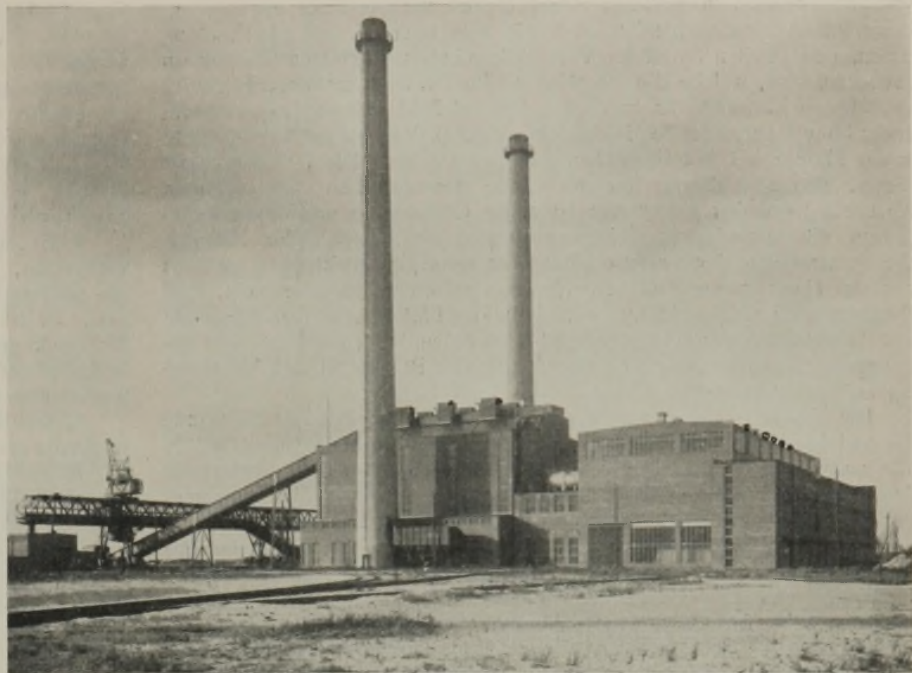


Abb. 8. Außenansicht des Kraftwerkes.

die Maurerarbeiten für Maschinen-, Pumpen- und 10-kV-Schaltheus wurden von der Firma B. Wittkop, Magdeburg, hergestellt. Die Maurerarbeiten für Kesselhaus und Vorwärmanlage führte die Bauhütte Magdeburg G. m. b. H. und die für Eigenbedarfsanlage mit Verwaltungsgebäude die Firma Paul Schuster, Magdeburg, die Hohlsteindachdecken die Firma Robert Richter, Dessau, aus. Sämtliche Stahlkonstruktionen lieferte die Firma Norddeutsche Maschinenfabrik G. m. b. H., Duisburg-Hamborn, die Eisenbetonschornsteine einschließlich Gründung erstellte die Firma Ways & Freytag, Niederlassung Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Dauerfestigkeit der Baustähle.

Von G. Schaper.

Die hochwertigen Baustähle, deren Entwicklung mit dem St 52 als vorläufig abgeschlossen angesehen werden kann, sind seinerzeit erst dann eingeführt worden, nachdem alle ihre Eigenschaften, die für ihre Verwendung als Baustoffe für Brücken und Ingenieurhochbauten maßgebend sind, nach dem damaligen Stande der Wissenschaft eingehend geprüft waren. Neben der Zugfestigkeit, der Bruchdehnung und der Streckgrenze sind auch die Kerbzähigkeit und Dauerfestigkeit, die in der Schenkschen Dauerbiegemaschine an polierten Rundstäben ermittelt wurde, durch umfangreiche Versuche festgestellt worden. Alle diese Festigkeitseigenschaften einschließlich der Dauerfestigkeit übertrafen die des St 37 um so viel, daß eine Erhöhung der zulässigen Spannungen für St 52 gegenüber St 37 in dem Maße, wie es in den damals eingeführten Berechnungsvorschriften festgesetzt wurde, durchaus gerechtfertigt war.

Zur Nachprüfung der Frage, ob man für den Lochleibungsdruck der Niete den 2,5fachen Wert der für den Baustoff selbst zugelassenen Spannung annehmen dürfe, wurden dann von der Deutschen Reichsbahn Dauerfestigkeitsversuche mit Nietverbindungen von Stäben aus St 37 und St 52 in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart veranlaßt. Diese Versuche, die sich auf schwellende Zugbeanspruchung beschränkten, wurden auf Dauerfestigkeitsmaschinen, die in der Minute 1 bis 3 und später bis zu 30 Lastwechsel zwischen einer unteren, in Nähe von Null liegenden und einer oberen Grenze herbeiführten, vorgenommen. Dabei ergab sich außerhalb des Versuchszweckes die überraschende Tatsache, daß die Ursprungsfestigkeit, d. h. diejenige Spannung, die bei 2 000 000 Lastwechseln zwischen Null und einer oberen, nur in einer Richtung liegenden Grenze gerade noch ertragen wird, bei St 52 nicht viel höher liegt als bei St 37.

Dieses überraschende Ergebnis veranlaßte zunächst die Deutsche Reichsbahn, die Berechnung der Bauglieder aus St 52 mit wechselnder Beanspruchung, d. h. einer Beanspruchung, die zwischen Druck und Zug wechselt, zu verschärfen, die zulässigen Beanspruchungen für den Lochleibungsdruck der Niete in Baugliedern aus St 52 herabzusetzen und als Baustoff für solche Niete einen weicheren Stahl, als er bis dahin verwendet wurde, vorzuschreiben. Die Deutsche Reichsbahn trat aber auch zugleich mit Vertretern der eisenerzeugenden und der eisenverarbeitenden Industrie und mit maßgebenden Fachleuten einzelner Materialprüfungsämter in eingehende Erörterungen über die Frage der Dauerfestigkeit ge-

lochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus St 52 und St 37 ein. Es wurde beschlossen, die Dauerfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus St 37 und St 52 mit größter Beschleunigung an verschiedenen Stellen gleichzeitig zu untersuchen, um schnell sichere Aufschlüsse über diese wichtige Frage zu erhalten. Mit der Durchführung der Versuche wurden betraut das Staatliche Materialprüfungsamt in Dahlem, das Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung in Düsseldorf, das Forschungsinstitut der Vereinigten Stahlwerke in Dortmund, die Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart und die mechanische Versuchsanstalt des Reichsbahn-Zentralamtes für Einkauf. Die genannten Anstalten wurden mit Pulsatormaschinen ausgerüstet, die in der Minute 300 bis 350 Lastwechsel ermöglichen. Die Versuche wurden auf schwellende Zugbeanspruchung zwischen einer ganz geringen Vorspannung und einer oberen Grenze beschränkt. Nur bei der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart wurden in letzter Zeit auch einige Versuche zur Bestimmung der Wechselfestigkeit durchgeführt, d. h. derjenigen Spannung, die bei 2 000 000 Lastwechseln zwischen Zug und Druck gerade noch ertragen wird.

Die zuerst genannten Versuche sind jetzt abgeschlossen. Über die Ergebnisse dieser Versuche im einzelnen wird an anderer Stelle eingehend berichtet werden. Die Versuche bestätigten das zuerst in der Materialprüfungsanstalt in Stuttgart gewonnene, obengenannte Ergebnis. Die Ursprungsfestigkeit gelochter Stäbe und der Nietverbindungen von Stäben aus St 52 liegt nicht wesentlich höher als bei solchen Baugliedern aus St 37. Die Zerstörung des gelochten Stabes und der Nietverbindung ging stets von Dauerbrüchen aus, die sich am Rande der Nietlöcher bildeten. Die verhältnismäßig geringe Ursprungsfestigkeit des St 52 ist vielleicht dadurch zu erklären, daß der St 52 die an den Nietlöchern auftretenden Spannungsanhäufungen nicht so leicht ausgleichen kann wie der bildsamere St 37, und daß beim Bohren und Aufreiben der Nietlöcher bei dem härteren St 52 leichter an den Rändern der Nietlöcher Kerben entstehen als bei dem weicheren St 37.

