

## MITTEILUNGEN ÜBER ZWEI EISENBETONBOGENBRÜCKEN IN PIRMASENS VON 81 UND 66,2 METER SPANNWEITE.

Von Dipl.-Ing. Friedrich Knorr, Direktor der Niederlassung Frankfurt a. M. der Wayß & Freytag A. G.

Die Stadt Pirmasens, deren Stadtgebiet sich über eine Reihe von Hügeln und steilen Hängen erstreckt, beschloß zur Herstellung besserer Verbindung zwischen den einzelnen Stadtteilen die Erbauung zweier Straßenbrücken, und zwar einer Brücke in der Nähe des Bahnhofes, der Streckbrücke, und einer zweiten Brücke am Ostrand der Stadt, der Zeppelinbrücke. Beide Brücken führen über tiefeingeschnittene trockene Täler mit felsigen Hängen, an denen — besonders bei der zweiten Brücke — mächtige Sandsteinbänke offen zutage liegen. Die Ausführung beider Brücken wurde am Ende des Jahres 1926 auf Grund eines von Herrn Oberbaurat Härter vom Hochbauamt der Stadt Pirmasens aufgestellten Projektes der Firma Wayß & Freytag A. G. übertragen.

Das bauseitige Projekt sah eine vollständige Verkleidung der Ansichtsflächen der Brücken vor, so daß nur die Hauptöffnung und bei der Streckbrücke noch zwei seitliche Durchfahrtsöffnungen freibleiben sollten. Bei weiterer gemeinsamer Durcharbeitung des Projektes mit dem Tiefbauamt Pirmasens, das die Oberbauleitung innehatte, kam man überein, aus technischen und ästhetischen Gründen den durchbrochenen Aufbau über dem großen Bogen ohne jede Verkleidung sehen zu lassen, ferner mehrere seitliche Öffnungen anzuordnen, die mittels gerader Balkenkonstruktionen oder Gewölben überbrückt werden sollten. Die unter Mitwirkung von Herrn Prof. Dr. Mörsch ausgearbeiteten Projekte wurden von Herrn Prof. Bonatz in architektonischer Hinsicht weiter durchgearbeitet. Man entschied sich schließlich bei der Streckbrücke für die Ausführung von je drei Bogenöffnungen zu beiden Seiten des großen Bogens, während bei der Zeppelinbrücke die Fahrbahnabstützung genau wie über dem großen Bogen bis zu den Hängen durchgeführt wurde. (Abb. 1 u. 2.)

Die Hauptbogen beider Brücken erhielten trotz verschiedener Spannweite die gleiche Gewölbeform. Dadurch konnte das große Lehrgerüst zweimal verwendet werden, was wieder eine Preisermäßigung für beide Brücken ermöglichte.

Die folgenden Ausführungen über Konstruktion und Bauausführung beider Brücken werden sich in der Hauptsache auf

beträgt 212 m. Der große Bogen hat eine theoretische Spannweite von 81 m und eine Pfeilhöhe von 24,84 m. Der sich beiderseits anschließende große Pfeiler von 3,5 m Stärke leitet über zu den seitlichen Bogenöffnungen, die je 13,25 m theoretische Spannweite und 6,38 m Pfeilhöhe haben. Die Abstützung der Fahrbahn erfolgt über dem großen Bogen durch sechs Reihen

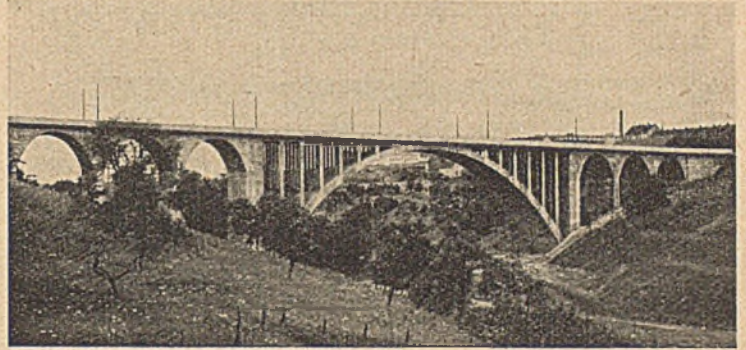


Abb. 1. Streckbrücke nach Fertigstellung.

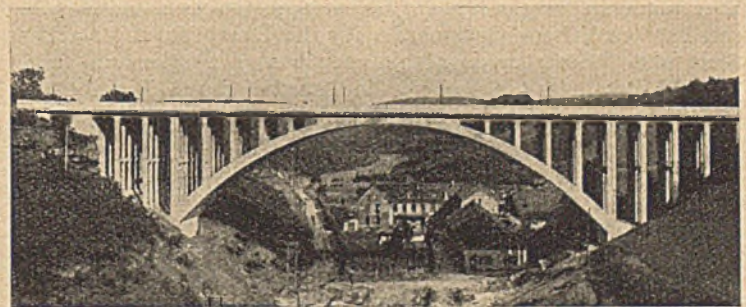


Abb. 2. Zeppelinbrücke nach Fertigstellung.

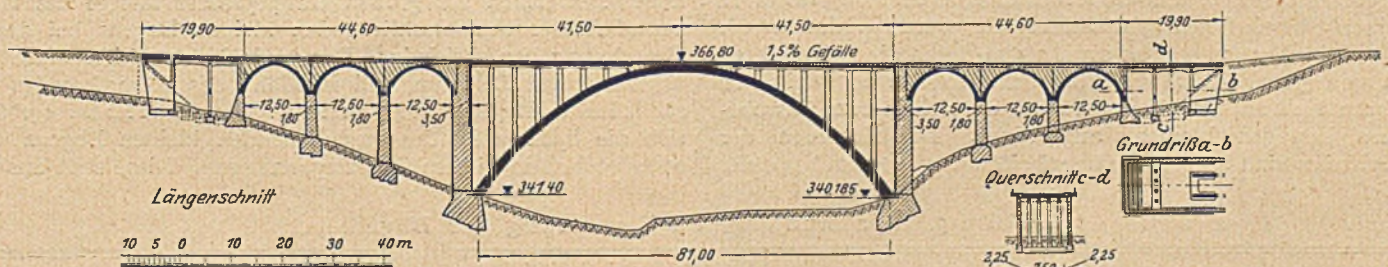


Abb. 3. Streckbrücke, Längen- und Querschnitt.

die Streckbrücke beziehen, da bei der Zeppelinbrücke ungefähr die gleichen Verhältnisse und Umstände vorhanden waren.

Nach eingehender Durcharbeitung der Projekte und nach genauer Feststellung der tatsächlichen Bodenverhältnisse, wobei in engster Fühlungnahme mit Herrn Prof. Dr. Mörsch vorgegangen wurde, erfolgte die Ausführung in der Form, wie sie der Längenschnitt Abb. 3 zeigt. Die Gesamtlänge der Brücke

von Säulen. Die Beweglichkeit der Fahrbahn infolge von Temperaturänderungen und Schwinden ist dadurch gewährleistet, daß die Fahrbahn bei den großen Pfeilern auf eine elastische Wand aus Eisenbeton von 25 cm Stärke und 12 m Höhe aufgelagert ist. Über den kleinen Bogen ist der Raum zwischen den Stirnwänden aus Stampfbeton mit Magerbeton und Steineinlagen ausgefüllt. Über den kleinen Pfeilern sowie beim Anschluß der Bogen an den großen Pfeilern sowie an die Endbauten sind



Arbeitsfugen mit einem starken Goudronanstrich vorgesehen, damit die freie Bewegung der Bogen mit ihrer Aufbetonierung möglich ist. Die Verbindung zwischen dem Widerlager des letzten Gewölbes und den geschütteten Brückenrampen bilden besondere Endbauten in aufgelöster Eisenbetonkonstruktion. Ihre Stirnflächen sind mit Stampfbetonwänden geschlossen. Die Kopfböschung der Dammschüttung fällt in den Endbau hinein. Soweit die Fahrbahnstützen in diese Böschung fallen würden, ruhen sie auf trapezförmigen Wänden, die den Erddruck aufnehmen können.

Die Fundamente des großen sowie der kleinen Bogen sitzen sämtlich auf festem Sandstein auf, der in verschiedenen Tiefen in guter Beschaffenheit angetroffen wurde. Nur die Endbauten, die geringe Bodenpressungen ausüben, sind auf gewachsenem sandigen Boden gegründet.

Die Brücke hat eine gesamt Breite zwischen den massiven Brüstungen von 12 m, wovon auf die Fahrbahn 7,5 m, auf die

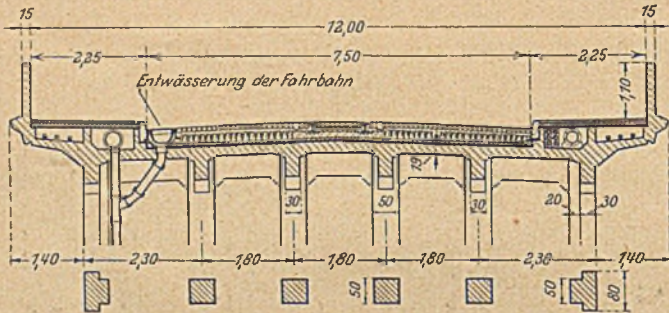


Abb. 4. Streckbrücke, Querschnitt der Fahrbahn.

beiderseitigen Gehwege je 2,25 m entfallen. Das Gewölbe hat eine Breite von 10 m, so daß die Gehwege noch 1,40 m auskragen. Die Fahrbahn selbst erhielt Kleinpflaster auf Packlage. Seitlich über dem Gewölbe sowie in der Gehwegkonstruktion sind Kanäle von beträchtlichem Querschnitt für die Durchführung starker Gas- und Wasserleitungsröhren sowie von Starkstrom- und Fernsprechkabeln vorgesehen. Sie werden durch Eisenbetonplatten mit Asphaltbelag überdeckt. Die Brücke wurde in der üblichen Weise durch Bitumenjutegewebeplatten sowie in den Kanälen durch wasserdichten Zementglattstrich mit Inertol-anstrich isoliert. Die Ausladung der Gehwege erhielt gemäß den Vorschlägen von Herrn Prof. Bonatz eine Form, durch die eine reizvolle Schattenwirkung zustandekommt. Eisenbetonwände von 15 cm Stärke bilden die massive Brüstung. Sie sind steinhauermäßig bearbeitet, während die Brücke im übrigen schalungsrauh belassen wurde ohne Verwendung von Vorsatzmaterial. Die Unterteilung der Brüstung wurde nicht, wie sonst üblich, durch Goudronanstrich oder ähnliches in einzelnen Arbeitsfugen geschaffen. Es wurde vielmehr die Brüstung in Abständen von etwa 2,5 m durch einen Zwischenraum von 5 cm Stärke durchbrochen. In den so gebildeten Schlitz sind zwei Rundeisenstücke, die sich in zwei Gasrohrstücken bewegen können, angeordnet. Die Schienen der Straßenbahn sind auf einem Eisenbetonunterbau montiert, der

Zwischenraum zwischen den Schienen sowie die anliegenden Streifen sind durch Holzpflaster ausgefüllt.

Die statische Berechnung wurde für die Belastung der Brückenklasse I der Din-Norm 1072 durchgeführt. Für Temperaturschwankungen wurde mit  $\pm 15^\circ \text{C}$ , für das Schwinden mit  $-15^\circ$  gerechnet. Als zulässige Beanspruchungen wurde zugrunde gelegt beim Bogen eine Druckbeanspruchung des Betons von 50 kg/qcm und eine Zugbeanspruchung der Eisen von 1200 kg/qcm, in der Fahrbahn ein  $\sigma_b$  von 35 kg/qcm und ein  $\sigma_e$  von 1000 kg/qcm.

Die Fahrbahnplatte ist reichlich dimensioniert und in sorgfältigster Weise bewehrt. Sie erhält eine Stärke von 19 cm und ist mit Vouten an die Eisenbetonträger, deren Stege einen Querschnitt von  $30 \times 46$  bzw.  $30 \times 65$  cm bei den Randträgern haben, angeschlossen. Bei der konstruktiven Durchbildung der Fahrbahn ließen wir uns von dem Gedanken leiten, daß in Rücksicht auf eine bis jetzt noch unbekannte Erhöhung der Verkehrslasten die Bemessung in jeder Beziehung reichlich erfolgen müsse. Die Säulen haben einen Querschnitt von  $50 \times 50$  cm bzw. bei den äußeren Säulen einen T-förmigen Querschnitt von  $80 \times 50$  cm. Die größte Knicklänge beträgt 19,12 m, so daß bei der Berechnung nach Euler in Richtung der Brückenachse bei den Randsäulen eine 15fache, bei den inneren Säulen eine 6,7fache Knicksicherheit vorhanden ist. Über sämtlichen Säulenreihen sind zwischen den Fahrbahnträgern Querträger angeordnet, und die Säulen der beiden äußersten Reihen sind außerdem noch durch Querriegel verbunden.

Die Form des Bogens wurde so gewählt, daß seine Achse mit der Stützlinie für ständige Last bei mittlerer Temperatur zusammenfällt. Nachdem die Fahrbahnoberkante eine Längs-Steigung von 1,5% über den ganzen Bogen erhalten sollte, wurden auch die Kämpferpunkte so gelegt, daß ihre Verbindungslinie parallel der Fahrbahnoberkante war. Die Berechnung wurde nunmehr mit einem schiefwinkligen Koordinatensystem, dessen Abszissenachse parallel der Fahrbahnoberkante und dessen Ordinatenachse durch eine Senkrechte gebildet ist, durchgeführt, in enger Anlehnung an die Veröffentlichungen die Herr Prof. Dr. Mörsch früher, insbesondere über den Bau der Gmünder Tobelbrücke, gemacht hat. Es wurden demgemäß zunächst die drei Unbekannten H, V, M ermittelt und dann die Kernpunktsmomente aufgetragen und ausgewertet. Es ergaben sich hierbei die in der Tabelle 5 aufgetragenen Randspannungen. Aus der Tabelle sind auch die Stärke der Bewehrung sowie die Beton- und Eisenspannungen zu ersehen.

Die Berechnung der kleinen Bogen erfolgte in gleicher Weise. Auch sie sind nach der Stützlinie für ständige Last bei mittlerer Temperatur geformt.

Auf Grund früher gemachter Erfahrungen wurde das seitliche Ausweichen des großen Hauptpfeilers infolge des Horizontalschubes des anschließenden kleinen Bogens bei dessen Berechnung berücksichtigt. Der große Hauptpfeiler weicht im ungünstigsten Belastungsfall in Höhe des Kämpfers des anschließenden Bogens um 4,5 mm aus. Um dieses Maß vergrößert sich die Spannweite des anschließenden kleinen Bogens und es entstehen in diesem Zusatzspannungen. Diese sind aus der

Tabelle 5. Spannungen und Bewehrung der Bögen.

Streckbrücke		Stärke	Breite	$\sigma_o$	$\sigma_{ii}$	$F_e$	$F_e'$	$F_e + F_e'$	$\sigma_b$	$\sigma_e$
		cm	cm	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	cm <sup>2</sup>	%	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
Großer Bogen	Scheitel	130	1000	+ 38,6	- 6,7	118,7	86,46	0,16	37,83	165,5
	Kämpfer	225	1000	- 8,0	+ 40,9	118,7	118,7	0,11	41,55	151,4
Kleine Bögen	Scheitel	40	1050	+ 23,3	- 15,0	91,35	68,25	0,38	35,4	940
	Kämpfer	80	1050	- 8,2	+ 23,1	91,35	68,25	0,19	27,3	278
Kleiner Bogen. (beim großen Pfeiler)	Scheitel	40	1050	+ 33,7	- 26,5	174,3	68,25	0,577	45,6	1125
	Kämpfer	80	1050	- 19,5	+ 34,3	174,3	68,25	0,289	47,4	1030



Tabelle ersichtlich und machten eine verstärkte Bewehrung notwendig.

Die Spannungen infolge normaler Belastung und Spannweitenvergrößerung wurden addiert ohne Rücksicht darauf, ob die Belastungsfälle tatsächlich zusammen eintreten.

Die Bewehrung des großen Bogens erfolgte gemäß Abb. 6,

die großen Hauptpfeiler, die eine Breite von 10,5 und eine Stärke von 3,5 m haben, an der Seite der kleinen Bogen mit 24  $\phi$  24 mm bewehrt, um die Zugspannungen, die im reinen Stampfbetonquerschnitt 8,87 kg/qcm betragen hätten, aufzunehmen. Infolge der Bewehrung beträgt die Betondruckspannung 33,3 kg/qcm und die Eisenzugspannung 633 kg/qcm, und zwar gilt dies für den

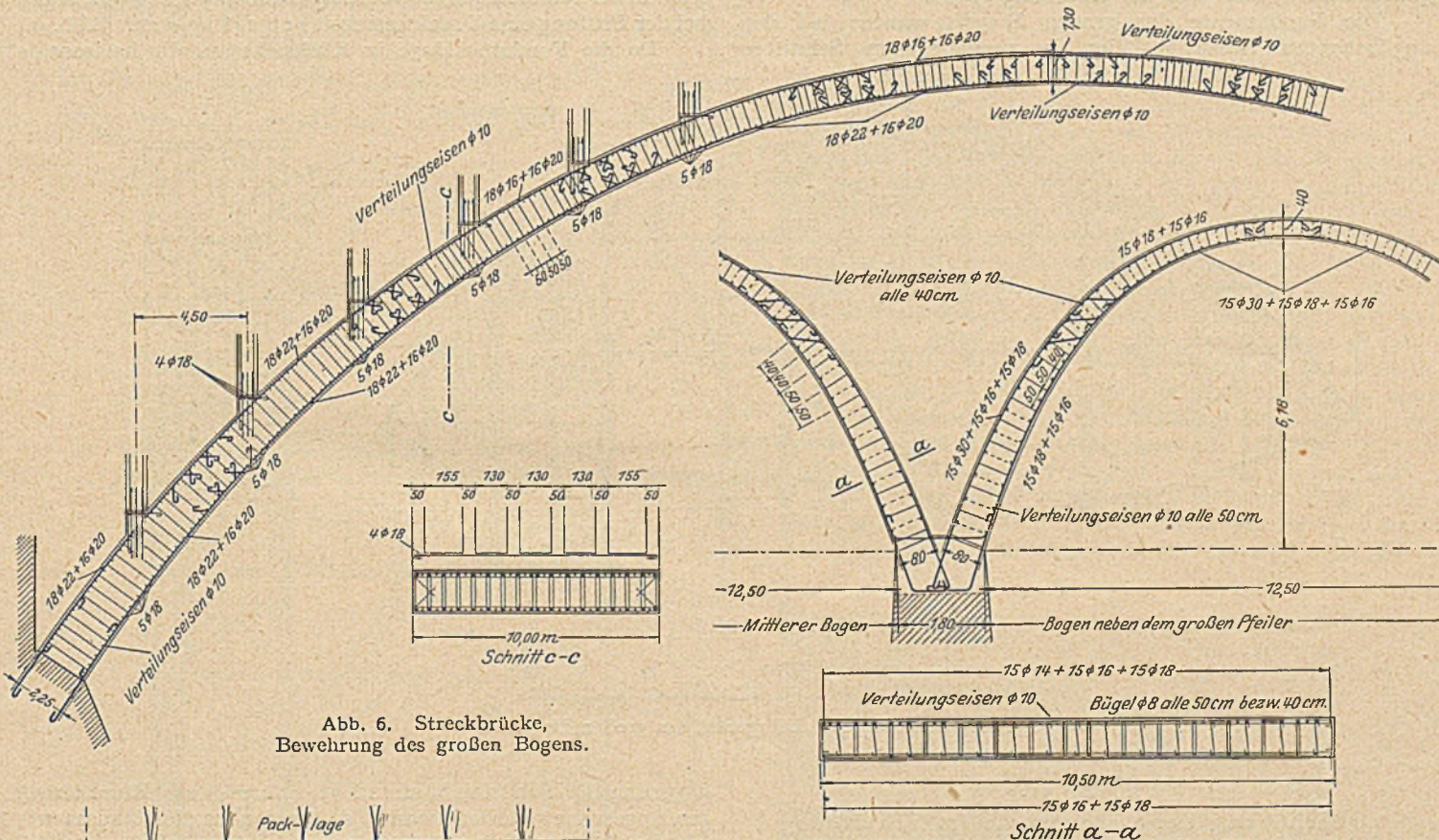


Abb. 6. Streckbrücke, Bewehrung des großen Bogens.

Abb. 7. Streckbrücke, Bewehrung der kleinen Bogen.

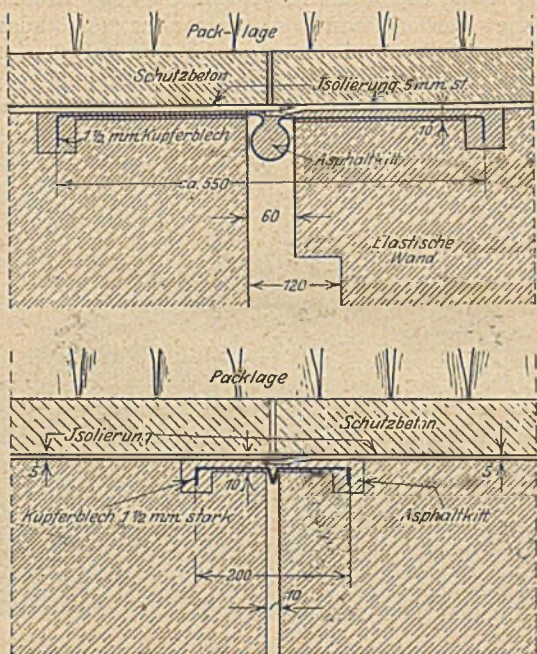


Abb. 8. Streckbrücke, Fugenausbildungen.



Abb. 9. Streckbrücke, Baugrube des großen nördlichen Widerlagers.

die Bewehrung der kleinen Bogen gemäß Zeichnung Abb. 7. Es ist daraus ohne weiteres auch die verstärkte Bewehrung der kleinen Bogen, die beiderseits an die großen Hauptpfeiler anschließen, ersichtlich.

Es wurde davon abgesehen, die Einwirkung des seitlichen Ausweichens des Hauptpfeilers in der Berechnung der weiter abliegenden kleinen Bogen zu berücksichtigen; jedoch wurden

Querschnitt unmittelbar über dem Fundament. Von den kleinen Pfeilern wurde auf jeder Seite der Pfeiler, der neben dem großen Pfeiler steht, ebenfalls auf der Bergseite leicht bewehrt mit Rücksicht auf das Nachgeben des großen Hauptpfeilers.

Die bereits erwähnte elastische Wand an der Talseite der großen Pfeiler macht bei einer Temperaturerhöhung von 25° eine Bewegung an ihrem oberen Ende von 1 cm. Es entspricht



dies einer Horizontalkraft von  $P = 0,54$  t. Trotz ihrer großen Schlankheit ist die Wand reichlich knicksicher.

Die Fugen, die bei der elastischen Wand sowie über den Kämpfern der kleinen Bogen angeordnet worden sind, wurden durch Kupferbleche überdeckt, die den in Abb. 8 dargestellten Querschnitt haben. Es ist dadurch eine einwandfreie Bewegung gewährleistet, ohne daß die Isolierung leidet.

Die Fundamente des großen Bogens wurden bei den ungünstigsten Belastungsfällen in verschiedenen Schnitten

lager betragen sie im Maximum  $10,89$  kg/qcm. Diese Belastung ist durchaus zulässig, da die Widerlager auf gutem Sandstein aufsitzen. Wohl wies die Fundamentsohle an einzelnen Stellen mehrere einige Zentimeter breite Spalten auf, die mit Lehm ausgefüllt waren. Diese Spalten wurden ausgeräumt und mit Zementmörtel ausgegossen. Ein Würfel, der aus dem Sandstein in der Fundamentgrube herausgemeißelt worden war, ergab bei der Prüfung eine Druckfestigkeit von  $248$  kg/qcm. (Abb. 9.)

Da die Fundamentfuge in Rücksicht auf die horizontale

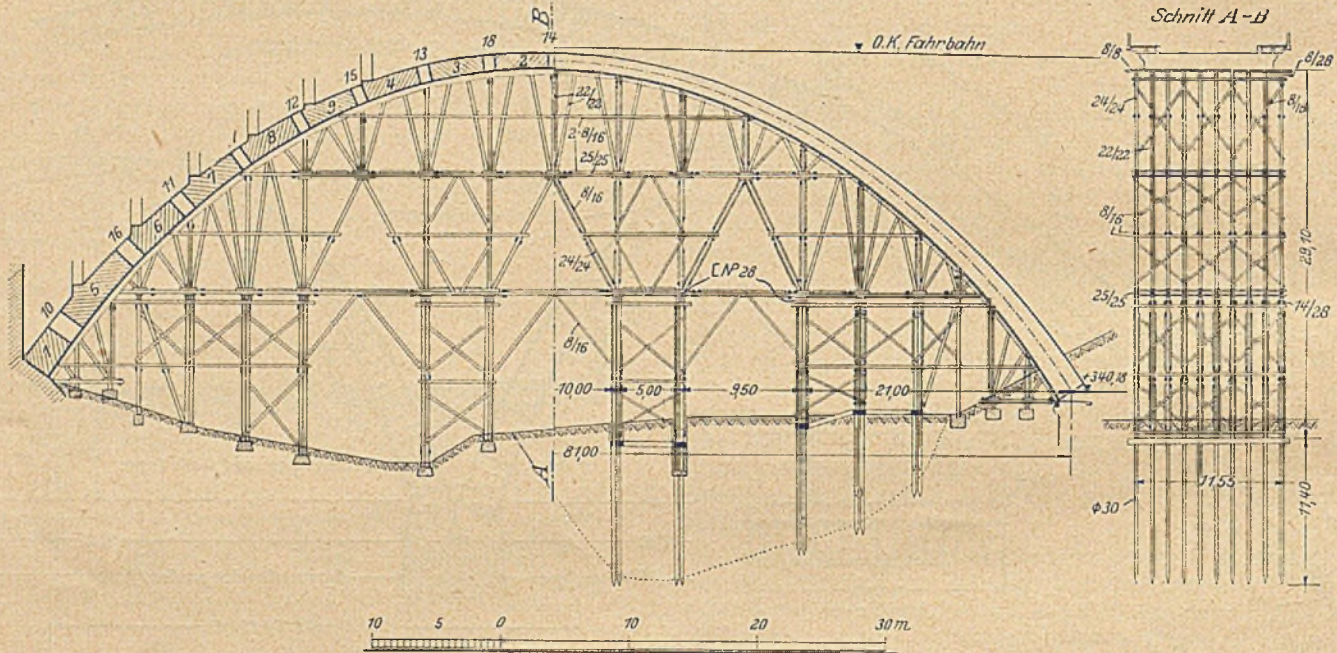


Abb. 10. Streckbrücke, Lehrgerüst des großen Bogens.

Tabelle II.  
Überhöhung der Lehrgerüste im Scheitel.

	Großer Bogen	Kleine Bögen
Zusammendrückung des Lehrgerüsts in den Lager- und Stoßfugen.....	$\delta_1 = 2,20$ cm	$\delta_1 = 1,60$ cm
Elastische Zusammendrückung des Holzes .....	$\delta_2 = 0,83$ cm	$\delta_2 = 0,421$ cm
Scheitelsenkung des Gewölbes infolge ständiger Last .....	$\delta_3 = 0,68$ cm	$\delta_3 = 0,02$ cm
Scheitelsenkung des Gewölbes durch Schwinden und Temperaturabfall von $40^\circ$ .....	$\delta_4 = 4,23$ cm	$\delta_4 = 0,60$ cm
	$\sum \delta = 7,94$ cm	$\sum \delta = 2,64$ cm

untersucht. Infolge der schweren Auflast des großen Hauptpfeilers erhält die Resultierende des Druckes auf die Fundamentsohle eine verhältnismäßig steile Richtung, so daß die überaus mächtigen Hauptpfeiler, die bei der Projektierung der Brücke vor allem aus ästhetischen Rücksichten und zur Trennung der großen Mittelöffnungen von den kleinen Seitenbogen angeordnet wurden, auch einen Vorteil in statischer Hinsicht bieten.

Bei der Fundamentfuge wurden die Kernpunktsmomente errechnet und aufgetragen und die Randspannungen für die ungünstigste Belastung ermittelt. Die Fundamente sind so bemessen, daß sich die Randspannungen bei den beiden Widerlagern entsprechend der jeweils angetroffenen Untergrundbeschaffenheit verschieden groß ergeben. Beim südlichen Wider-

Lagerung der Sandsteinbänke nicht senkrecht zur Resultierenden angeordnet werden konnte, so wurden in die Fundamentsohle noch sägeförmige Rillen eingearbeitet und außerdem die Fundamente an ihrer Rückseite auf etwa  $3\frac{1}{2}$  m Höhe gegen den Fels betoniert. Es wäre daher durchaus zulässig, die Be-

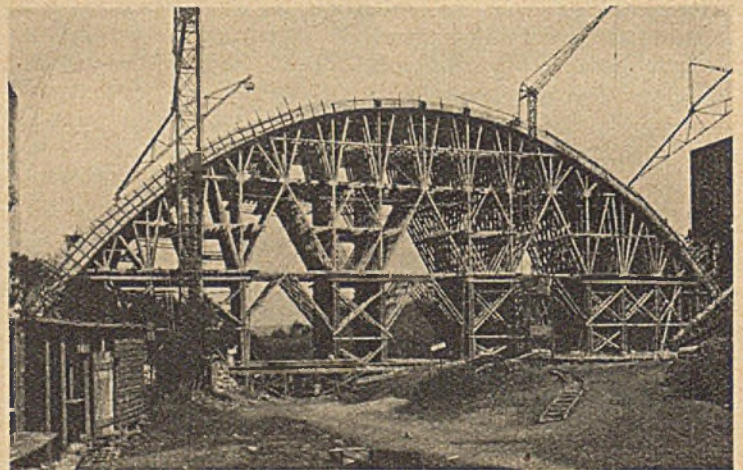


Abb. 12. Streckbrücke, Lehrgerüst des großen Bogens.

rechnung der größten Spannungen für eine etwas geneigte Sohlenlinie vorzunehmen und es würden sich hierbei Druckspannungen von höchstens  $8$  kg/qcm ergeben. Die Fundamentpressungen bei den Pfeilern der kleinen Bogen betragen  $1,5$  bis max.  $6$  kg/qcm. Auch hier erfolgte die Gründung auf festem Fels.