Manche namhaften Fachmänner haben sich gegen die Verwendung der Versuchsergebnisse als Grundlagen für die Berechnung und Bemessung der Bauglieder mit schwellender und wechselnder Beanspruchung ausgesprochen, erstens, weil die schnell aufeinander folgenden Spannungswechsel der Dauerfestigkeitsmaschinen in den Bauwerken — auch mit häufigen Lastwechseln — niemals vorkommen, bei diesen vielmehr die

Spannungswechsel in größeren Zeitabständen auftreten und oft stundenlange Ruhepausen vorhanden sind, die dem Baustoff Zeit zur Erholung lassen, und zweitens, weil die Versuchsergebnisse an kleinen Baugliedern gewonnen sind, welche die Verhältnisse im Bauwerk nicht wiedergeben. Zum ersten Einwande ist zu sagen, daß bei 2 bis 5 Spannungswechseln in der Minute ungefähr die gleichen Dauerfestigkeiten wie bei 350 Wechseln in der Minute bei den Versuchen erhalten wurden. Die Dauerfestigkeit scheint also unabhängig von der Größe des zwischen den einzelnen Wechseln liegenden Zeitraumes zu sein. Ob längere und öftere Ruhepausen die Dauerfestigkeit heraufsetzen können, bedarf der Klärung. Die Berechtigung des zweiten Einwandes kann man nicht ohne weiteres von der Hand weisen. Ob der Einwand zutreffend ist oder nicht, muß ebenfalls noch untersucht werden. In beiden Fällen müssen zeitraubende und kostspielige Versuche durchgeführt werden. Vorläufig ist man gezwungen, die Berechnung und Bemessung der Bauglieder den Versuchsergebnissen anzupassen.

Die Versuche haben weiter ergeben, daß mit steigender Vorlast die bei der Ursprungsfestigkeit vorhandene Schwingungswerte nur unwesentlich abnimmt, daß also mit zunehmender Vorlast die Dauerfestigkeit bald den Wert der Streckgrenze erreicht. Mit steigender Vorlast nimmt daher die Überlegenheit des St 52 über den St 37 zu.

Am 1. und 2. Dezember 1933 wurden alle Fragen, die durch die Versuchsergebnisse aufgeworfen sind, von berufenen Vertretern der eisenverarbeitenden und der eisenerzeugenden Industrie, einzelner Materialprüfungsämter, einzelner Technischer Hochschulen und der Deutschen Reichsbahn eingehend beraten. Dabei sind folgende wichtige Beschlüsse gefaßt worden:

1. Bauwerke aus St 37 werden auch künftig nach den bisher gültigen Vorschriften berechnet.

Die Versuchsergebnisse boten keinen Anlaß, die Berechnungsvorschriften für St 37 zu ändern.

2. Ebenso sind Stäbe aus St 52, die nur Druck erhalten, auch künftig nach den bisher gültigen Vorschriften zu berechnen. Stäbe, die nur gedrückt werden, sind durch Dauerbeanspruchung, wie sie in den Bauwerken auftritt, nicht gefährdet.

3. Gezogene Bauglieder aus St 52 mit schwellender Belastung und Bauglieder aus St 52 mit zwischen Druck und Zug wechselnder Beanspruchung müssen für solche Bauwerke, bei denen die Spannungsspitzen im Wechsel der Belastung sehr häufig auftreten, unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche berechnet werden.

Nimmt man die Lebensdauer der Brücken zu 60 Jahren, d. h. zu rd. 22 000 Tagen an, so müssen täglich 90 Lastwechsel mit Spannungsspitzen auftreten, um während der Lebensdauer der Brücke die Zahl 2 000 000, die oben im Zusammenhang mit der Dauerfestigkeit genannt wurde, zu erreichen. Solche Fälle kommen nur bei Eisenbahnbrücken in Strecken mit starkem Zugverkehr und dort eigentlich nur bei eingleisigen Brücken vor. Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken treten die Spannungsspitzen, die nur durch gleichzeitige Belastung der Brücke durch zwei Züge in ungünstigster Stellung entstehen können, sehr selten auf. Trotzdem hat man beschlossen, eingleisige und zweigleisige Brücken in Strecken mit starkem Zugverkehr hinsichtlich der Berechnung mit Rücksicht auf die Dauerfestigkeit gleichzustellen. Für besonders große zweigleisige Brücken, die ein großes Eigengewicht haben, deren Glieder also eine große Beanspruchung aus Vorlast aufweisen, können auch hinsichtlich der Dauerbeanspruchung besondere Vorschriften erlassen werden. Brücken in Strecken mit schwachem Verkehr, der dann als vorliegend angesehen wird, wenn bis zu 25 Züge auf jedem Gleis verkehren, können nach den bisher gültigen Vorschriften berechnet werden.

4. Die Fahrbahnträger aus St 52 aller Eisenbahnbrücken sind wegen der Unsicherheit der Feststellung ihrer wirklichen Beanspruchung nicht mit Rücksicht auf die Ergebnisse der Dauerfestigkeitsversuche, sondern nach statischen Gesichtspunkten zu berechnen. Dafür sind aber besondere Maßnahmen in der baulichen Durchbildung und verschärfte Vorschriften für die Berechnung notwendig. Benachbarte Längsträger, die gegen die Querträger stoßen, sind stets oben mit durchlaufenden Zuglaschen zu verbinden. Bei solchen Längsträgern und bei Längsträgern, die über den Querträgern durchlaufen, ist das größte Feldmoment wie bei einem auf zwei Stützen frei aufliegenden Träger zu berechnen. Das größte Auflagermoment ist zu $\frac{4}{5}$ des größten Feldmomentes anzunehmen. Die größte Auflagerkraft ist gleich dem 1,2fachen Werte des größten Auflagerdruckes eines auf zwei Stützen frei aufliegenden Trägers in die Rechnung einzuführen.

5. Fahrbahnquerträger sind wie Hauptträger zu behandeln.

6. Straßenbrücken sind im allgemeinen nach den bisher gültigen Vorschriften zu berechnen. Bei den Hauptträgern der Straßenbrücken treten die Spannungsspitzen, die nur durch die rechnermäßige Vollbelastung der Brücke (schwerste Fahrzeuge umgeben von Menschengedränge) hervorgerufen werden, nie oder nur in äußerst seltenen Fällen auf. Auch bei den Fahrbahnträgern wird die Belastung durch eine

Dampfwalze nur sehr selten vorkommen. Es liegt demnach im allgemeinen kein Grund vor, die Straßenbrücken nach den Gesichtspunkten der Dauerfestigkeit zu berechnen. Sollten in Ausnahmefällen Straßenbrücken mit den rechnermäßigen schwersten Lasten oft belastet werden, so müssen sie ebenso wie Eisenbahnbrücken in Strecken mit starkem Verkehr berechnet werden.

7. Vereinigte Straßen- und Eisenbahnbrücken, namentlich solche mit zweigleisigen Eisenbahnen, sind ebenso wie Straßenbrücken zu behandeln.

8. Es muß angestrebt werden, die Dauerfestigkeit des St 52 so zu verbessern, daß sie die Dauerfestigkeit des St 37 so weit übertrifft, wie die anderen Festigkeitseigenschaften des St 52 denen des St 37 überlegen sind. Es ist in der letzten Zeit schon gelungen, die Dauerfestigkeit des St 52 nicht unerheblich zu verbessern. Vorläufig muß aber noch die Dauerfestigkeit der Nietverbindungen der Stäbe aus St 52 mit schwellender und wechselnder Belastung durch folgende bauliche Maßnahmen erhöht werden:

a) Der Zwischenanstrich zwischen den Anschlußteilen ist wegzulassen.

b) Niete, deren Klemmlänge mehr als das Dreifache des Durchmessers beträgt, sind vorzustreichen oder mit einem Schaftende, das weniger warm als der Setzkopf ist, zu schlagen.

c) Für die Niete ist St 44 zu verwenden.

a), b) und c) bezwecken, den Reibungsschluß zwischen den Anschlußteilen zu erhöhen.

d) Alle Nietlöcher müssen sorgfältig mit scharfen Geräten aufgerieben werden.

e) Die Außenkanten der Nietlöcher sind mit scharfen Geräten, die im Nietloch geführt werden, zu brechen.

d) und e) bezwecken, die Bildung von Kerben zu verhüten.