Das Lehrgerüst, der wichtigste Konstruktionsteil bei der Ausführung des großen Bogens, ist in außerordentlich sorgfältiger Weise durchgebildet worden. Es sind  $10$  Binder im



Abstand von 1,25 m angeordnet. Als zulässige Beanspruchungen wurden zugrunde gelegt entsprechend Versuchen, die die ausführende Firma bei früheren Brückenbauten vornehmen ließ und die sich auch mit den entsprechenden Angaben der Literatur decken:

bei Tannen- und Fichtenholz	
für Biegung, Zug und Druck in Faserrichtung . . .	90 kg/qcm,
" " " " " senkrecht zur " . . .	20 kg/qcm,
bei Hartholz	
für Biegung, Zug und Druck in Faserrichtung . . .	120 kg/qcm,
" " " " " senkrecht zur " . . .	40 kg/qcm,

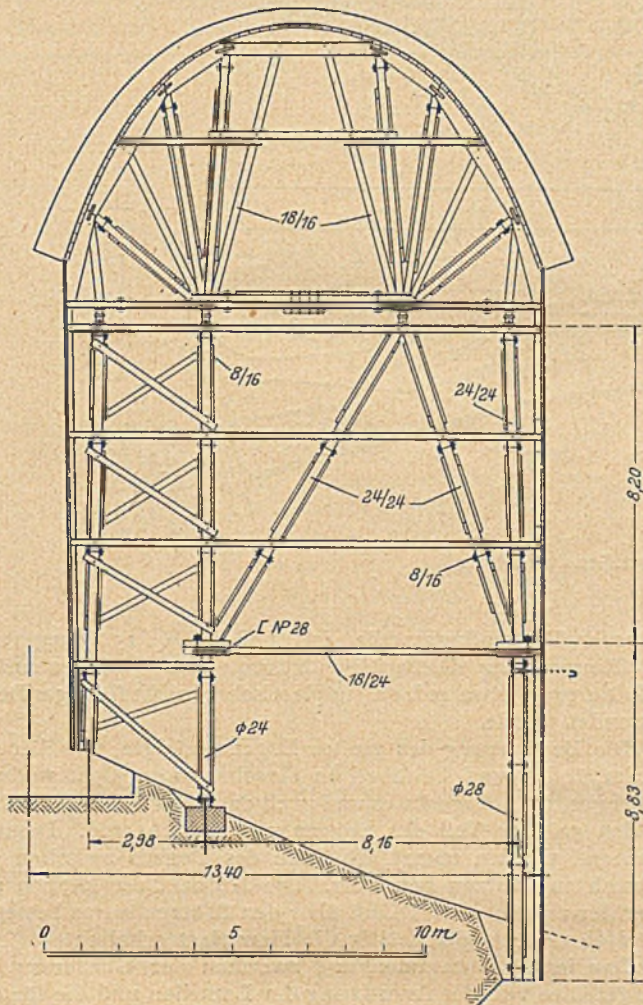


Abb. 13. Streckbrücke. Lehrgerüst eines kleinen Bogens.

Für die Berechnung auf Knickung nach der Eulerschen Formel wurde mindestens eine 7fache Sicherheit bei der Dimensionierung eingehalten.

An den Hängen erhielt das Lehrgerüst Stampfbetonfundamente, die eine Bodenpressung von höchstens 2,25 kg/qcm ausübten. Der tiefste Teil des Tales dagegen, über das der Bogen sich wölbt, ist durch Schutt, Asche und alle möglichen Abfälle stellenweise bis zu einer Höhe von 11 m ausgefüllt. Es schien uns daher nicht angängig, das Lehrgerüst selbst bei Verwendung von druckverteilenden Fundamenten unmittelbar auf diese Auffüllung aufzusetzen, und wir entschlossen uns, den mittleren Teil des Lehrgerüsts durch Pfähle auf den eigentlichen Untergrund abzustützen. Diese Pfähle hatten eine Stärke von 30 bis 35 cm und wurden mit einer elektrischen Zugamme gerammt, so daß bei 6facher Sicherheit ihre Belastung 21,5 t betrug. Die Pfähle erhielten zum Teil eine Länge von 11 m, und da wir nur eine Ramme für 9 m lange Pfähle zur Verfügung hatten, so mußte für manche Pfähle erst eine Grube ausgehoben werden. Über die Pfähle wurde ein Eisenbetonbankett gelegt

und durch Eisenbetonquerträger außerdem noch benachbarte Pfahlreihen miteinander verbunden. Diese Eisenbetonbankette waren notwendig, da beim Rammen sich naturgemäß kleine Exzentrizitäten der Pfähle ergeben und andererseits das Lehrgerüst, das inzwischen auf dem Reißboden zeichnungsmäßig abgebunden worden war, nicht mehr verändert werden konnte.

Die Übertragung der Lasten erfolgt bei dem Lehrgerüst durch Streben und Stützen auf dem kürzesten Weg zu den Sandtöpfen, die das Obergerüst vom Untergerüst trennen, und von da durch senkrechte Ständer auf den Untergrund. Sämtliche Hölzer mit Ausnahme der Kranzhölzer, die auf Biegung beansprucht werden, haben nur Normalkräfte aufzunehmen. Die Hölzer der Hauptschwellen werden durch die horizontalen Komponenten der Lamellengewichte unter Berücksichtigung eines Reibungswinkels von 20° mit maximal 32 kg/qcm gedrückt. Die wichtigsten Holzquerschnitte sind in der Abb. 10 eingetragen, in der auch die Verankerung der untersten Schwellen bei den äußersten Sandtopfereihen ersichtlich ist. Die Ständer des Untergerüsts, die in Gruppen zusammengefaßt sind, wurden unmittelbar auf die Betonfundamente aufgesetzt und mit Zementmörtel unterstopft. Da bei einem eingespannten Bogen Nebenspannungen bekanntlich nur dann vermieden werden, wenn die Form des Bogens tatsächlich jener Form entspricht, die der statischen Berechnung zugrunde gelegt ist, so müssen Änderungen des Lehrgerüsts in weitestgehendem Maße verhindert werden. Dies wurde durch reichliche Bemessung der Hölzer, sowie durch sorgfältigste Ausbildung der Knotenpunkte erreicht. Es wurden daher bei den Knotenpunkten zur Last-

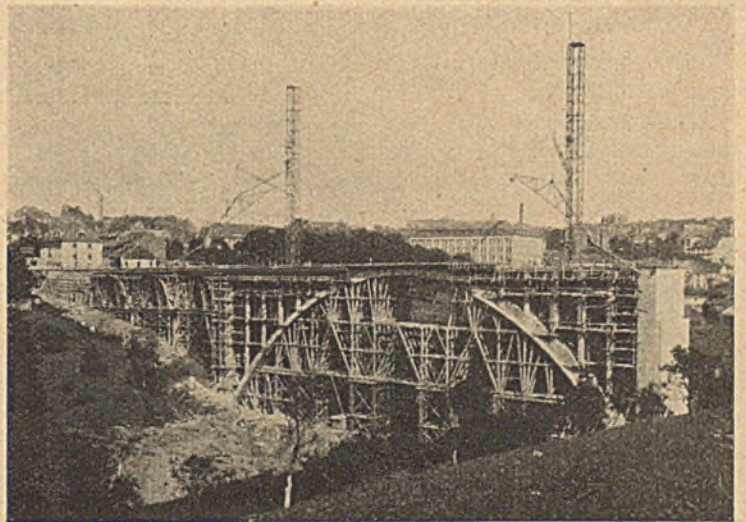


Abb. 14. Streckbrücke. Gesamtansicht während des Baus.

übertragung starke Hartholzklötze vorgesehen, die mit der Hauptschwelle durch Holzdübel und Schrauben verbunden waren. Ferner wurde der Druck der Sandtöpfe, der senkrecht zur Holzfasern auftritt, durch U-Eisen NP 28 verteilt und die Sandtöpfe selbst ohne Zwischenlage unmittelbar auf die Ständer des Untergerüsts aufgesetzt. Die verwendeten Sandtöpfe waren teils aus Guß- und teils aus Schmiedeeisen und für eine Belastung von 85 t geprüft. Die maximale Belastung eines Sandtopfes betrug 18 t, so daß 4,7fache Sicherheit auch hier vorhanden war.

Für die Güte des Lehrgerüsts spricht auch die Tatsache, daß dessen Scheitel sich nach vollendeter Betonierung um 20 mm gesenkt hatte, gegenüber 30,3 mm der Rechnung. (Tabelle 11.)

Das Lehrgerüst, das nach rein sachlichen Gesichtspunkten konstruiert worden war, bot gerade infolge seiner Klarheit und Folgerichtigkeit einen in ästhetischer Hinsicht voll befriedigenden Anblick und kann als Beispiel rein technischer Schönheit gelten. (Abb. 12.)

Die Lehrgerüste der kleinen Bogen wurden in gleicher Weise und unter Zugrundelegung der gleichen zulässigen Bean-



spruchungen usw. durchgebildet. Die Hölzer sind entsprechend schwächer gehalten. Durch die Lage an dem steilen Hang machte die Abstützung einige Schwierigkeiten, jedoch wurden

diese durch Anordnung von Sprengwerken überwunden. (Abb. 13 u. 14.)

Die Einrichtung der Baustelle und der Weg des Betons

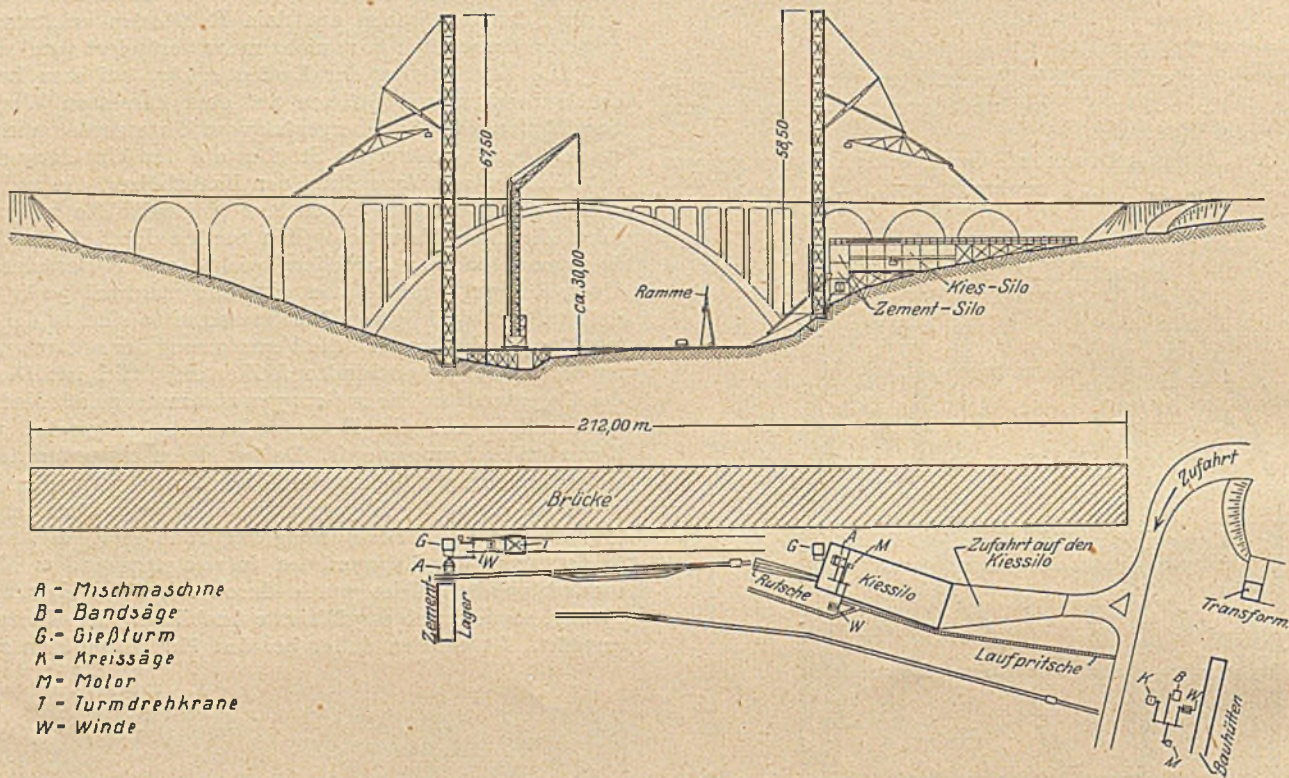


Abb. 15. Streckbrücke, Baustelleneinrichtung.

bis zur Verwendungsstelle ist auf Abb. 15 dargestellt. Die Rinnen der Gießanlage hatten eine verhältnismäßig steile Neigung, etwa 40°, da ein plastischer, nicht flüssiger Beton verwendet wurde.

Die Betonierung des großen Bogens erfolgte, wie dies seit langem üblich und bewährt, in einzelnen Lamellen, wodurch Setzungen des Lehrgerüsts und auch das Schwinden des Betons für den größten Teil des Bogens unschädlich sind. Dementsprechend wurden zuerst die Teile des Bogens zwischen den senkrechten Stützen betoniert. Die Kranzhölzer können sich unter der aufgebrachtten Last über den Stützen etwas bewegen, wobei diese doch gleichzeitig die Hauptlast erhalten.

Der innige Zusammenhang zwischen der Gliederung des Lehrgerüsts und der Anordnung der Lamellen und die für eine gleichmäßige Belastung des Gewölbes wichtige Reihenfolge der Lamellen geht aus der Abb. 10 hervor. An den äußeren Teilen des Bogens genügt die Reibung nicht mehr, um die Lamellen in ihrer Lage festzuhalten, diese werden daher gegeneinander während der Ausführung durch Holzsprießen abgestützt. Gleichzeitig wurden jedoch Eisenbetonsprießen miteinbetoniert, die nach Entfernung der Holzschalung belassen werden und geeignet sind, die Lamellen in ihrer Lage festzuhalten. (Abb. 16.) Die Ausbetonierung der Schlußlamellen geschah in ähnlicher Reihenfolge. Bei den gegen den Kämpfer zu liegenden Schlußlamellen bereitet es gewisse Schwierigkeiten, bei plastischem Beton eine innige Verbindung mit der oberen Fläche zu erzielen. Es wurde dies dadurch erreicht, daß bei einzelnen Schlußlamellen nochmals eine Schalung eingesetzt wurde, so daß nur noch ein Spalt von etwa 12 cm geblieben ist. Diese wurde dann in sorgfältigster Weise mit erdfeuchtem Beton nach Entfernung der letzten Schalung ausgestampft.