Wie die Entwürfe und Ausführungen vieler großer Stahlbrücken für Eisenbahnen oder für Straßen gezeigt haben, ist ein hochwertiger Baustahl ein unentbehrlicher Baustoff für solche Brücken. St 52 ist hierfür nach wie vor der wirtschaftlichste und geeignetste Baustoff. Er bietet die Gewähr unbedingter Sicherheit, wenn die vorstehend erörterten Gesichtspunkte beachtet werden.

Ein geradezu idealer Baustoff ist der St 52 für große Abraumförderbrücken, bei denen die über die Brücke laufenden Abraummassen als gleichmäßig über die ganze Brücke verteilte Last wirken und daher während des laufenden Betriebes kein Anschwellen und keinen Wechsel der Spannungen hervorrufen. Nur zu Beginn und am Ende einer Baggerperiode tritt eine Änderung der Spannungen ein. Außerdem ist die Nutzlast im Verhältnis zur ständigen Last sehr klein.

Neben den neuen deutschen hochwertigen Stählen wurden auch deutsche und amerikanische Nickelstähle hinsichtlich ihrer Dauerfestigkeit in gezogenen, gelochten Stäben und in Nietverbindungen mit schwellender Belastung untersucht. Dabei ergab sich zweifelfrei, daß die Nickelstähle keine höhere Dauerfestigkeit aufweisen als der Stahl St 52.

Es liegt durchaus im Sinne des technischen Fortschrittes und der Wirtschaftlichkeit, die Festigkeitseigenschaften des St 52 so weit auszunutzen, wie es mit Rücksicht auf die Sicherheit irgend möglich ist. Von berufener Seite ist auch schon vorgeschlagen worden, die ohne Rücksicht auf die Dauerfestigkeit zulässige Spannung für die Belastung durch die Hauptkräfte von 2100 auf 2400 kg/cm² und für die Belastung durch die Haupt- und Zusatzkräfte von 2400 auf 2700 kg/cm² zu erhöhen. Nimmt man die entsprechenden zulässigen Spannungen des St 37 von 1400 und 1600 kg/cm² und die Streckgrenze des St 37 und des St 52 als Maßstäbe für die zulässigen Spannungen des St 52 an und bedenkt, daß der geringste Wert für die Streckgrenze des St 52 3600 kg/cm² ist, die Werte für die Streckgrenze des St 37 sehr streuen, der Wert von 2400 kg/cm² ein Mittelwert ist und der geringste Wert mit 2100 kg/cm² nicht zu tief angenommen ist¹⁾, so erhält man für die ohne Rücksicht auf die Dauerfestigkeit zulässige Spannung des St 52 für die Belastung durch die Hauptkräfte

$$= \frac{3600}{2100} \cdot 1400 = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ und für die Belastung durch die Haupt- und Zusatzkräfte } \frac{3600}{2100} \cdot 1600 = 2750 \text{ kg/cm}^2.$$

Die Spanne zwischen der Streckgrenze und der zulässigen Beanspruchung für die Belastung durch die Hauptkräfte beträgt bei St 37 2100 — 1400 = 700 kg/cm² und bei St 52 3600 — 2400 = 1200 kg/cm², also in beiden Fällen 50% der zulässigen Spannung, für die Belastung durch die Haupt- und Zusatzkräfte bei St 37 2100 — 1600 = 500 kg/cm² und bei St 52 3600 — 2750 = 850 kg/cm², also in beiden Fällen ungefähr 31% der zulässigen Spannung. Der oben genannte Vorschlag hat also durchaus seine Berechtigung. Will man die zulässigen Spannungen für St 52 nicht erhöhen und an den zulässigen Spannungen für St 37 festhalten, so erscheint es durchaus sinngemäß und notwendig, für St 37 eine Mindeststreckgrenze von 2400 kg/cm² vorzuschreiben und die Bestimmung der Streckgrenze als Abnahmebedingung einzuführen. Eine Erörterung dieser Fragen ist sehr erwünscht.

¹⁾ Es sind in Ausnahmefällen sogar noch tiefere Werte bis zu 1850 kg/cm² festgestellt worden.

γ -Verfahren¹⁾ zur Berücksichtigung wechselnder und schweller Spannungen bei dynamisch beanspruchten Stahlbauwerken.²⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

I. Allgemeines.

Die Deutsche Reichsbahn hat ihre „Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE)“ neu herausgegeben³⁾. Dabei war es notwendig, die neueren Erkenntnisse auf Grund von Dauerversuchen zu berücksichtigen. Zu diesem Zweck wurde ein kleiner Ausschuß unter Vorsitz von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Schaechterle mit der Bearbeitung dieser wichtigen Fragen betraut. In dem Ausschuß waren außer den Technischen Hochschulen auch staatliche Materialprüfämter, der Deutsche Stahlbauverband und die stahlerzeugenden Werke vertreten. Auf Grund der zweitägigen Beratungen ist die Deutsche Reichsbahn zu folgenden Entscheidungen gekommen:

1. Von der Reichsbahn auszuführende Straßenbrücken sollen wie bisher berechnet werden (s. DIN 1073).

2. Bei Brücken, die gleichzeitig dem Eisenbahnverkehr und Straßenverkehr dienen, ist die Fahrbahn unter den Eisenbahngleisen nach den folgenden, in die neuen BE aufgenommenen Vorschriften zu berechnen.

3. Sich überdeckende Flächen von Stahlteilen, die durch Kraftniete zu verbinden sind, erhalten zwecks Erhöhung des Reibungswiderstandes weder den Leinölhauch noch einen Farbanstrich. Solche Flächen sind vor dem Zusammenbauen besonders gründlich zu reinigen. Die Teile dürfen nur in ganz trockenem Zustande vernietet werden. Die Flächen, die so behandelt werden müssen, sind in den Werkstattzeichnungen kenntlich zu machen. Die Fugen der zusammengenieteten Teile sind besonders sorgfältig durch Farbe zu dichten. Teile, die nur durch Heftniete verbunden werden, erhalten vor dem Zusammennieten den seither vorgeschriebenen Grundanstrich aus Bleimennige.

4. Die Außenkanten der Nietlöcher am Setz- und Schließkopf müssen sowohl bei Bauwerken aus St 52 als auch solchen aus St 37 durch mittig geführte Fräser so gebrochen werden, daß eine etwa 2 mm breite glatte Kegelfläche entsteht.

5. Bei Klemmlängen über $3d$ ist die Nietung nach besonderen Verfahren auszuführen, also entweder mit Vorstauchen unter Verwendung einer Hülsenzange oder mit höherer Erwärmung des Setzkopfes der Niete.

6. Die Spannungen in den Bauwerken sind nach dem sogenannten γ -Verfahren unter Berücksichtigung der größten und kleinsten Grenzwerte der Stabkräfte und Biegemomente zu berechnen.

7. Ein- und zweigleisige Eisenbahnbrücken aus St 37 sind wie bisher nach Maßgabe der Formeln (1) und (2):

$$(1) \sigma_1 = \frac{\max S_1 - 0,3 \min S_1}{F_a} = \frac{\max S_1}{F_a} \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}\right) = \gamma \cdot \frac{\max S_1}{F_a}$$

$$(2) \sigma_1 = \frac{\max M_1 - 0,3 \min M_1}{W_n} = \frac{\max M_1}{W_n} \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\min M_1}{\max M_1}\right) = \gamma \cdot \frac{\max M_1}{W_n}$$

zu berechnen. Hierin bezeichnet

$\max S_1$ oder $\max M_1$ den zahlenmäßig größten Grenzwert,
 $\min S_1$ oder $\min M_1$ den zahlenmäßig kleinsten Grenzwert

der Stabkräfte oder Biegemomente aus ständiger Last und Verkehrslast mit Stoßzahl φ — bei Brücken in Gleisbogen auch aus den Fliehkräften mit Stoßzahl φ —; dabei sind Zugkräfte mit +, Druckkräfte mit — in die Formeln einzusetzen.

Es ist also bei St 37

$$(3) \gamma_{37} = 1 - 0,3 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}$$

und für $\frac{\min S_1}{\max S_1} = 0$ wird $\gamma_0 = 1,0$, d. h. im ganzen schwelleren Bereich ist $\gamma = 1$ und die zulässige Spannung unter Berücksichtigung der Dauerbeanspruchung bei den Hauptkräften

$$(4) \sigma_{A \text{ zul}} = \sigma_{U \text{ zul}} = \frac{\sigma_{\text{zul}}}{\gamma_0} = \frac{1400}{1} = 1400 \text{ kg/cm}^2.$$

Für $\frac{\min S_1}{\max S_1} = -1$, d. h. wenn die Grenzwerte für Zug und Druck gleich groß sind, wird $\gamma_{-1,0} = 1,3$ und dabei die zulässige Wechselspannung

$$\sigma_{A \text{ zul}} = \sigma_{W \text{ zul}} = \frac{\sigma_{\text{zul}}}{\gamma_{-1,0}} = \frac{1400}{1,3} \approx 1080 \text{ kg/cm}^2.$$

8. Bei eingleisigen und zweigleisigen Eisenbahnbrücken aus St 52 ist bei der Berechnung der Haupt- und Querträger anzunehmen:

$$(5) \begin{cases} \sigma_{W \text{ zul}} = 1080 \text{ kg/cm}^2 & \text{(wie bei St 37),} \\ \sigma_{U \text{ zul}} = 1800 \text{ kg/cm}^2 & \text{bei Stäben, wenn max } S_1 \text{ eine Zugkraft (+)} \\ & \text{ist, und bei Biegeträgern,} \\ \sigma'_{U \text{ zul}} = 2100 \text{ kg/cm}^2 & \text{nur bei Stäben, wenn max } S_1 \text{ eine Druck-} \\ & \text{kraft (-) ist} \end{cases}$$

für $\sigma_{\text{zul}} = 2100 \text{ kg/cm}^2$ unter Berücksichtigung der Hauptkräfte. Hiermit sind die γ -Werte zu berechnen. Sie werden in Form einer Tafel in die BE aufgenommen.

Ist bei eingleisigen und zweigleisigen Eisenbahnbrücken aus St 52 der Verkehr so schwach, daß auf jedem Gleis durchschnittlich höchstens 25 Züge im Tage verkehren, so dürfen mit Genehmigung der Hauptverwaltung solche Brücken nach den seitherigen BE-Vorschriften berechnet werden, d. h. mit

$$\gamma''_{52} = 1,0 - 0,5 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}.$$

In diesem Falle ist

$$\sigma''_{W \text{ zul}} = \frac{2100}{1,5} = 1400 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma'_{U \text{ zul}} = \frac{2100}{1,0} = 2100 \text{ kg/cm}^2.$$

Längsträger aus St 37 und St 52 werden stets ohne Rücksicht auf die wechselnde oder schwellige Beanspruchung berechnet; es ist also immer $\gamma = 1,0$.

9. Für die Längsträger aus St 37 und St 52 gelten ferner folgende Sondervorschriften:

- a) Es sind stets oben durchschießende Platten anzuordnen.
- b) Bezeichnet M_0 das größte Biegemoment eines auf zwei Stützen frei aufliegenden Trägers, so sind bei der Berechnung der Längsträger, auch wenn sie über den Querträgern durchlaufen, die Biegemomente wie folgt anzunehmen:

| | St 37 | St 52 |
|---|------------|-----------|
| Feldmoment in den Endfeldern und an Fahrbahnunterbrechungen | $1,0 M_0$ | $1,1 M_0$ |
| Feldmoment in den Mittelfeldern | $0,8 M_0$ | $1,0 M_0$ |
| Stützenmoment | $0,75 M_0$ | $0,8 M_0$ |

- c) Die Zahl der Anschlußniete ist stets für einen Auflagerdruck

$$\max A' = 1,2 (A_g + \varphi \cdot A_p)$$

zu ermitteln.

10. Bei allen Druckstäben soll im schwelleren Bereich $\gamma = 1,0$ angenommen werden. Alle Druckstäbe sind außerdem mit Außerachtlassung von γ für die größte auftretende Druckkraft nach dem ω -Verfahren zu berechnen.

11. Bei großen Brücken oder Brücken außergeröhrlicher Bauart können mit Genehmigung der Hauptverwaltung Sondervorschriften getroffen werden.

II. γ -Verfahren bei St 52.

Die Werte $\sigma_{W \text{ zul}} = 1080 \text{ kg/cm}^2$ und $\sigma_{U \text{ zul}} = 1800 \text{ kg/cm}^2$ nach I., Punkt 8, sind in Abb. 1 eingetragen. Wie oft üblich, werden auf der Abszissenachse die unteren Spannungen σ_u aufgetragen. Bei 0 ist

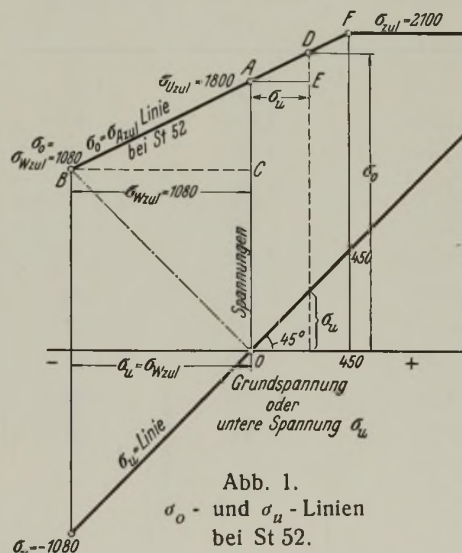


Abb. 1.
 σ_o - und σ_u -Linien bei St 52.

die untere Spannung $\sigma_u = 0$,

die obere Spannung $\sigma_o = \sigma_{U \text{ zul}} = 1800 \text{ kg/cm}^2$.

Die $\sigma_{A \text{ zul}}$ -Linie wird zwischen B und F in Abb. 1 als eine Gerade angenommen. Bei B ist $\sigma_u = -\sigma_o = -1080 \text{ kg/cm}^2$. Für den Punkt D gilt allgemein:

$$(6) \overline{DE} = \overline{AE} \cdot \frac{\overline{AC}}{\overline{BC}}$$

¹⁾ Kommerell, Bautechn. 1933, Heft 9, S. 114, und Schaechterle, Bauing. 1933, Heft 17/18, S. 239.

²⁾ Vgl. hierzu den Aufsatz von G. Schaper auf S. 23 dieses Heftes.

³⁾ Die neuen Berechnungsgrundlagen können von dem Reichsbahn-Zentralamt für Rechnungswesen, Berlin SW 11, Hallesches Ufer 35/36, zum Preise von 3 RM bezogen werden.

oder

$$(7) \quad \sigma_o - \sigma_{Uzul} = \sigma_u \cdot \frac{\sigma_{Uzul} - \sigma_{Wzul}}{\sigma_{Wzul}}$$

hieraus

$$\sigma_o - \sigma_o \cdot \frac{\sigma_{Uzul} - \sigma_{Wzul}}{\sigma_{Wzul}} \cdot \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \sigma_{Uzul}$$

oder

$$(8) \quad \sigma_o = \frac{\sigma_{Uzul}}{1 - \frac{\sigma_{Uzul} - \sigma_{Wzul}}{\sigma_{Wzul}} \cdot \frac{\sigma_u}{\sigma_o}} = \frac{1}{1 - \left(\frac{1}{\sigma_{Wzul}} - \frac{1}{\sigma_{Uzul}} \right) \frac{\sigma_u}{\sigma_o}}$$

oder nach Einsetzen der Zahlenwerte

$$(9) \quad \sigma_o^{52} = \frac{1000}{1000 - \left(\frac{1000}{1800} - \frac{1000}{1080} \right) \frac{\sigma_u}{\sigma_o}} = \frac{1000}{0,556 - 0,370 \cdot \frac{\sigma_u}{\sigma_o}}$$

Den Punkt F erhält man mit $\sigma_o = \sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$; aus (9) wird

$$2100 = \frac{1000}{0,556 - 0,370 \cdot \frac{\sigma_u}{\sigma_o}} \quad \text{oder} \quad \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = 0,215,$$

woraus

$$\sigma_u = 0,215 \cdot 2100 \approx 450 \text{ kg/cm}^2.$$

Ist bei Berücksichtigung der Stoßzahl φ

$\max S_1$ der zahlenmäßig größte Grenzwert der Stabkräfte,
 $\min S_1$ der zahlenmäßig kleinste Grenzwert der Stabkräfte,

wobei Zug +, Druck - ist, dann ist

$$(10) \quad \sigma_o = \sigma_{ozul} = \frac{\max S_1}{F}$$

$$(11) \quad \sigma_u = \sigma_{uzul} = \frac{\min S_1}{F},$$

also

$$(12) \quad \frac{\sigma_u}{\sigma_o} = \frac{\min S_1}{\max S_1}.$$

Damit wird allgemein aus (8)

$$(13) \quad \sigma_{ozul} = \frac{1}{\frac{1}{\sigma_{Uzul}} - \left(\frac{1}{\sigma_{Wzul}} - \frac{1}{\sigma_{Uzul}} \right) \frac{\min S_1}{\max S_1}}$$

oder mit Berücksichtigung der Zahlenwerte nach (9)

$$(14) \quad \sigma_{ozul} = \frac{1000}{0,556 - 0,370 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}}$$

Es ergibt sich damit Spalte 2 der folgenden Tafel für St 52.