Bei der Herstellung des Betons wurde möglichste Angleichung an die Graftschen Siebkurven angestrebt und stets der Wasserzusatz mittels der Ausbreitprobe kontrolliert. Die Setzprobe versagte infolge des sperrigen Splitts im Beton völlig. (Tabelle 17.)

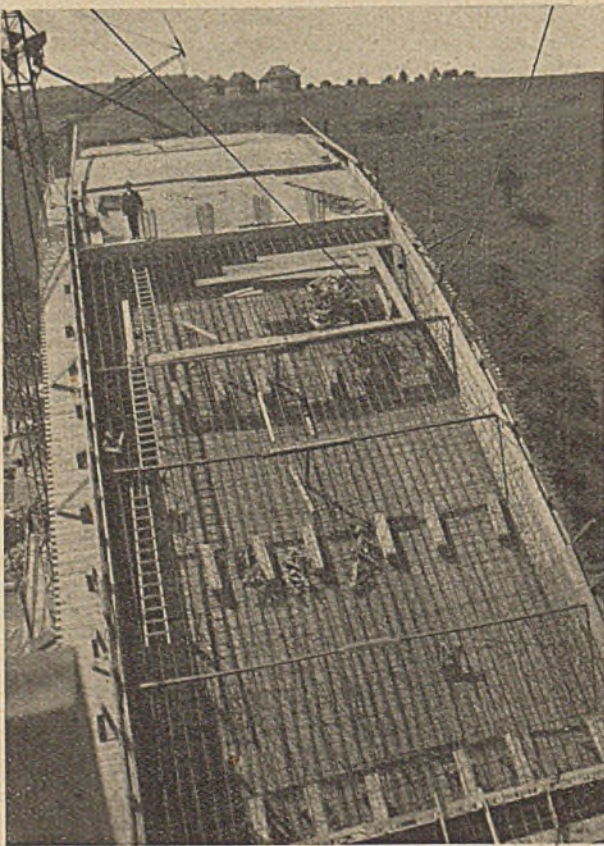


Abb. 16. Streckbrücke, Aufsicht auf den großen Bogen.



Die Absenkung des Lehrgerüsts der Streckbrücke erfolgte im August des Jahres 1927, nachdem der Beton der zuletzt eingebrachten Schlußlamelle ein Alter von 5 Wochen erreicht hatte. Die Absenkung wurde in der wohl jetzt allgemein anerkannten Weise vorgenommen, daß zuerst mit dem Scheitel begonnen wird und schrittweise nach den Kämpfern zu die langsame Entleerung der Sandtöpfe erfolgt.

Die Messung der Absenkung wurde durch Zeigerapparate und Griotsche Meßapparate vorgenommen; es wurden hierbei Drähte am Gewölbe befestigt, die unten durch einen Stein im Zug gehalten werden. Die Bewegung des Bogens wurde dadurch auf die Apparate übertragen. Da beim Ablassen trübes Wetter herrschte, so blieb die Temperatur während der ganzen Absenkung die gleiche, und etwaige Längenänderungen der Drähte infolge Temperaturänderungen traten nicht ein. Die gemessenen Bewegungen des Lehrgerüsts sind in Abb. 18 aufgetragen. Es geht daraus hervor, daß beim Ablassen der mittleren Sandtöpf-

Tabelle 17. Ergebnis der Betonproben.  
(Diese wurden an der Verarbeitungsstelle entnommen.)

Bauteile	Zusammensetzung	Wassergehalt	Durchschnittliche Druckfestigkeit nach 28 Tagen
Streckbrücke	Untere Teile der Fundamente	170 kg Hochofenzement „Buderus“ 4 RT Rheinkies 6 RT Melaphyrsplitt 15—30 mm	erdfeucht bis plastisch 60 kg/cm <sup>2</sup>
	Obere Teile der Fundamente und aufgehende Pfeiler	190 kg Hochofenzement „Buderus“ 4 RT Rheinkies 4 RT Melaphyrsplitt 15—30 mm	erdfeucht bis plastisch 95 kg/cm <sup>2</sup>
	Großer Bogen	300 kg Portlandzement „Dyckerhoff“ 2,5 RT Rheinkies 2,5 RT Melaphyrsplitt 7—30 mm	ca. 8% Ausbreitprobe q = 40 bis 45 cm 250 kg/cm <sup>2</sup>
	Zeppelinbrücke	Untere Teile der Fundamente	170 kg Hochofenzement „Halberg“ 4 RT Rheinkies 6 RT Melaphyrsplitt 15—30 mm
Obere Teile der Fundamente und aufgehende Pfeiler		190 kg Hochofenzement „Halberg“ 3 RT Rheinkies 5 RT Melaphyrsplitt 15—30 mm	erdfeucht bis plastisch 120 kg/cm <sup>2</sup>
Großer Bogen		300 kg Eisenportlandzement „Buderus“ 3 RT Rheinkies 2 RT Melaphyrsplitt 7—30 mm	ca. 8% Ausbreitprobe q = 45 bis 50 cm nach 60 Tg. 240 kg/cm <sup>2</sup>

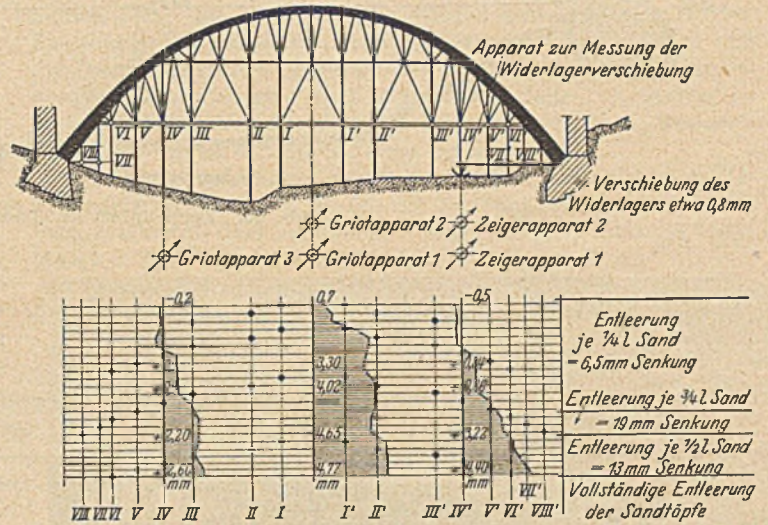


Abb. 18. Streckbrücke, Absenkungsvorgang beim großen Bogen.

reihen der Scheitel sich senkte und die Viertelspunkte sich gehoben haben. Nachdem später auch die Viertelspunkte kräftig abgesenkt wurden, hob sich der Scheitel etwas. Die Gesamt-

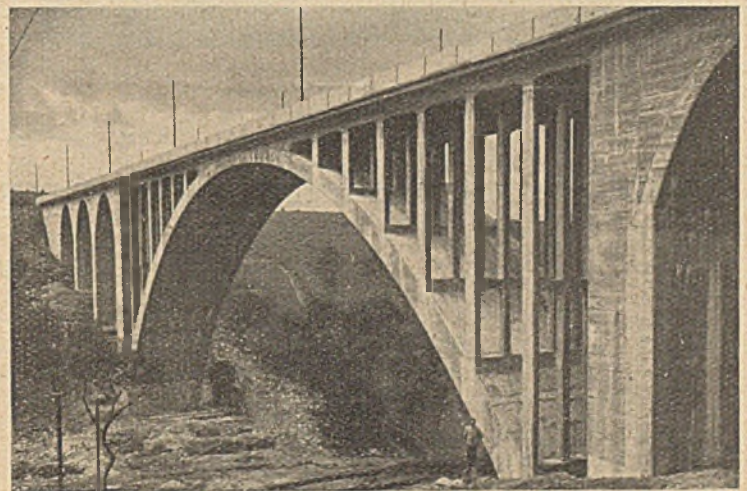


Abb. 19. Streckbrücke.

Normenfestigkeit der verwendeten Zemente.

- „Buderus“-Hochofenzement . . . . 430 kg/cm<sup>2</sup> mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen
- „Buderus“-Eisenportlandzement . 460 kg/cm<sup>2</sup> mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen
- „Halberg“-Hochofenzement . . . . 420 kg/cm<sup>2</sup> mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen
- „Dyckerhoff“-Portlandzement . . 480 kg/cm<sup>2</sup> mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen.

senkung des Scheitels betrug 4,5 mm und stimmt sehr gut mit der Rechnung überein, die 6,8 mm ergab.

Die Streckbrücke war im Februar 1928 im Rohbau fertig und wurde im Sommer dem Verkehr übergeben. (Abb. 19.)

Bei der Konstruktion und Ausführung der Zeppelinbrücke wurde, wie bereits erwähnt, in ganz analoger Weise wie bei der Streckbrücke vorgegangen.

Die Maße, insbesondere die des großen Bogens, der eine theoretische Spannweite von 66,2 m hat, sind aus Abb. 20 ersichtlich. Das Lehrgerüst von der Streckbrücke wurde ohne Umänderung, wenigstens beim Obergerüst, verwendet, da auch hier die Form des Bogens und die Steigung der Fahrbahn genau



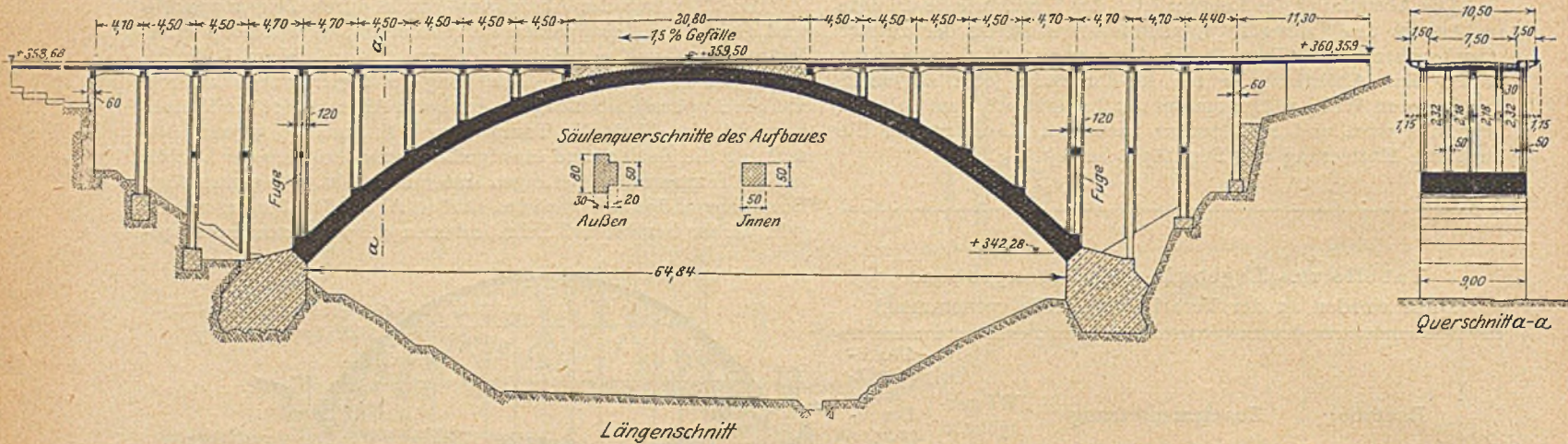


Abb. 20. Zeppelinbrücke, Längen- und Querschnitt.

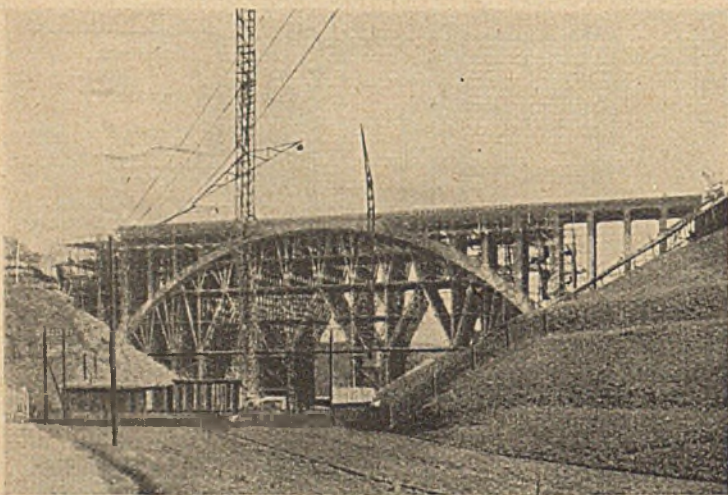


Abb. 21. Zeppelinbrücke, Lehrgerüst.

die gleichen sind. Das Untergerüst wurde entsprechend dem Gelände abgeändert und unmittelbar auf Stampfbetonfundamente aufgesetzt.

Die Betonierung erfolgte mittels einer Mischmaschine am oberen Ende der Brücke sowie mit einer Mischmaschine in Talmitte und einem dort aufgestellten Gießturm.

Das Ablassen des Lehrgerüsts wurde am 23. März 1928 vorgenommen, nachdem der Beton der letzten Lamelle in Rücksicht auf den Frost ein Alter von 8 Wochen hatte.

Die fertige Brücke wurde ebenfalls im Sommer 1928 dem Verkehr übergeben.

Die Ausführung der beiden Brücken ging dank der unter der Mitwirkung von Herrn Professor Mörsch erfolgten sorgfältigen Durcharbeitung und des reibungslosen Zusammenarbeitens mit den städtischen Bauämtern ohne jeden Zwischenfall planmäßig vonstatten. Die Oberbauleitung seitens der Stadt lag in den Händen von Herrn Oberbaurat Ziegler, während die Planbearbeitung und Ausführung durch die Niederlassung Neustadt a. Haardt der Wayß & Freytag A. G., deren technischer Leiter der Verfasser damals war, erfolgte.

## DIE VERSUCHE DES AMERIKANISCHEN BUREAU OF STANDARDS AN GROSSEN SÄULEN MIT H-QUERSCHNITT.

Von A. Müllenhoff.

(Fortsetzung von Seite 79.)

### III. Die Versuche der zweiten Reihe.

Die zweite Versuchsreihe umfaßte, wie gesagt, 30 Stäbe, die bei der Bethlehem Steel Co. hergestellt und mit ihr gemeinsam untersucht wurden. Soweit die Stäbe genietete Querschnitte hatten, waren sie mit der bei normalen Bauten üblichen Sorgfalt hergestellt worden, wobei die Nietlöcher auf volle Größe gestanzt und nicht aufgerieben waren, entsprechend der in Amerika noch heute im Hochbau allein üblichen Bearbeitungsweise. Das Material wurde sehr genau untersucht; über 900 Zerreißproben wurden möglichst aus allen Teilen der Gußblöcke, vorgewalzten Blöcke und Walzstäbe entnommen und zerrissen.