Tafel 1. St 52. (S. auch Abb. 5.)

| $\frac{\min S_1}{\max S_1}$ | Starker Verkehr | Starker Verkehr | Starker Verkehr | Schwacher Verkehr |
|-----------------------------|--|--|---|---|
| | $\sigma_{ozul} = \frac{1000}{0,556 - 0,370 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}}$ kg/cm ² | $\gamma = 1,167 - 0,777 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}$ | $\gamma' = 1,00 - 0,944 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}$ bei Fachwerkstäben, wenn $\max S_1$ Druck (-) ist | $\gamma'' = 1,00 - 0,50 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1}$ (nur mit Genehmigung der Hauptverwaltung) |
| 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| -1,0 | 1080 | 1,944 | 1,944 | 1,50 |
| -0,9 | 1125 | 1,866 | 1,850 | 1,45 |
| -0,8 | 1174 | 1,789 | 1,755 | 1,40 |
| -0,7 | 1227 | 1,711 | 1,661 | 1,35 |
| -0,6 | 1286 | 1,633 | 1,566 | 1,30 |
| -0,5 | 1350 | 1,556 | 1,472 | 1,25 |
| -0,4 | 1421 | 1,478 | 1,378 | 1,20 |
| -0,3 | 1500 | 1,400 | 1,283 | 1,15 |
| -0,2 | 1589 | 1,322 | 1,189 | 1,10 |
| -0,1 | 1687 | 1,245 | 1,094 | 1,05 |
| 0 | 1800 | 1,167 | 1,000 | 1,00 |
| +0,1 | 1928 | 1,089 | 1,00 | 1,00 |
| +0,2 | 2075 | 1,012 | | |
| +0,215 | 2100 | 1,000 | | |
| +0,3 | 2100 | 1,00 | | |
| +0,4 | | | | |
| +0,5 | | | | |
| +0,6 | | | | |
| +0,7 | | | | |
| +0,8 | | | | |
| +0,9 | | | | |
| +1,0 | | | | |

Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten. Es genügt, die γ -Werte mit zwei Dezimalen in die Rechnung einzuführen (γ muß stets ≥ 1 sein).

Ferner ist nach (1)

$$(15) \quad \sigma_1 = \frac{\gamma \cdot \max S_1}{F_a} = \sigma_{zul} (= 2100 \text{ kg/cm}^2 \text{ bei St 52, Hauptkräfte})$$

$$\frac{\sigma_{zul}}{\gamma} = \frac{\max S_1}{F_a} = \sigma_{ozul},$$

also

$$(16) \quad \gamma = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{ozul}} = \frac{2100}{\sigma_{ozul}}$$

Die Werte von γ gehen für St 52 aus Tafel 1 (Spalte 3) hervor. Allgemein ist mit Gl. (14)

$$(17) \quad \gamma = \frac{2100}{1000} \left(0,556 - 0,370 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1} \right) = 1,167 - 0,777 \cdot \frac{\min S_1}{\max S_1},$$

γ ist also eine geradlinige Funktion von $\frac{\min S_1}{\max S_1}$. Bei Bestimmung

von $\frac{\min S_1}{\max S_1}$ sind Zugkräfte stets mit + Zeichen, Druckkräfte mit - Zeichen

einzusetzen. (Die Ergebnisse sind in Abb. 5 eingetragen.) Es ist also γ derjenige, den Einfluß einer schwellenden oder wechselnden Belastung berücksichtigende Beiwert, mit dem der zahlenmäßig größere Grenzwert ($\max S_1$) der Stabkraft aus ständiger und Verkehrslast (mit Stoßzahl φ) vervielfältigt werden muß, damit ein solcher Stab wie ein Stab behandelt werden kann, der nur durch eine ruhende Last beansprucht wird. Dasselbe gilt sinngemäß für die Biegemomente, es gelten dieselben γ -Werte, nur ist überall statt $\min S_1$ $\min M_1$ und statt $\max S_1$ $\max M_1$ zu setzen.

Ist z. B.

$$\left. \begin{aligned} S_g &= +20 \text{ t (Eigenlast),} \\ \varphi S_p &= +40 \text{ t} \\ \text{und} & -60 \text{ t} \end{aligned} \right\} \text{(Verkehrslast mit Stoßzahl } \varphi \text{),}$$

dann ist

$$\left. \begin{aligned} \max S_1 &= +60 \text{ t} \\ \min S_1 &= -40 \text{ t} \\ \min S_1 &= \frac{40}{60} = \frac{2}{3} \\ \max S_1 &= \frac{40}{60} = \frac{2}{3} \end{aligned} \right\}$$

und aus Gl. (17) oder Tafel 1, Spalte 3,

$$\gamma = 1,167 + 0,777 \cdot \frac{2}{3} \approx 1,68.$$

III. Wöhlerlinie.

Man spricht von schwellender Beanspruchung, wenn $\min S_1$ und $\max S_1$ oder σ_u und σ_o gleiche Vorzeichen haben, und von wechselnder Beanspruchung, wenn $\min S_1$ und $\max S_1$ oder σ_u und σ_o verschiedene Vorzeichen haben. Die Dauerfestigkeiten σ_A der verschiedenen Werkstoffe lassen sich mittels Pulsatormaschinen feststellen. Die Dauerfestigkeit für ein bestimmtes Verhältnis $\frac{\min S}{\max S}$ gilt als gefunden, wenn die Proben die wechselnden oder schwellenden Spannungen bei 2 Mill. Lastwechseln gerade noch aushalten. Der Bruch tritt in der Regel ohne vorherige sichtbare plastische Verformung ein. Man spricht dann von einem Dauerbruch.

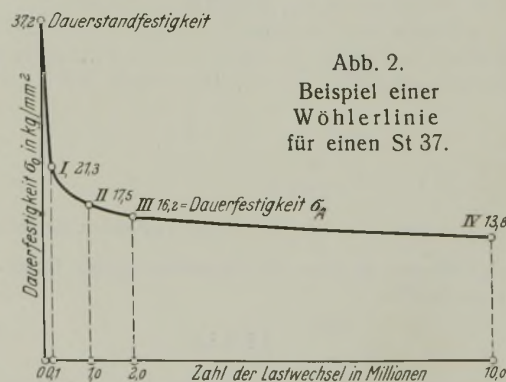


Abb. 2.
Beispiel einer
Wöhlerlinie
für einen St 37.

Trägt man die Zahl der Lastwechsel auf der Abszissenachse, die bei den Dauerfestigkeitsversuchen gefundenen Werte

$$\sigma_o = \frac{\max S}{F}$$

Ordinatenachse auf (Abb. 2), so ergibt sich eine gekrümmte Linie, die sog. Wöhlerlinie. Diese Linie fällt bei 0 (kein Lastwechsel) von der sog. Dauerstand-

festigkeit zunächst ziemlich steil, später langsamer ab.