Eingehende chemische Untersuchungen stellten sicher, daß für die Stäbe kein legiertes Material verwendet wurde.

Die Bestimmung der Streckgrenze und Festigkeit der Stäbe aus den Zugversuchen geschah wieder mit den gewogenen Ergebnissen der Zerreißversuche und zwar konnten den Proben aus den Teilen der genieteten Konstruktion gleiche Gewichte beigelegt werden, da auch die Verteilung im Gußblock keine systematischen Unterschiede zeigte. Die Mittelwerte der für die Winkelisen ermittelten Zahlen mal der Fläche der Winkel,

ebenso die der Bleche mal der zugehörigen Fläche ergaben also den gesuchten Wert.

Bei den Trägerquerschnitten wurden aus den Flanschen und Stegen je mehrere Proben sehr verschiedener Größe entnommen, vergl. Abb. 2. Die für die zu einem Stabteil gehörenden Proben ermittelten Werte erhielten Gewichte proportional dem Probenquerschnitt. Der daraus errechnete Wert wurde dann mit der Fläche des Stabteiles als Gewicht zur Berechnung der „gewogenen“ Streckgrenze und Festigkeit verwendet. Er ergaben sich die Werte, die in der folgenden Zusammenstellung der Ergebnisse der Reihe II aufgeführt sind. (Zusammenstellung IV.)

Die Knickversuche ergaben wie die der ersten Reihe zunächst ein fast gradliniges Ansteigen der Spannungs-Dehnungslinie, wobei die Ausbiegungen der Stäbe nicht meßbar waren. Dem ersten Maximum entsprach dann der Beginn rasch zunehmender Ausbiegungen.

Wie erwähnt, gab das Verhalten des Stabes BSH 12a der ersten Reihe Anlaß, besonders genau die Vorgänge zu beobachten, nachdem der erste Höchstwert der Spannung erreicht war. Die Stäbe bogen sich dann so schnell aus, daß kaum



weitere Ablesungen an den Spannungsmessern und Meßbuhren möglich waren.

Da aber die Druckwasserpumpe mit gleicher Geschwindigkeit weiter lief, war die Zeit annähernd proportional der gesamten Längenänderung der Stäbe, konnte also als Maß der Formänderung betrachtet werden. Aus den wenigen Ablesungen an den Meßbuhren, die noch möglich waren, konnten die Umrechnungszahlen angenähert ermittelt werden und zwar bei den leichteren Stäben die gesamte Zusammendrückung nach der Überschreitung der Knicklast etwa 2,5 mm/min, für die schwereren rd. 1,8 mm/min.

Abb. 4 zeigt die in dieser Weise aufgenommenen Spannungs-Zeitkurven. Eine Anzahl Stäbe zeigt ganz deutlich die Verfestigung, andere, z. B. FSH 12 d, zwar keine Verfestigung, aber eine Art Beharrungszustand, bei dem trotz wachsender Verbiegungen die mittlere Spannung des Stabes längere Zeit gleich hoch blieb. Die vorhandenen Übergänge zeigen, daß diese Fälle nur weniger ausgesprochene Verfestigungen darstellen. Es ist wohl ohne weiteres klar, daß diese zweiten oder Verfestigungsmaxima der Spannung einem äußerst labilen Zustand des Stabes angehören und für die Beurteilung der Tragfähigkeit einer Konstruktion nicht in Frage kommen. Hierfür ist nur der erste Höchstwert, der der Erreichung der

Streckgrenze des Materials entspricht, zu brauchen. In den berechneten Verhältniszahlen  $\frac{\sigma_K}{\sigma_S}$  und  $\frac{\sigma_K}{\sigma_B}$  der Zusammenstellung ist daher stets der erste Höchstwert als  $\sigma_K$  eingeführt.

Nach den Versuchen und den theoretischen Untersuchungen von Engesser, Considère, v. Kármán, Lilly und Southwell scheint sich dies Verhalten der Stäbe so zu erklären:

Wenn die Knicklast erreicht ist und sich der Stab deutlich ausbiegt, können zwei entgegengesetzte Wirkungen eintreten: es kann erstens ein Teil des Querschnittes so stark über die Streckgrenze beansprucht werden, daß die Spannung auf der hohlen Seite des Stabes in den wieder ansteigenden Teil der Spannungs-Dehnungslinie kommt. Damit wird aber nicht nur die Tragfähigkeit des Querschnittes wachsen, sondern der Spannungsmittelpunkt wird nach der hohlen Seite des Stabes zu verschoben, die Exzentrizität der Last also verringert, wodurch die Tragfähigkeit des Stabes noch weiter wächst.

Andererseits wächst mit zunehmender Durchbiegung die Exzentrizität der Last, so daß die Spannungen auf der hohlen Seite rascher als die Last wachsen, dieser Vorgang setzt die Tragfähigkeit des Stabes herab.

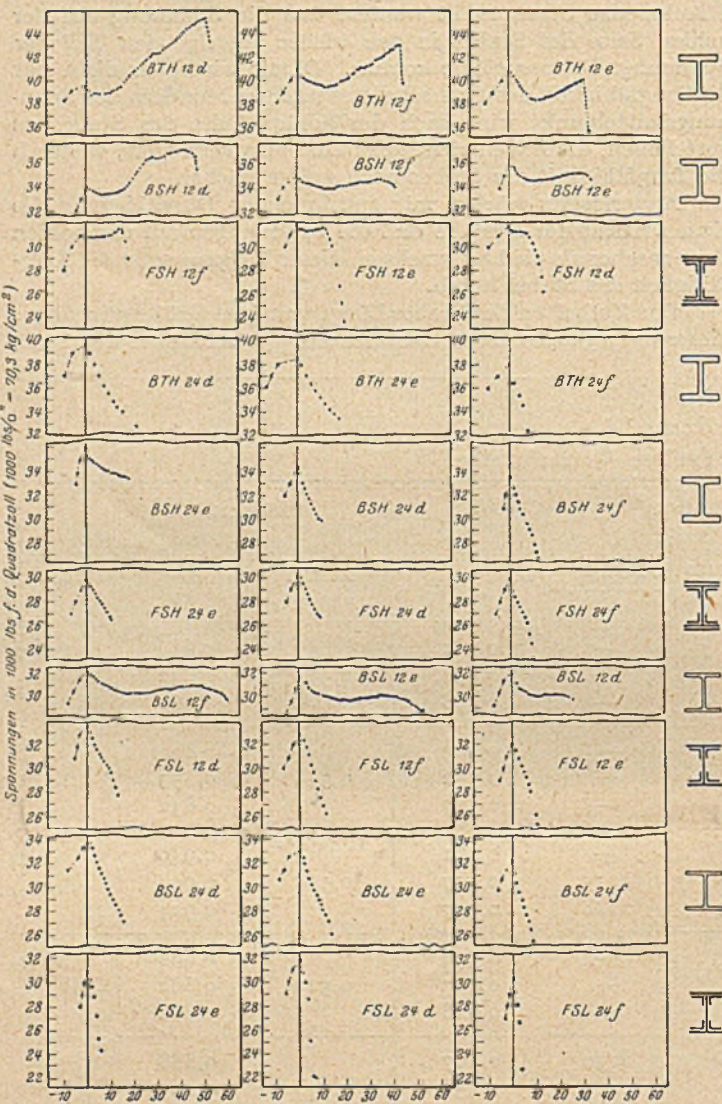
Das Verhalten des Stabes hängt von dem Größenverhältnis dieser entgegengesetzten Einflüsse ab. Je schlanker der Stab,

Zusammenstellung IV.  
Die Versuchsergebnisse der zweiten Versuchsreihe.

Stab	$\lambda = \frac{l}{i}$	Gewogene Streckgr. $\sigma_S$ kg/cm <sup>2</sup>	Gewogene Festigkeit $\sigma_B$ kg/cm <sup>2</sup>	Knickspannung			Verhältnis			
				1. Maximum $\sigma_K$	Minimum	2. Maximum	$\frac{\sigma_K}{\sigma_B}$	Mittel	$\frac{\sigma_K}{\sigma_S}$	Mittel
FSL 12 d	45,8	2679	4031	2368	—	—	0,581	0,575	0,884	0,862
FSL 12 e	„	2672	4024	2250	—	—	0,559		0,842	
FSL 12 f	„	2689	4000	2312	—	—	0,578		0,860	
FSL 24 d	89,8	2617	3988	2243	—	—	0,563	0,551	0,857	0,847
FSL 24 e	„	2552	3941	2176	—	—	0,552		0,853	
FSL 24 f	„	2534	3930	2109	—	—	0,537		0,832	
FSH 12 d	40,4	2380	3993	2238	—	—	0,561	0,555	0,940	0,924
FSH 12 e	„	2465	4029	2237	2206	2225	0,557		0,908	
FSH 12 f	„	2360	3987	2180	2169	2218	0,547		0,924	
FSH 24 d	79,2	2395	4010	2132	—	—	0,532	0,529	0,890	0,885
FSH 24 e	„	2393	4000	2109	—	—	0,527		0,882	
FSH 24 f	„	2392	3996	2109	—	—	0,528		0,882	
BSL 12 d	40,5	2542	3984	2258	2116	2139	0,567	0,558	0,888	0,860
BSL 12 e	„	2599	4012	2215	2090	2113	0,552		0,853	
BSL 12 f	„	2698	4079	2262	2132	2175	0,554		0,839	
BSH 24 d	81,0	2700	4041	2247	—	—	0,556	0,538	0,832	0,819
BSH 24 e	„	2674	4103	2184	—	—	0,532		0,817	
BSH 24 f	„	2617	4017	2118	—	—	0,527		0,809	
BSH 12 d	37,8	2677	3924	2390	2349	2615	0,609	0,606	0,893	0,892
BSH 12 e	„	2774	4157	2530	2439	2487	0,609		0,912	
BSH 12 f	„	2823	4102	2461	2388	2435	0,600		0,872	
BSH 24 d	74,0	2730	3917	2416	—	—	0,617	0,613	0,885	0,883
BSH 24 e	„	2746	4073	2531	—	—	0,621		0,922	
BSH 24 f	„	2810	3937	2362	—	—	0,600		0,841	
BTH 12 d	37,8	3046	4696	2771	2720	3195	0,590	0,603	0,910	0,920
BTH 12 e	„	3150	4673	2883	2645	2833	0,617		0,915	
BTH 12 f	„	3087	4787	2883	2775	3028	0,602		0,934	
BTH 24 d	75,6	3112	4792	2794	—	—	0,583	0,571	0,898	0,881
BTH 24 e	„	3099	4774	2715	—	—	0,569		0,876	
BTH 24 f	„	3079	4781	2680	—	—	0,561		0,870	



je größer die Exzentrizität, um so größer wird die zweite Wirkung sein. Dem entspricht auch das Verhalten der Stäbe: je schlanker die Stäbe, um so plötzlicher ist der Zusammenbruch, je kürzer und massiger der Stab, um so eher tritt der Beharrungszustand oder sogar die Verfestigung ein. Bei noch kürzeren, massigen Stäben, die sehr genau im Schwerpunkt belastet sind, ist der Fall denkbar, daß bei der Überschreitung der Streckgrenze überhaupt kein Spannungsabfall eintritt, sondern die Lastaufnahme nur langsamer erfolgt. v. Kármán hat das auch beobachtet; auch der Stab BSH 12a, der nur einen recht



(Die Zeit ist der gesamten Verkürzung annähernd proportional.)  
Abb. 4. Spannungs-Zeitkurven.

Die ersten örtlichen Verbeulungen in den Flanschen der genieteten Stäbe wurden kurz nach der Überschreitung der ersten Höchstlast sichtbar. Die Ausbeulungen nahmen dann rasch zu und sind offenbar die Ursache für das rasche Absinken der Lastkurven der Stäbe FSH 12. Abb. 5.

Beachtenswert ist auch eine andere Beobachtung bei diesen Versuchen. Nachdem die Ausbiegungen eine ziemliche Größe erreicht hatten, begannen die Flanschen der Stäbe auf der einen Seite der Druckplatten der Maschine zu klaffen (vergl. Abb. 6) und zwar bei den gedrungeusten Stäben am meisten, so sehr, daß sich schließlich über die Hälfte der Flanschfläche und die ganze Stegfläche von der Druckplatte abhoben und daß die Druckübertragung auf weniger als der halben Querschnittsfläche erfolgte. Diese Verschiebung des Kraftangriffspunktes verringerte das Biegemoment in der Mitte und ergab ein entgegen-

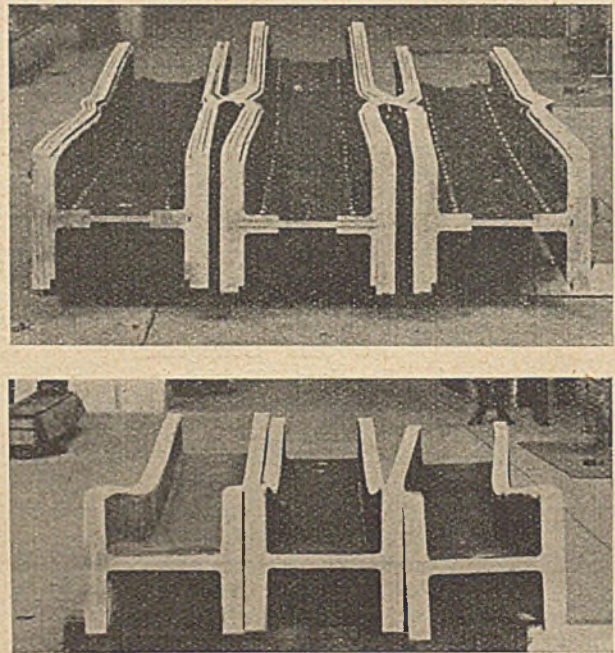


Abb. 5. Die Stäbe BSH 12 u. FSH 12 nach dem Versuch.

gesetztes Moment an den Enden; dementsprechend bildeten sich auch in den Stäben Wendepunkte der elastischen Linie aus, und zwar näher an den Enden als in den Viertelpunkten. Die Flächenlagerung ist also keineswegs einer Einspannung gleich zu achten, wenn auch die Knicklasten kaum wesentlich verschieden sein dürften.

Die Durchbiegungen der Stäbe erfolgten bei etwa zwei Dritteln der Stäbe wie zu erwarten senkrecht zum Stege. Bei etwa einem Drittel der Stäbe traten aber bei der Annäherung an die Knicklast (das erste Maximum der Spannung) auch Durchbiegungen parallel zum Stege auf. Und zwar zeigten sich hier charakteristische Unterschiede. Bei dem Stabe BTH 12c ging von nun an die Durchbiegung ungefähr gleichstark in Richtung der beiden Achsen vor sich, beim Stabe BSH 24c ganz überwiegend in Richtung des Steges, während sie in Richtung der Flansche annähernd gleichmäßig weiterwuchs. Sehr auffällig war das Verhalten der beiden Stäbe BSH 12d und BTH 12d. Nachdem das erste Maximum erreicht war, hörte bei dem ersten dieser Stäbe die Durchbiegung parallel zu den Flanschen auf zu wachsen und nahm dann wieder langsam zu, bis das zweite Maximum erreicht war. Während dieser ganzen Verfestigungsperiode bog sich gleichzeitig der Stab rasch in der Stegrichtung aus, bis diese Durchbiegung rd. 6 cm erreicht hatte. Nach Erreichung des zweiten Maximums der Spannung wuchs dann plötzlich nur noch die Durchbiegung in der Flanschrichtung. Bei dem anderen Stab kehrte die Bewegung parallel zu den Flanschen nach der ersten Höchstlast um und pendelte

kleinen Spannungsabfall hatte, war wohl nahe an dieser Grenze, wo die erste Höchstlast verschwindet.