Für einen größten Verkehr von 25 Zügen im Tage auf einem Gleis einer Brücke würde die Zahl von 2 Mill. Lastwechseln in $x = \frac{2\,000\,000}{25 \cdot 365} \approx 220$ Jahren bei eingleisigen Brücken erreicht werden. Man kann annehmen, daß eine stählerne Brücke schon vorher aus anderen Gründen längst ausgewechselt werden muß. Ist also der Verkehr auf einer Brücke aus St 52 so schwach, daß höchstens 25 Züge auf einem Gleis im Tage verkehren, so darf eine solche Brücke (mit Genehmigung der Hauptverwaltung) nach den seitherigen Vorschriften, d. h. mit den $\gamma'' =$ Werten der Tafel 1 berechnet werden. Es ist dann

$$\gamma'' = 1,00 - 0,50 \frac{\min S_1}{\max S_1} \text{ (Tafel 1, Spalte 5) für St 52.}$$

Da für $\frac{\min S_1}{\max S_1} = 0$ der Wert $\gamma'' = 1,00$ wird, so folgt, daß im ganzen schwel-
lenden Bereich $\gamma'' = 1,00$ und die Spannung $\sigma_1 = \frac{\max S}{F_a} = 2100 \text{ kg/cm}^2$
bei St 52 angenommen werden darf.

Die meisten Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit von Stählen für den Stahlbau wurden für schwellende Belastungen mit Zug (+) gemacht. Soweit aus den wenigen vorliegenden Versuchen mit Druckbelastungen (—) geschlossen werden kann, scheint es, daß die Dauerfestigkeit verhältnismäßig größer ist, wenn die obere Spannung σ_o Druck (—) ist; dies scheint auch für den Bereich der wechselnden Beanspruchungen zu gelten. Doch ist hier die Zahl der vorliegenden Versuche noch zu gering, um zu einem endgültigen Urteil zu kommen. Noch unstritten ist auch die Frage, ob es zulässig sei, die mit Pulsatormaschinen gewonnenen Versuchsergebnisse ohne weiteres auf Brücken anzuwenden, wo doch meist von einer Belastung bis zur anderen eine längere Pause entsteht, so daß der Werkstoff sich wieder erholen kann. Hier können nur groß angelegte, jahrelang andauernde Versuche völlige Klarheit verschaffen. Es ist immerhin auffallend, daß die in der Pulsatormaschine festgestellte Dauerfestigkeit eines Werkstoffes dieselbe war, ob die Zahl der Lastwechsel in der Minute groß oder klein war.

Vorläufig soll bei Stäben, bei denen $\max S_1$ eine Druckkraft (—) ist, im ganzen schwellenden Bereich $\gamma = 1$ angenommen werden. Da bei $\min S_1 = -\max S_1$ die zulässige Spannung σ_{Wzul} in beiden Fällen gleich groß ($\pm 1080 \text{ kg/cm}^2$ bei St 52) sein soll, so wird für $\frac{\min S_1}{\max S_1} = -1$ auch $\gamma = 1,944$, und man erhält für Fachwerkstäbe, wenn $\max S_1$ Druck (—) ist, die γ -Werte der Tafel 1, Spalte 4.

IV. σ_A -Linie auf Grund von Versuchen an gelochten Stäben bei St 52.

Vielfach werden die Versuche zur Bestimmung der Dauerfestigkeit mit einer Vorspannung σ_u ausgeführt. Es fragt sich, wie man die Ursprungsfestigkeit σ_U (Vorspannung $\sigma_u = 0$) bestimmen kann.

Am raschesten zum Ziel führt wohl die bildliche Darstellung, indem man (s. Abb. 3) auf der Abszissenachse die Grundspannungen $\sigma_{u1}, \sigma_{uII}, \dots, \sigma_{un}$ und als Ordinaten die dazu gehörenden gefundenen Versuchswerte der Dauerfestigkeiten $\sigma_{o1}, \sigma_{oII}, \dots, \sigma_{on}$ aufträgt und eine gemittelte Linie der Dauerfestigkeiten (σ_A -Linie) einzeichnet. Dann findet man bei 0 (Vorspannung $\sigma_u = 0$) die Ursprungsfestigkeit σ_U (s. Abb. 4).

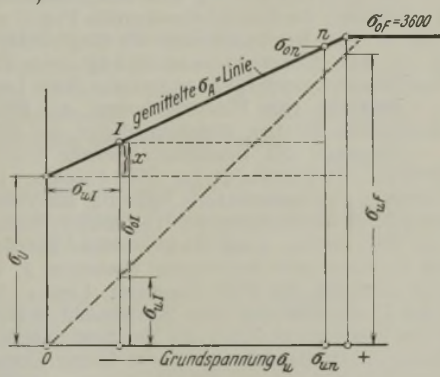


Abb. 3. σ_A -Linie bei einem Stahl St 52.

Technische Hochschule Berlin. Einen Lehrauftrag erhielt der Oberingenieur und Bevollmächtigte der Siemens-Bauunion, Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Willy Scharadt, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, an genannter Hochschule in der Fakultät für Bauwesen für das Lehrgebiet Vorarbeiten für Gründungen einschl. Bekämpfung des Grundwassers.

Technische Hochschule Dresden. Dem Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium, Dr.-Ing. Reingruber, ist vom 1. Januar 1934 ab die Verwaltung des Lehrstuhls für Eisenbahn- und Verkehrswesen in der Bauingenieur-Abteilung der Technischen Hochschule Dresden übertragen und für die Dauer der auftragsweisen Verwaltung des Lehrstuhls die Amtsbezeichnung „Professor“ beigelegt worden. Von seiner bisherigen Tätigkeit wurde Dr.-Ing. Reingruber für diese Zeit beurlaubt.

Der Deutsche Straßenbauverband hat sich dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt, als oberster Reichsbehörde für das Straßenwesen, unterstellt. Der Generalinspektor hat daraufhin den Deutschen Straßenbauverband bestätigt und sich dahin entschieden, ihn zunächst in unveränderter Form weiter bestehen zu lassen. Einige bestimmte neue Aufgaben sind ihm ferner vom Generalinspektor besonders zugewiesen worden.

Dem Führergrundsatz entsprechend hat Dr.-Ing. Todt, nachdem der bisherige Vorsitzende, Präsident Euting, Stuttgart, wegen Erreichung der Altersgrenze in den Ruhestand getreten ist, Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden, mit der Führung beauftragt.

Fachwissenschaftliche Tagung der Hohlziegelindustrie. Im Rahmen der diesjährigen Jahreshauptversammlung des Reichsverbandes

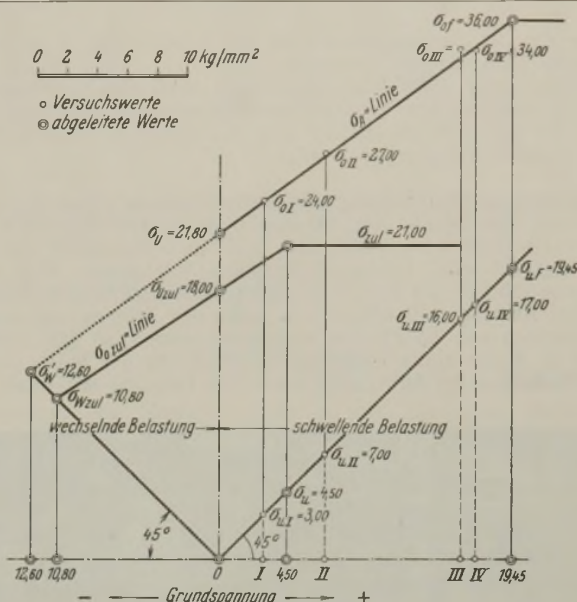


Abb. 4. Darstellung der aus Versuchen gewonnenen σ_A -Linie.

Man kann auch rechnerisch vorgehen. Verbindet man den I. Versuchswert σ_{o1} mit einem beliebigen σ_{on} (Abb. 3), dann ergibt sich

$$(18) \quad x = \sigma_{u1} \cdot \frac{\sigma_{on} - \sigma_{o1}}{\sigma_{un} - \sigma_{u1}} = \sigma_{o1} - \sigma_U, \text{ daraus } \sigma_U = \sigma_{o1} - \sigma_{u1} \cdot \frac{\sigma_{on} - \sigma_{o1}}{\sigma_{un} - \sigma_{u1}}$$

Beispiel an einem Stahl St 52, der mit seiner Fließgrenze gerade an der unteren Grenze gemäß den Abnahmevorschriften liegt. (Versuchsergebnisse des Kaiser-Wilhelm-Instituts für Eisenforschung an Stäben mit schwellender Belastung.)

Tafel 2.

| Nr. | Stahlmarke | Zugfestigkeit σ_B | Fließgrenze σ_F | Bei gelochten Stäben mit Walzhaut | |
|-----|------------|--------------------------|------------------------|-----------------------------------|-------------------------------|
| | | | | Vorspannung σ_u | Dauerzugfestigkeit σ_o |
| | | kg/mm ² | kg/mm ² | kg/mm ² | kg/mm ² |
| I | St 52 D | 52,6 | 36,1 | 3,0 | 24,0 |
| II | | | | 7,0 | 27,0 |
| III | | | | 16,0 | 34,0 |
| IV | | | | 17,0 | 34,0 |

Mit $\sigma_{u1} = 3,0$; $\sigma_{o1} = 24,0$ und $\sigma_{uIV} = 17,0$; $\sigma_{oIV} = 34,0$ wird

$$\sigma_U = 24,0 - 3,0 \cdot \frac{34,0 - 24,0}{17,0 - 3,0}, \text{ d. i. } \sigma_U = 24,0 - 2,14 = 21,86 \text{ kg/mm}^2.$$

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

der deutschen Ton- und Ziegelindustrie, die mit den vom Tonindustrie-Laboratorium veranstalteten drei Zieglertagen zusammengelegt wird, hält der Fachverband der deutschen Hohlziegelindustrie eine fachwissenschaftliche Tagung am Dienstag, den 30. Januar 1934 ab, auf der sprechen werden: Ministerialrat Neuhaus, Berlin, über „Baupolizeiliche Bestimmungen und die Verwendung von Hohlziegeln in Wand und Decke“; Prof. Dipl.-Ing. Krüger, Berlin-Dahlem, über „Hohlziegel in Wand und Decke“; Ber. Ing. Dr.-Ing. Roll, VBI, Berlin-Lichterfelde, über „Wissenschaftliche Erforschung und baupolizeiliche Behandlung der Steineisendecke“; Obering. Stephan, Berlin, über „Die Hohlsteindecke und ihre Bedeutung für die Tonindustrie“; Dr. Dawahl, Berlin, über „Rohstofffragen bei der Hohlziegelherstellung“. — Ferner Kurzvorträge über die verschiedenen Steineisendecken-Systeme.

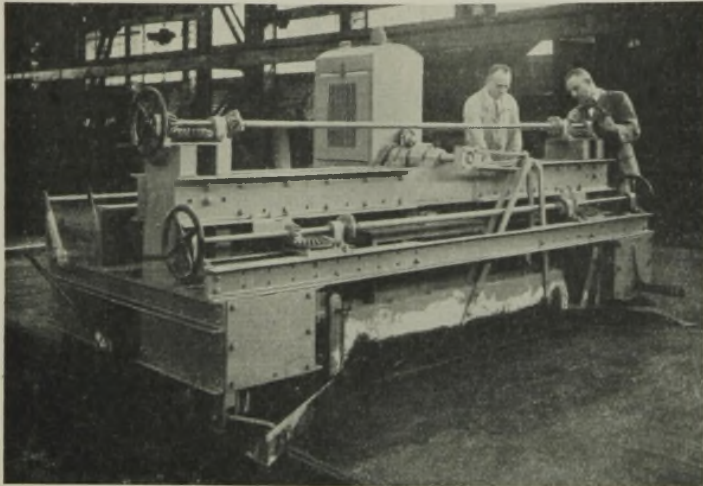
Auf den Zieglertagen findet im Langenbeck-Virchow-Hause am 2. Februar ein Vortrag eines Vertreters der Baupolizei über „Maßnahmen und Verfahren zur baupolizeilichen Genehmigung neuer Mauerwerk- und Deckenziegel“, und ein weiterer Vortrag über „Ziegel und Mörtel und ihr Zusammenwirken im Bauwerk“ von Direktor Dr. K. Goslich statt. Nähere Auskunft Berlin W 35, Genthiner Straße 43 I.

Musterstraßen auf der Leipziger Frühjahrsmesse 1934. Nach einem von dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen Dr.-Ing. Todt genehmigten Plan werden auf der Leipziger Frühjahrsmesse 1934 Musterausführungen von modernen Straßen gezeigt werden. Diese Modellstraßen werden Ausführungsbeispiele von Verkehrsstraßen sein, die den Anforderungen der heutigen Straßentechnik entsprechen. Auf dem ausgedehnten Freigelände werden 8 bis 10 verschiedene Straßenausführungen in natürlicher Größe hergestellt. Die Industrie der Straßen-

baustoffe und der Baumaschinen wird ihre Erzeugnisse in unmittelbarer Nähe dieser Musterstraßen ausstellen.

Ihre Ergänzung findet diese Ausstellung durch eine Straßenbautagung, zu der die bekanntesten Vertreter des deutschen Straßenbaues berufen werden. So wird u. a. ein Bericht über die bisherigen Erfahrungen beim Bau der Autobahnen gegeben werden.

Maschine zur Herstellung von Betonstraßen. Einen Betonstraßen-Fertiger (der Jos. Vögele AG, Mannheim) zeigt die untenstehende Abbildung. Das Gerät ist auf Schienen, mit denen die Breite des Straßenstückes begrenzt wird, in der Längsrichtung mit eigener Kraft vor- und rückwärts verfahrbar. Da sich die Einzelträger des Rahmens mit Bohrungen in 125 mm Abstand weit überdecken, kann der Rahmen um je 250 mm in den Grenzen von 2,5 bis 5 m verbreitert werden, so daß Straßen von 2,5 bis 5 m Breite keine Längsfuge erhalten. In der Mitte der Hauptträger befindet sich der Antriebmotor von 8 PS Leistung mit dem Getriebe,



Maschine zur Herstellung von Betonstraßen.

Vorn liegt die hin und her schwingende Auftragbohle zum gleichmäßigen Verteilen des Betons und dahinter unter dem höheren Querträger die auf und ab schwingende Stampfbohle zum Feststampfen des Betons.

das die Kupplungen für Vor- und Rückwärtsfahrt und die Kupplung für die Arbeitsteile enthält. Die Arbeitsteile bestehen aus einer hin und her schwingenden Auftragbohle zum gleichmäßigen Auftragen des eingebrachten Betons (in der Abbildung vorn liegend) und aus einer an Federn auf- und abschwingenden Stampfbohle, die den Beton stampft (in der Abbildung unter dem erhöhten Träger liegend). Die Auftragbohle, die auf beiden Seiten an Gabeln pendelnd aufgehängt ist und von einer Kurbel quer zur Straße hin und her gezogen wird, kann durch eine Spindel mit Handrädern auf beiden Seiten gehoben und gesenkt werden, so daß sich die Schichtdicke des Betons verändern läßt. Die Stampfbohle (hinter der Auftragbohle) wird auf eine völlig neue Art durch mechanisch schwingende Teile angetrieben, die aus dem Erreger (Exzenter und Pleuelstange), aus dem erregten, schwingenden Teil (Stampfbohle) und aus dem Verbindungsteil (Koppelfeder) bestehen. Die Stampfbohle ist mit zwei starken Schraubenfedern auf beiden Seiten der Maschine an dem durch Spindeln mit beiderseitigen Handrädern in der Höhe verstellbaren Querträger aufgehängt, auf dem in der Mitte die Exzenterwelle liegt. Von dieser erhält die Stampfbohle über das Exzenter, die Pleuelstange und die Koppelfeder ihren Antrieb. Durch Senken des Querträgers kann man die Straßendecke in zwei Schichten herstellen. Schwingungszahl, Vorschub und Stampfbohlenstärke sind so aufeinander eingestellt, daß auf jeden Oberflächenpunkt der Straße bei einmaligem Überarbeiten eine festliegende Anzahl Schläge entfällt. Die auf diese Weise erzeugte Stampfarbeit ist ein Vielfaches der beim Stampfen von Norm-Probewürfeln nach den gesetzlichen Vorschriften verlangten Stampfarbeit. Damit die Straßenfläche überall bis zur größten Dichte gestampft wird, ist der Hub der Stampfbohle nicht durch Aufschlagen auf die Laufschiene begrenzt. Erst zum Abgleichen des Längs- und Querprofils der Straße (nach der eigentlichen Stampfarbeit) wird der Hub der Stampfbohle durch Einschleiben von Begrenzern gedrosselt. Die Maschine verrichtet also das Verdichten und Profilieren gleichzeitig.