Für gewisse Schlankheitsgrade und Querschnittsformen kann also anscheinend unter Umständen das erste Abfallen der Last erst eintreten, nachdem längst die Streckgrenze überschritten und der Stab sich schon in einem recht labilen Gleichgewicht befindet.

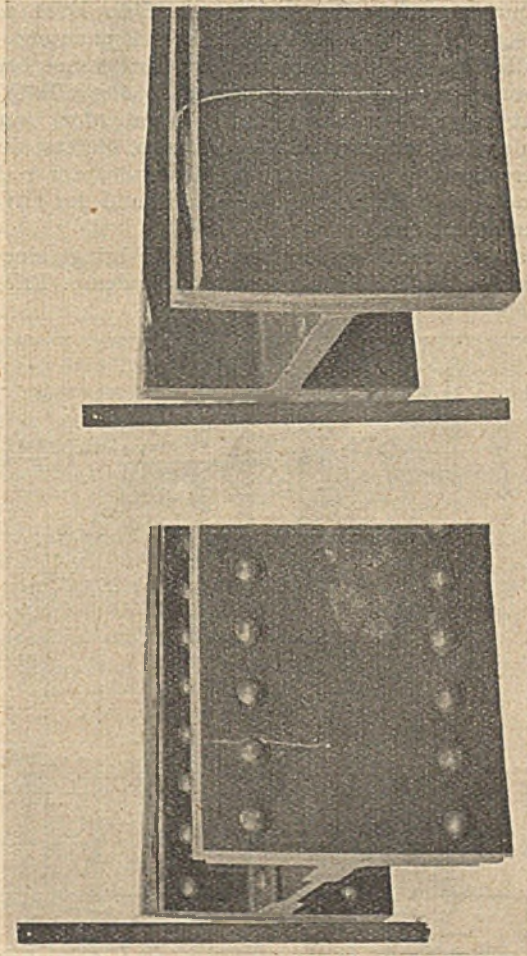
Auch die doppelte Krümmung, die fast alle Kurven der Abb. 4 zeigen, stimmt mit der gegebenen Deutung der Vorgänge gut überein.

Die absolute Höchstlast, die der Stab hätte tragen können, ist bei den drei Stäben BTH 12 wohl nicht erreicht worden. Die Stäbe waren um etwa 5 cm in der Mitte ausgebogen — dann rutschte die Lagerplatte im Unterhaupt der Maschine; dadurch erfolgte der plötzliche Spannungsabfall, den die Linien zeigen. Dies Gleiten trat auch bei BSH 12 d ein, doch war dort das absolute Maximum anscheinend schon überschritten.



um die Nullage, während gleichzeitig eine starke Verbiegung in der Stegrichtung (etwa 32 mm) erfolgte. Nach dem zweiten Maximum erfolgte dann die weitere Ausbiegung wieder nur parallel zu den Flanschen, aber entgegengesetzt der Richtung der ersten Verbiegung im elastischen Spannungsbereich. Auch diese Erscheinungen lassen sich wohl nur mit der Annahme eines wechselnden Knickmoduls erklären<sup>8</sup>. Ein weiteres Eingehen hierauf würde an dieser Stelle zu weit führen.

Trägt man die Mittelwerte der Wirkungsgrade für die verschiedenen Stabgruppen als Ordinaten über den zugehörigen  $\lambda$



(Das angelegte Lineal berührt den Querschnitt, wo der Stab auf der Druckplatte aufstand.)

Abb. 6. Die Verbiegung der Enden der Stäbe BSH 12 u. FSH 12 an der unteren Druckplatte.

als Abszissen auf, so gewinnt man ein Bild der Knickfestigkeit der Stäbe unabhängig von der teilweisen zufälligen und schwankenden Materialbeschaffenheit. In Abb. 7 sind diese Wirkungsgrade für die verschiedenen Querschnitte eingetragen: sie liegen durchweg in der Nähe, größtenteils zwischen den Werten, die nach der v. Kármánschen Theorie für Stäbe mit frei drehbaren und eingespannten Enden berechnet sind<sup>9</sup>. Die

<sup>8</sup> Die Verfasser glauben, diese Theorie stamme von Considère. Die von ihnen angezogene Arbeit ist 1891 erschienen (*Résistance des pièces comprimées*, *Congres International des procédés de construction*, Paris, 1891, p. 371). Engesser hat aber diesen veränderlichen Knickmodul schon 1889 eingeführt.

<sup>9</sup> Die Übereinstimmung wird noch besser, wenn man den Eichfaktor für die Reibung in der Maschine wegläßt. Für die großen bei den Versuchen aufgetretenen Kräfte konnte die Maschine nicht geeicht werden, sondern nur für Lasten, die weniger als die Hälfte der Höchstlast betragen, doch ist es wahrscheinlich, daß die Eichkurve der Maschine weiter gradlinig verläuft, also derselbe Eichfaktor anzuwenden ist, wie für niedrigere Lasten.

kleine Unterschreitung der Kármánschen Kurve läßt sich durch die Annahme einer sehr kleinen Anfangsexzentrizität genügend erklären.

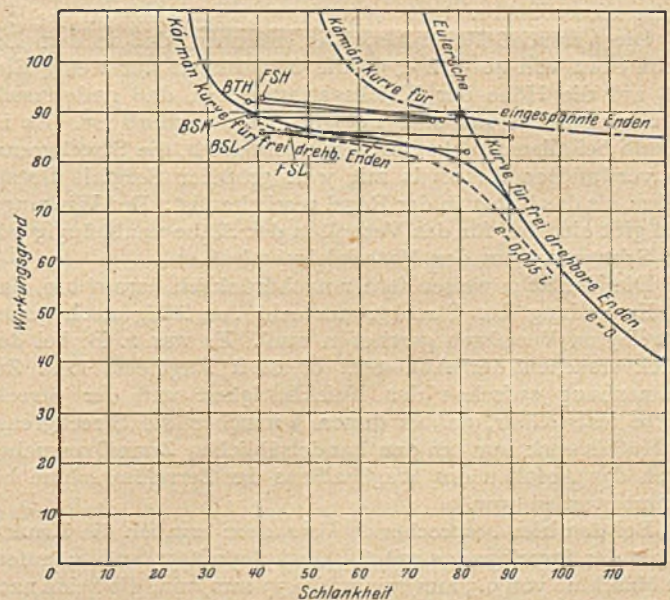
Während die Einzelwerte für die Knickspannung der Stäbe über 30% zwischen vergleichbaren Stäben schwanken, liegen die Wirkungsgrade innerhalb eines Streifens von nur 8% Breite, der mit wachsender Schlankheit nur wenig fällt.

Die Versuche dieser Reihe bestätigen also den Schluß, daß in dem untersuchten Bereich die Knickspannung in erster Linie von der Streckgrenze abhängt und daß sich bei vorheriger Untersuchung genügend zahlreicher Zerreißproben die Knicklast eines Stabes recht genau vorausbestimmen läßt.

Abb. 5 zeigt 6 Stäbe annähernd gleicher Abmessungen, die in recht verschiedener Art ausknickten. Während zwei der schweren gewalzten H-Querschnitte senkrecht zur Achse des kleinsten Trägheitsmomentes ausgeknickt sind, ist der dritte, genau gleiche Stab, auch nach der anderen Achse verbogen. Alle 3 Stäbe zeigen die für die teilweise Einspannung infolge der Flächenlagerung kennzeichnenden Wendepunkte.

Bei den drei genieteten Stäben fällt zunächst die örtliche Verbeulung der Flanschen ins Auge; FSH zeigt auch eine beträchtliche Verbiegung parallel zu den Flanschen; bei den beiden anderen ist diese Verbiegung kleiner, dagegen zeigt der Stab FSH 12d auch eine deutliche Biegung in der Richtung des Steges (rd. 15 mm).

Die Versuche ergaben aber für alle 6 Stäbe noch nicht 4% Unterschied im Wirkungsgrade, die anscheinend in den Flanschen zu weichen genieteten Stäbe hatten sogar im Mittel 3% höheren Wirkungsgrad, woraus natürlich in Anbetracht der unvermeidlichen Fehler bei solchen Versuchen keinerlei Schlüsse gezogen werden sollen. Die 6 Stäbe zeigten alle deutlich die Verfestigung oder doch den Beharrungszustand und die Verformungen der Flansche konnten erst wahrgenommen werden, nachdem die Höchstlast erreicht und deutliche Ausbiegungen der ganzen Stäbe eingetreten waren. Trotz der starken Verschiedenheiten in der Art der Verformung zeigte sich auch bei diesen 6 Stäben, daß die Materialqualität den maßgebenden Einfluß auf die Tragfähigkeit der Stäbe ausübt und daß diese



( $e$  = Exzentrizität des Lastangriffes  
 $i$  = kleinster Trägheitshalbmesser.)

Abb. 7. Wirkungsgrade als Funktion der Schlankheit.

nach der Streckgrenze bei Zugversuchen recht gut beurteilt werden kann.

Um schließlich die beiden Versuchsreihen einheitlich betrachten zu können, wurde die Berechnung der Festigkeit der Stäbe an der Streckgrenze für die Reihe II auch noch in der-



selben Weise durchgeführt, wie bei der Reihe I; es wurden also nur ZerreiBproben berücksichtigt, die denen der Reihe I entsprachen, z. B. bei den I-Querschnitten nur die Proben 1,9 und 10 (vgl. Abb. 2).

Während nun die Knickspannungen als Funktion der Schlankheit das sehr zerstreute Bild der Abb. 8 ergaben, liegen die Werte des Wirkungsgrades  $\left(\frac{\text{Knickspannung}}{\text{Streckgrenze}}\right)$  wesentlich dichter beisammen, vgl. Abb. 9. DaB hier gerade fast all die schweren Walzquerschnitte unterhalb der berechneten Kurve

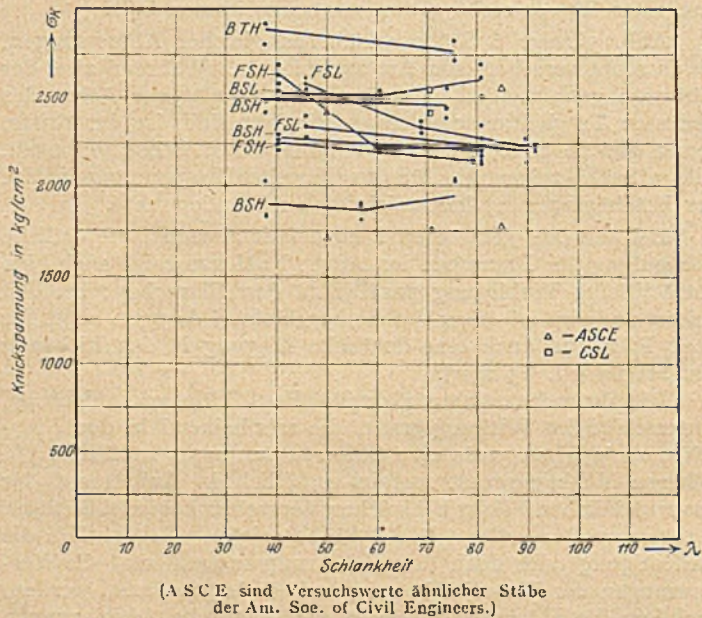


Abb. 8. Knickspannungen als Funktion der Schlankheit.

liegen, erklärt sich aus der ungenügenden Anzahl der ZerreiBproben, die der Ermittlung der Streckgrenze zugrunde liegen, und der daraus hervorgegangenen Überschätzung der Streckgrenze dieser Stäbe.

Die Versuche lassen also klar erkennen, daß in dem Bereiche etwa von  $40 < \lambda < 90$  die Schlankheit nur wenig Einfluß auf die Höhe der Knickspannung hat, daß andererseits die Streckgrenze von sehr maßgebendem Einfluß ist. Es ist deshalb bei allen Knickversuchen erforderlich, die Streckgrenze des verwandten Materials mit weit größerer Sorgfalt festzustellen, als das bisher in der Regel geschehen ist. Der Wirkungsgrad gibt ein Maß für das Verhalten der Stäbe unabhängig von den Schwankungen der Materialeigenschaften.

Die Versuche weisen ferner nachdrücklich darauf hin, daß die Ermittlung der Streckgrenze sehr sorgfältig nach genau festgelegten Verfahren geschehen muß. Es war z. B. bei den Knickversuchen der Am. Soc. of Civil Engineers kein Zusammenhang zwischen der Knickfestigkeit und der Streckgrenze feststellbar, da bei diesen Versuchen die Streckgrenze im Hüttenwerk nur bei den handelsüblichen ZerreiBversuchen durch das Abfallen des Wagebalkens der ZerreiBmaschine bestimmt worden war.

Bei den hier besprochenen Versuchen ergaben die Ermittlungen der Streckgrenze mit Geschwindigkeiten der leer laufenden Maschine von 9,5 mm/min und 0,33 mm/min, die beide nach den Vorschriften der Amerikan. Gesellschaft für Materialprüfun-

gen zulässig sind, einen systematischen Unterschied von 12%, aber auch mit gleicher Geschwindigkeit auf verschiedenen Maschinen vorgenommene Bestimmungen der Streckgrenze ergaben systematische Unterschiede von 2,6%; die ZerreiBversuche auf den Hüttenwerken, bei denen die Streckgrenze gleichfalls durch das Abfallen des Wagebalkens festgestellt wurde, wo aber, wie meist üblich mit wesentlich größerer Geschwindigkeit gearbeitet wurde, ergaben dagegen Unterschiede bis zu 27% in der Streckgrenze bei praktischer gleicher Festigkeit.

Wie notwendig diese genaue Festlegung der Streckgrenze der Stäbe aber ist, erhellt am besten daraus, daß hier zwei gleichlange Stäbe gleichen Querschnitts, deren Material denselben Abnahmevorschriften entsprach (Stab BSH 24b und BSH 24c), um 47% verschiedene Knickspannung hatten, während die Unterschiede der auf die Streckgrenze bezogenen Knickspannungen, der „Wirkungsgrade“, für alle Versuche noch nicht 20% Unterschied ergaben, trotz der Ungenauigkeiten in der Bestimmung der Streckgrenze, die erst durch die zweite Versuchsreihe genügend erfaßt wurde, der recht verschiedenen Bauart, Schlankheit der Stäbe und der unvermeidlichen Exzentrizitäten.