Zum Fahren in Kurven hat die Maschine auf beiden Seiten je eine Kurvenrolle, durch die der Fertiger beim Arbeiten in Kurven auf der Innenseite des Bogens vom Gleis abgehoben wird und auf dieser Seite zeitweise nicht vorrücken kann. Die Laufräder sind so angebracht, daß auch Kurvenverweiterungen durchfahren und, wenn die Stampfbohle entsprechend gebaut ist, bearbeitet werden können.

Mit dem Betonstraßen-Fertiger ist es möglich, eine besonders für Straßen geeignete Betonkonsistenz, die einer Slumpprobe von 2 bis 1,5 cm (plastisch bis erdfeucht) entspricht, zu verarbeiten.

Die praktischen Leistungen, die mit diesen Maschinen im Ausland erreicht wurden, sind sehr günstig.

In Belgien wurden in einer achtstündigen Arbeitszeit 100 m fertige Betonstraße mit einer Breite von 4,10 m in einschichtiger Bauweise hergestellt (410 m²/Tag). Die Deckendicke betrug in der Mitte 24 cm und an den Rändern 26 cm.

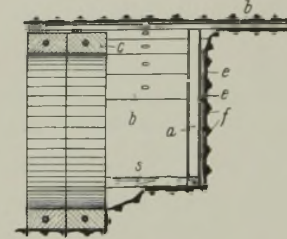
In Holland wurde die 6 m breite und 5 km lange Reichsstraße über den neuen Abschlußdeich der Zuidersee mit der gleichen Maschine gebaut, wobei sich als Leistung 4 km/4 Wochen ergab. Der Beton wurde dabei von drei Schnellmischern (375 l Trommelinhalt) gemischt und durch Gießbrinnen eingebracht.

In Norwegen stellte man in einschichtiger Bauweise mit Dicken von 15 cm in der Mitte und 17 cm an den Rändern 110 bis 120 m/8 Std. fertige Betonstraße her. In Schweden ergaben sich Leistungen bis 190 m/Tag fertiger Straße.

In der Tschechoslowakei (in Prag) wurde mit einem Straßenfertiger für 3 m Breite eine Straße in zweischichtiger Bauweise betoniert, wobei die Unterschicht 8 cm dick war. Da eine Einlage von Rundestien mit 8 mm Durchm. verlangt war, wurde die Unterschicht noch mit Preßluftstampfern bearbeitet. In dieser besonderen Ausführung der Straße erzielte man mit dem Fertiger eine Leistung von 80 bis 100 m/10 Std. fertige Betonstraße.

Patentschau.

Brustschild beim Tunnel- oder Stollenvortrieb. (Kl. 19 f, Nr. 562 592 vom 18. 9. 1928 von Bauschäfer AG für bergmännischen Untertagebau- und Tunnelbau in Berlin.) Zur Verstärkung der Schildteile und zwecks Erleichterung des Einrammens der Platten werden die Blechplatten *f* des zur Sicherung der jeweiligen Ortsbrust dienenden Schildes mit einem sie versteifenden, senkrecht zur Schildebene stehenden oberen Flansch *e* versehen, gegen den auch die zum Eintreiben der Schilde in das Erdreich dienenden Werkzeuge angesetzt werden. Vor den die Vortriebsbleche *b* tragenden Lehrbögen *a*, die durch Stempel *s* gegen



die Auskleidung *c* des vorzutreibenden Tunnels abgestützt sind, sind die aus Platten bestehenden Schilde *f* angeordnet.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: A. in der Hauptverwaltung zum Reichsbahndirektor und Mitglied der Hauptverwaltung: die Reichsbahnoberräte Freiß und Loycke; zum Reichsbahnoberrat die Reichsbahnräte Dr.-Ing. Adalbert Baumann und Beck; B. in der Betriebsverwaltung zum Direktor bei der Reichsbahn: Reichsbahnoberrat Nather bei der RBD Ludwigshafen (Rhein).

Bestellt: zum Vizepräsidenten der RBD München Direktor bei der Reichsbahn Müller, Abteilungsleiter der RBD München.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Lippmann, Dezernent der RBD Breslau, als Dezernent zur RBD Frankfurt (Main), und Dr.-Ing. Schütz, Vorstand des Betriebsamts Meseritz, als Vorstand zum Betriebsamt Magdeburg 3; die Reichsbahnräte Unglaube, bisher beim Betriebsamt Leipzig 2, zur RBD Stettin, vom Baur, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Dortmund 2, Voitel, bisher beim Betriebsamt Gleiwitz, zur RBD Hannover, Linke, bisher beim Betriebsamt Duisburg 2, als Vorstand zum Betriebsamt Warburg (Westf.), Schuon, bisher beim Betriebsamt Aalen, als Vorstand zum Neubauramt Breslau, Böttcher, bisher beim Betriebsamt Berlin 1, zur Obersten Bauleitung für den Bau einer Kraftfahrbahn in Stettin, Jacobs, bisher beim Betriebsamt Prenzlau, zum Betriebsamt Berlin 1, und Dr. rer. pol. Lutz, bisher bei der RBD Wuppertal, zur Hauptverwaltung in Berlin.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Oskar Schröder, bisher bei der Oberbetriebsleitung West in Essen, die Stellung des Vorstandes des Betriebsamts Essen 3.

In den Ruhestand getreten: A. in der Hauptverwaltung: Reichsbahndirektor und Abteilungsleiter, Geheimer Oberbaurat Kraefft, Reichsbahndirektor Kilp, Direktor bei der Reichsbahn Crusius, B. in der Betriebsverwaltung: Vizepräsident einer Reichsbahndirektion Prof. Zoche in Breslau, die Direktoren bei der Reichsbahn Emil Schultze in Stettin und Dr.-Ing. Saller in Regensburg; die Reichsbahnoberräte Schürhoff, Dezernent der RBD Mainz, Poppe bei der RBD Dresden, Blum bei der RBD Karlsruhe, Göckel, Dezernent der RBD München, Buddeberg, Dezernent der RBD Oldenburg, Maser und Wunder, Dezernenten des Zentralbauamts in München, Zeis, Dezernent der RBD Regensburg; die Reichsbahnräte Ucko, beim Betriebsamt Kassel 2, Sonne, Vorstand des Betriebsamts Lüneburg, Dettelbach, beim Betriebsamt Leipzig 5, Knöfel, beim Betriebsamt Zittau, Günschel, beim Betriebsamt Dresden 4, Seidel, beim Betriebsamt Dresden 1, Uhlfelder, Vorstand des Betriebsamts Flöha (Sa), Hans Krüger, beim Betriebsamt Dresden 2, Welte, beim Betriebsamt Chemnitz 2, Gerhard Lehmann, beim Betriebsamt Chemnitz 3, Deutschkron, Vorstand des Betriebsamts Bartenstein, Keim, bei der RBD Karlsruhe und Knapp, beim Neubauramt Heidelberg.

Gestorben: Reichsbahnrat Bader, Vorstand d. Betriebsamts Magdeburg 3.

INHALT: Auswechslung der Saalebrücken bei Großheringen. — Die Gebäudekonstruktionen des Kraftwerkes der Mikramag in Magdeburg. — Die Dauerfestigkeit der Baustähle. — γ -Verfahren zur Berücksichtigung wechselnder und schwellerer Spannungen bei dynamisch beanspruchten Stahlbauwerken. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Technische Hochschule Dresden. — Deutscher Straßenbauverband. — Fachwissenschaftliche Tagung der Hohlziegelindustrie. — Musterstraßen auf der Leipziger Frühjahrsmesse 1934. — Maschine zur Herstellung von Betonstraßen. — Patentschau. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.