Soweit der amerikanische Bericht. Er bringt eine schöne Bestätigung der auch bei uns schon gefundenen Erkenntnis,

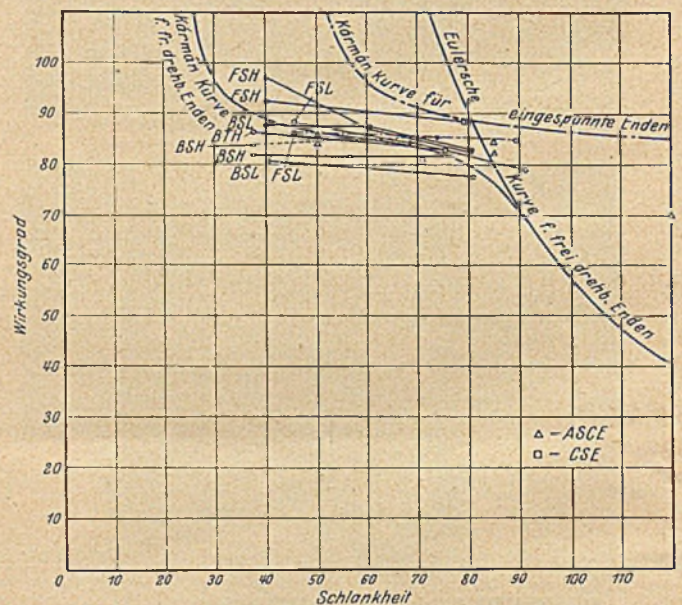


Abb. 9. Wirkungsgrade aller Versuche.

daß die sogenannte Tetmayer-Formel trotz all ihrer Vorzüge für wissenschaftliche Zwecke wertlos ist und daß im unelastischen Bereich die Streckgrenze der ausschlaggebende Faktor ist.

Wenn auch bekannt war, daß die Ermittlung der Streckgrenze schwierig und vor allem stark von der Streckgeschwindigkeit, aber auch von der Lage der Probe im Stab und anderen Faktoren abhängig ist, zeigt diese große Versuchsreihe doch wohl zum ersten Male mit voller Klarheit, wie wichtig auch alle diese Umstände bei Knickversuchen sind, so daß sie, so kostspielig und zeitraubend es auch sein mag, in Zukunft sehr viel sorgfältiger werden beachtet werden müssen, als es bisher geschehen ist.

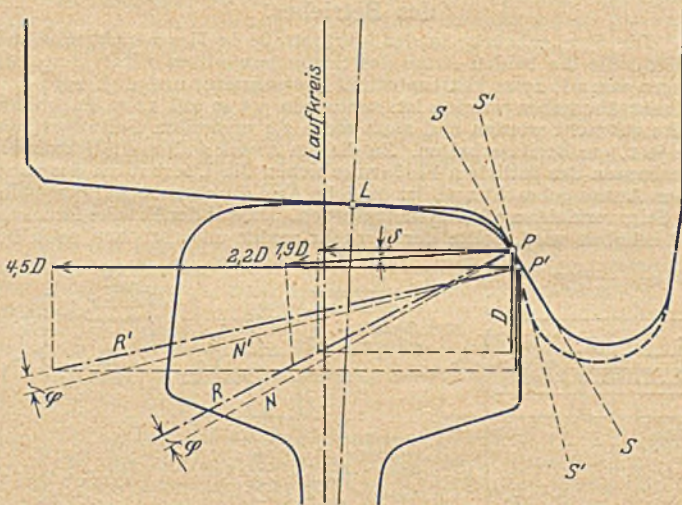


DIE AUFLAUFGEFAHR ZWISCHEN RAD UND SCHIENE.

Von Dr.-Ing. R. Kraus, Kūstrin.

Die Katastrophe bei Siegeldorf, deren Ursache noch nicht einwandfrei geklärt werden konnte, hat zu mancherlei Vermutungen Anlaß gegeben. Eine Auslassung der Reichsbahndirektion besagte, daß sowohl der Unterbau wie die Gleisanlagen in Ordnung gewesen und die zulässige Höchstgeschwindigkeit in der Kurve nicht überschritten worden sei. Aus dem Umstand, daß das vordere Drehgestell sich von der Lokomotive losgelöst hatte, wurde von einigen Sachverständigen gefolgert, daß vielleicht ein Bruch dieses Gestells die Ursache der Entgleisung gewesen sei. Nun trifft es ja zu, daß durch die Schlingerbewegungen der Lokomotive das Gestell im Zapfen unregelmäßig und stoßweise beansprucht wird, doch ist bei der bekannten leichten Anpassungsfähigkeit gerade der in Drehgestellen gelagerten Radsätze an die Schlingerbewegungen die nächstliegende Annahme wohl die, daß umgekehrt erst die Entgleisung das Gestell zu Bruch gebracht hat. Die Frage, die bei der Untersuchung derartiger Entgleisungen nach Verwerfung aller anderen Möglichkeiten noch zu erwägen bleibt, ist die, ob eine Entgleisung möglich ist, wenn „alles in Ordnung“ ist. Seit Jahrzehnten nahmen Raddruck und Geschwindigkeit dauernd zu, die Schienenprofile und Befestigungsmittel wurden entsprechend verstärkt, Übergangsbögen und Überhöhungen in Kurven den neuen Verhältnissen angepaßt; dagegen ist die Form des Schienenkopfes und Radreifens mit dem Spurkranz im wesentlichen dieselbe geblieben. Im folgenden soll deshalb der Vorgang des Abrollens des Radreifens auf der Schiene und die Möglichkeit des Auflaufens des Spurkranzes auf den Schienenkopf etwas näher ins Auge gefaßt werden.

Die Abbildung zeigt in maßstäblicher Darstellung die Normalform der Radlauffläche mit dem Spurkranz und den Kopf der mit 1 : 20 nach innen geneigten Schiene S 49 des neuen Reichsoberbaues in dem Augenblick, in welchem das Rad durch



Schlingerbewegung oder Fliehkraft in der Kurve mit dem Spurkranz am Schienenkopf seitlich anläuft und hierbei in Gefahr gerät, bei plötzlicher Entlastung und verstärktem Seitendruck mit dem Spurkranz auf den Schienenkopf aufzusteigen. Die Berührung findet — neues Material ohne merkliche Abnutzung vorausgesetzt — beim Punkt P zwischen der Schrägen S—S des Spurkranzes und der Ausrundung des Schienenkopfes statt, während sich die Lauffläche bei L abzuheben beginnt. Wirken nun die äußeren Kräfte derart zusammen, daß ihre Resultierende R um den Reibungswinkel φ von der Normalen N abweicht, so ist bereits die Möglichkeit des Aufwärtsgleitens gegeben. Der Reibungskoeffizient der Bewegung zwischen

Stahl und Stahl (trocken) schwankt zwischen 0,03 und 0,09, was bei glattgeschliffenen Reibungsflächen einem Winkel von kaum 2° entspricht. Wie die Zerlegung zeigt, tritt also hier die Gefahr des Aufwärtsgleitens ein, wenn die wagerechten Kräfte etwa das 1,9fache des Raddruckes D betragen. Wie groß diese nun in Wirklichkeit werden können, läßt sich rechnerisch kaum erfassen; man ist vielmehr auf Versuche, Beobachtungen und Messungen angewiesen. Die Angaben hierüber schwanken zwischen 0,6 und 1,3 der Raddbelastung, so daß im letzteren Fall nur eine etwa 1 1/2fache Sicherheit vorhanden ist. Dies ist in Anbetracht der Bedeutung dieses Faktors für die Sicherheit der Reisenden recht wenig, wenn man bedenkt, daß schon für statische Materialbeanspruchung 4—5fache Sicherheit verlangt wird. Dabei ist noch zu beachten, daß nicht etwa große Seitenkräfte durch erhöhte Raddrücke ausgeglichen werden, sondern daß mit zunehmender Seitenkraft der Raddruck abnimmt, weil die größten Seitenkräfte durch entlastete Achsen, die größten lotrechten Drücke jedoch durch überlastete Achsen hervorgerufen werden. Hierin liegt eine große Gefahrenquelle, da die Abfederung unserer Schnellzugswagen auch auf gerader Strecke durch Längs- und Querschwingungen momentane Entlastungen einzelner Achsen bzw. Räder bewirkt. Hinsichtlich der Lokomotive fällt der Umstand ins Gewicht, daß bei der Konstruktion die Hauptlast zur Erzielung eines möglichst großen Reibungsgewichtes auf die Triebäder verteilt wird, während die führenden Achsen des Vordergestelles weniger stark belastet sind und bei zunehmender Geschwindigkeit durch Zusammenwirkung von Massenträgheit, Luftwiderstand und Schlingerbewegung noch weiter entlastet werden.

Daß die Fliehkraft in Krümmungen bei richtig ausgeführter Überhöhung des äußeren Schienenstranges und Einhaltung der vorgeschriebenen Höchstgeschwindigkeit nicht so sehr von Einfluß ist wie die unregelmäßigen Seitenstöße, ist in der Abbildung an einem Beispiel gezeigt, das ungefähr den Verhältnissen an der Siegeldorfer Unglücksstelle entspricht. In einer Kurve von 500 m Halbmesser mit 80 km/h zulässiger Höchstgeschwindigkeit beträgt die Überhöhung nach der in Preußen und Bayern gültigen Formel

$$h = \frac{V^2}{2R} = \frac{80^2}{2 \cdot 500} = 0,08 \text{ m.}$$

Oberbau und Fahrzeug sind also um den Winkel δ gegen die Vertikale geneigt ( $\tan \delta = \frac{80}{1500}$ ). In diesem Fall beträgt die kritische Seitenkraft 2,2 D oder 0,3 D mehr als auf gerader Strecke. Die tatsächliche Zusatzkraft infolge der Zentrifugalkraftwirkung ist aber nach der Formel

$$C = \frac{M v^2}{R} = \frac{D 80^2}{9,81 \cdot 3,6^2 \cdot 500} \approx 0,1 D;$$

sie wird also durch die Überhöhung reichlich ausgeglichen, so daß in diesem Punkt kein Anlaß zu Bedenken besteht.

Dagegen wäre, wie aus der Abbildung zu ersehen ist, eine wesentliche Verbesserung des Kräftespiels zwischen Rad und Schiene durch eine Abänderung des Spurkranzes zu erzielen. Der Hauptgrund für die Auflaufgefahr des Rades ist die starke Schräglage S—S des Abfalles vom Spurkranz zur Lauffläche. Erfahrungsgemäß werden die Radreifen durch den Betrieb nur sehr wenig in der Weise abgenutzt, daß die Kehle am Spurkranz durch den Schienenkopf vertieft wird; vielmehr schleift das Rad den Schienenkopf an der Innenkante nach der Form der Spurkranzkehle ab, was besonders auf Gebirgstrecken gut zu beobachten ist. Dadurch wird aber die Gefahr, daß der Spurkranz auf den Schienenkopf aufläuft, eher größer als kleiner. Würde man dagegen den Spurkranz beispielsweise nach der in der Abbildung gestrichelt eingezeichneten Form



abdrehen, so würde infolge der steileren Lage  $S' - S'$  der Gleitfläche der Berührungspunkt bei  $P'$  liegen, und die Seitenkraft müßte schon das 4,5 fache des Raddruckes betragen, wenn die Resultierende  $R'$  in die kritische Lage (von der Normalen  $N'$  um den Reibungswinkel  $\varphi$  abweichend) gelangen sollte. Die Sicherheit gegenüber den größten bisher festgestellten Seitenkräften wäre also 3—4 fach. Die Gründe für die Schräglage  $S - S$  wiegen m. E. nicht so schwer wie die hierdurch bedingte Aufauffahrt mit ihren unabsehbaren Folgen. Eine Weichenstraße kann mit der steileren Anordnung  $S' - S'$  ebenso glatt befahren werden bei entsprechender Ausbildung der Herzstückspitze, Spurrinne und Zwangsschiene. Der Reibungswiderstand in Krümmungen dürfte ebenfalls keine merkliche Erhöhung erfahren. Das Rad bildet in der kleinsten auf Hauptstecken zulässigen Krümmung von 180 m Radius bei einem festen Achsstand von 4,50 m mit der Tangente an die Schiene im Berührungspunkt einen Winkel von  $1^\circ 26'$ . Wie wenig hierbei die Reibungsfläche durch eine steilere Ausbildung der Spurrante vergrößert wird, läßt sich an Hand einer maßstäblichen

Aufzeichnung leicht feststellen. Die gleichzeitige Erhöhung des Spurkranzes um etwa 3 mm beeinträchtigt das derzeitige Lichtraumprofil kaum und dürfte ebenfalls zur Erhöhung der Sicherheit beitragen. So würde u. a. auch die führunglose Stelle am Herzstück verkürzt.

Es liegt auf der Hand, daß durch theoretische Betrachtungen wie die vorstehende das Problem der sicheren Führung der Radsätze im Gleis, insbesondere der vorderen Laufachsen an den Lokomotiven, nicht gelöst werden kann. Durch diese Zeilen soll auch nur darauf hingewiesen werden, wie eine der Gefahrenquellen, die es bei der fortschreitenden Verbesserung des Oberbaues und der Fahrzeuge zu beseitigen gilt, schon durch eine ganz geringfügige Änderung der Spurkranzform wenn nicht ausgeschaltet, so doch wesentlich verringert werden kann. Den letzten Ausschlag geben selbstverständlich auch hier die Versuche in den Laboratorien unserer wissenschaftlichen Institute, bei denen die praktische Auswirkung einer solchen Änderung unter möglicher Anpassung an die Vorgänge auf offener Strecke beobachtet werden kann.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Umwandlung einer Straßenkreuzung in eine Unterführung im Park von Chicago.

In der Lake-Shore-Straße, die jeden Morgen von 20 000 Kraftwagen stadtwärts und jeden Abend ebenso zurück befahren wird, sind im Park von Chicago im Jahre 1927 drei Straßenkreuzungen durch Unterführungen ersetzt worden, die durch vier Rampen an allen Seiten mit der hochliegenden Straße verbunden sind. Durch Ausschaltung des Fußverkehrs von der Brücke, Zulassung von Verkehrsabzweigungen nur nach rechts und Benutzung der ganzen Brückenbreite von 24 m in den Zeiten stärksten Verkehrs nur in dessen Richtung, wodurch der geringe Verkehr in der Gegenrichtung in die Nebenstraßen gedrängt wird, sind die Hauptursachen von Verkehrsgefahren und -stockungen beseitigt worden. Die Unterführungen haben 3 m Lichthöhe und gute künstliche Beleuchtung, die Rampen 3 vH größte Steigung. (Nach Engineering-News-Record 1928 S. 703—704 mit 3 Zeichn. und 2 Lichtbild.)

Verstärkung des Domes der St.-Pauls-Kathedrale.

Der Dom der St.-Pauls-Kathedrale, dessen Bestand am meisten gefährdet ist, liegt auf einer doppelten Steinmauer auf, die von einer offenen Kolonnade umgeben ist, die von der Straße sichtbar ist. Das Ganze wird durch acht massive Säulen, die auf Fundamenten stehen, getragen. Diese Säulen sind exzentrisch belastet und von sehr geringem Material hergestellt. Man hat das fehlerhafte Material verstärkt, indem man Beton in das Innere der Pfeiler gepumpt hat und durch andere Mittel, aber die exzentrische Belastung der Pfeiler

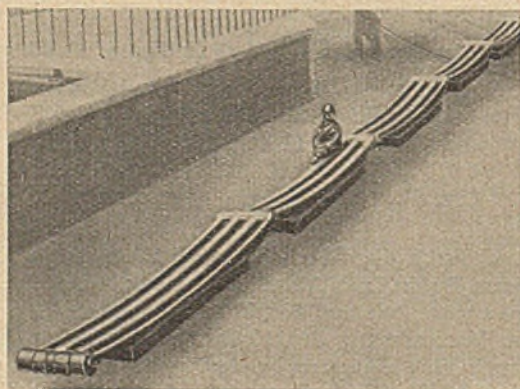


Abb. 1. Stahlgürtel für die Kuppel der St.-Pauls-Kathedrale.

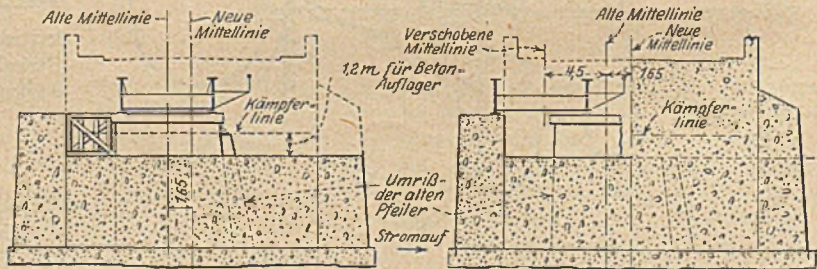
genügt, jede weitere Zunahme im Durchmesser des Mauerringes zu verhindern. Die physikalischen Eigenschaften des Stahles sind: 31,6—35 kg/mm<sup>2</sup> Zerreißfestigkeit mit einer geprüften Fließgrenze von nicht unter 21,0 kg/mm<sup>2</sup>, der Querschnitt der Kettenglieder beträgt 212 cm<sup>2</sup>.

Zur Erleichterung der Montage ist der Gürtel nach Art einer Fahrradkette konstruiert mit Gliedern und Bolzen, Abb. Insgesamt besteht die Kette aus 30 Gliedern, von denen 15 Glieder aus je 4 Lamellen, je 2 von 85,7 x 85,7 mm und von 42,86 x 85,7 mm Querschnitt bestehen und die übrigen 15 Glieder aus je 3 85,7 x 85,7 mm Lamellen. Alle Lamellen sind am Ende verdickt und für 92 mm Bolzen gebohrt. Der äußere Durchmesser des Mauerringes, um den die Kette gelegt wird, ist angenähert 42,7 m, die Gesamtlänge der Kette beträgt ungefähr 145 m und jedes Glied ist 4,85 m lang. Das Gesamtgewicht beträgt fast 30 t. Nachdem die Kette angebracht ist, wird sie nicht sichtbar sein, weil sie in Beton eingebettet wird.

The Iron and Coal Trades Review. 1928, S. 165. H. Illies.

Umbau einer Brücke mit Brückengeld während des Betriebes.

Die Straßenbrücke in der Marktstraße in Harrisburg (Pennsylvanien), die die beiden Arme des Susquehannaflusses mit je 16 Öffnungen von rd. 27 m Mittenabstand überschreitet und i. J. 1904 dem Verkehr übergeben worden ist, sollte von 5,5 m auf 12 m Fahrbahnbreite gebracht werden und statt eines 2,4 m breiten Fußweges zwei von je 1,8 m Breite erhalten. Zu diesem Zweck sollten die stählernen Überbauten des östlichen Flußarmes neben die Überbauten des westlichen Armes gebracht und der östliche Arm durch neue Betongewölbe mit Stirnverkleidung überspannt werden. Da auf der Brücke Brückengeld erhoben wird, sollte der Verkehr weder unterbrochen noch be-



unruhigt werden, und dies ergab folgende Reihenfolge der Arbeiten: Umbau der Pfeiler des östlichen Flußarmes, Verlängerung der Pfeiler des westlichen Flußarmes, Verschieben der Überbauten des östlichen Flußarmes aus dem Raum für die Hälfte der neuen Wölbbrücke, Errichtung der Hälfte der neuen Wölbbrücke, Umsetzen der stählernen Überbauten des östlichen Flußarmes nach dem westlichen, Fertigstellen der zweiten Hälfte der Wölbbrücke (s. Abb.). Die neuen Pfeiler im östlichen Flußarm umschließen vollständig die alten, während sie im westlichen nur die Verlängerung bilden; sie sind, bei der geringen Tieflage des Felsens von 1,5 bis 3 m unter Niedrigwasser, offen zwischen Spundwänden gegründet worden. Die stählernen Überbauten sind alle 16 gleichzeitig mittels Druckwasserwinden in Abschnitten von je 5 cm in fünf Tagen um die erforderlichen 4,5 m verschoben worden, wobei starke Bordschwellen und Seilgeländer jederzeit eine sichere Führung des Verkehrs gaben. Die stählernen Lehrgerüste mit Bohlen-

hat das Bestreben, sie aus der Vertikalen zu bringen, wodurch der Mauerring auseinanderght. Verstärkt wird dieses Bestreben durch Temperaturschwankungen, da der Mauerring sich bei heißem Wetter ausdehnt und keine Zugfestigkeit besitzt, sich in demselben Maße bei kaltem Wetter wieder zusammenziehen.

Um dem Verfall Einhalt zu tun, ist ein Gürtel aus rostfreiem Stahl angefertigt, der den Mauerring an einer Stelle unter der Flüster-Galerie umgeben soll, und der durch Keile eine Beanspruchung von angenähert 1000 t ausüben soll. Man erwartet, daß diese Spannung







## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

## Die Baukontrolle im Eisenbetonbau.

Über die Baukontrolle im Eisenbetonbau sprach im Rahmen eines am 21. Januar 1929 im „Ingenieurhaus“ — Berlin NW vom Reichsverband Industrieller Bauunternehmungen E. V. — Gruppe Berlin-Brandenburg veranstalteten und auch von Vertretern der Reichs-, Länder- und Kommunalverwaltungen zahlreich besuchten Vortragsabend, Herr Regierungs-Baumeister, Diplom-Ingenieur Bornemann vom Deutschen Beton-Verein Obercassel. Im Anschluß an diesen Vortrag selbst lief ein Film „Der Eisenbetonbau“, der als Lehrfilm hergestellt wurde, um die Entstehung, die Ausführung und die Anwendung der Eisenbetonbauweise zu veranschaulichen. In dem Vortrage über die Baukontrolle wurden die Hauptpunkte der von dem Deutschen Beton-Verein herausgegebenen vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau besprochen und näher erläutert.

Der Vortragende wies besonders auch darauf hin, daß nicht nur die Größe einer Bauausführung, sondern auch ihre Schwierigkeit für den Umfang der Baukontrollprüfungen bestimmend sei. Der verantwortungsbewußte Unternehmer müsse selbst bestimmen, welche Baukontrollprüfungen bei seinen verschiedenen Bauausführungen in Frage kommen. Die Baukontrolle sei daher mehr ein Mittel zur Selbstkontrolle der Bauunternehmungen und zur Selbsterziehung ihrer Organe als eine Angelegenheit baupolizeilichen Zwanges. Für die Poliere der Bauunternehmungen sei sie von besonderem Wert, denn diese seien bei Durchführung der Baukontrolle in die Lage versetzt, die Güte des Betons dauernd zahlenmäßig verfolgen zu können.

Im weiteren betont der Vortragende in diesem Zusammenhange mit ersten Worten auch, daß Baukontrollleitsätze und baupolizeiliche Bestimmungen dann wenig Wert haben, wenn bei der Vergabe von Eisenbetonbauten, wie es auch häufig leider jetzt noch der Fall ist, nur das billigste Angebot für die Vergabe entscheidet. Man werde mit der Forderung auf Hebung der Qualität nur dann Erfolge erzielen, wenn bei allen Bauherren endlich der Grundsatz beachtet wird, daß Qualitätsarbeit auch entsprechend bewertet und bezahlt werden muß und daß dementsprechend auch bei der Vergabe die Auswahl zu erfolgen hat.

Im einzelnen wurden die für die Baukontrolle hauptsächlichsten Prüfungen besprochen, und zwar zunächst die Abbindeprobe des Zementes, die darüber Gewißheit geben soll, daß kein schnellbindender Zement verwendet wird und ferner die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe (Kochprobe), die den Unternehmer vor der Verwendung von Treibern schützen soll. Es wurden dann fernerhin die Anforderungen durchgesprochen, die an die Zuschlagsstoffe und an ihre Zusammensetzung zu stellen sind und der zweckmäßigste Aufbau des Betons im einzelnen an Hand von Siebkurven erläutert.

Der Vortragende erörterte sodann die Prüfung des Betons, die entweder durch Würfel oder durch Probekörper geschehen kann. Diese Erhärtungsprobe ist von besonderer Bedeutung, wenn bei kühlem Wetter oder bei Frost gearbeitet wird. Zur Bestimmung des Wassergehaltes des Betons dienen die Setzprobe und die Ausbreitprobe, die gleichfalls im einzelnen beschrieben wurden.

Im Anschluß an die Besprechung der Prüfungsverfahren bei Durchführung der Baukontrolle wurden noch einige Beispiele gebracht und an Lichtbildern erläutert, um zu zeigen, wie die Baukontrolle bei verschiedenen Betonbauunternehmungen auch praktisch durchgeführt wird.

**Die Arbeitsmarktlage im Reich.** (Nach den Berichten der Landesarbeitsämter.) (Berichtswoche vom 21. bis 26. Januar 1929.) Die rückläufige Bewegung des Arbeitsmarktes setzte sich in der Berichtswoche zwar noch fort, doch hat sie sich gegenüber der Vorwoche (ausgenommen in Hessen und Südwestdeutschland) weiter verlangsamt. Ob sie immer noch überwiegend auf die winterliche Verschlechterung, wie die Mehrzahl der Landesarbeitsämter annimmt, zurückzuführen ist, oder mehr auf das Nachlassen der Konjunktur, wie besonders Rheinland mit seiner eigentümlichen Konjunkturrempfindlichkeit fürchtet, läßt sich gegenwärtig schwer übersehen. Jedenfalls ist der Arbeitsmarkt nicht mehr so einheitlich als bisher abwärts gerichtet; der saisonübliche Aufschwung der Verbrauchsgüterindustrien für den Frühjahrsbedarf hat zwar die Bezirke nicht alle und auch nicht gleichmäßig erfaßt, aber er war doch schon deutlich spürbar.

Aus einzelnen Berufsgruppen ist folgendes hervorzuheben:

In der Industrie der Steine und Erden stieg die Arbeitslosigkeit in den Saisonberufen weiter an; besonders die Zementindustrie nahm noch mehrfach Entlassungen vor. Doch machten sich ganz vereinzelt die ersten leichten Anzeichen eines Wiederbeginns der Arbeit bemerkbar.

Die Lage in der Metallwirtschaft war nach wie vor uneinheitlich, doch neigte sie anscheinend mehr als in der Vorwoche zu weiterer Abschwächung. Die Nachfrage beschränkte sich auf bestimmte Spezialkräfte. In Sachsen zeigte die Leipziger Metallindustrie eine leichte Aufnahmefähigkeit.

Im Baugewerbe nahm die Arbeitslosigkeit anscheinend immer noch zu, doch lag der Markt der offenen Stellen nicht mehr völlig

still; in Ostpreußen, Schlesien, Sachsen, Hessen, bezirksweise in Bayern wurden Facharbeiter für Innenarbeiten vermittelt; in der Nordmark, in Niedersachsen, Westfalen und im Rheinland belebte sich sofort der Markt, als für wenige Tage Tauwetter eintrat, doch brachte der erneute Witterungsumschlag auch sofort wieder einen Rückschlag auf dem Arbeitsmarkt.

Der Arbeitsmarkt im Baugewerbe verharrt auf dem winterlichen Tiefstand. Mit dem Fortdauern der ungünstigen Witterung halten auch die Neumeldungen Arbeitsuchender an, wenngleich in einem Umfange, der sich mehr und mehr verringert. Das hier und da eingetretene Tauwetter war regelmäßig von einem merklichen Abgang Arbeitsuchender begleitet, hatte aber durchweg nur kurzen Bestand.

Das Angebot in Mitteldeutschland stieg um 3000 und überschreitet damit den Höchststand des Vorjahres um 21 000, Pommern teilte mit, daß in der Vergleichszeit des Vorjahres bereits ein merklicher Rückgang der Arbeitsuchenden zu verzeichnen war. — Durch die geringen Vermittlungsmöglichkeiten für Innenarbeiten wird das große Arbeitsuchendenangebot nicht nennenswert beeinflusst.

Der Markt der ungelerten Arbeiter erfuhr eine gewisse kurzfristige Entlastung durch die Anforderung zur Schneeabseilung. Im Ganzen blieb die Lage sehr ungünstig.

## Rechtsprechung.

**Die Verlängerung des Boykotts verstößt gegen die guten Sitten, solange andere Möglichkeiten, insbesondere die Anrufung von Schiedsinstanzen, bestehen.** (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 21. März 1928 — RAG. 98/27.)

Die Arbeitnehmerorganisation K., der vierzehn bei der Metallfirma M. beschäftigte Maschinenschreiner angehörten, hatte gegen den Betrieb der Firma M. den Boykott verhängt, weil die Firma M. die vierzehn Maschinenschreiner, welche die von der Firma M. eingeführte Akkordarbeit abgelehnt und daher die Arbeit niedergelegt hatten, fristlos entlassen hatte. Es war zwar versucht worden, durch unmittelbare Verhandlungen mit der Firma M. die Sache gütlich beizulegen, jedoch erfolglos. Die in Betracht kommenden Schieds- und Schlichtungsinstanzen wurden nicht angerufen. Die Firma hat wegen dieses Boykotts das Arbeitsgericht durch Klage gegen die Arbeitnehmerorganisation K. angerufen.

Das Reichsarbeitsgericht hat als letzte Instanz nachstehende Grundsätze über die Zulässigkeit eines Boykotts aufgestellt: Trotz des Schädigungszweckes und des Schädigungserfolges duldet die Rechtsordnung den Boykott als Kampfmittel im wirtschaftlichen Interessenstreit, sofern er die von ihr gesteckten zivil- und strafrechtlichen Grenzen nicht überschreitet. Sie legt aber wegen der Schwere der wirtschaftlichen Nachteile für den vom Boykott Betroffenen jedem, der einen solchen verhängt, die sittliche Pflicht auf, sorgfältig abzuwägen, ob der gegebene Tatbestand auch wirklich zur Anwendung dieses letzten und schärfsten Kampfmittels zwingt oder ob das mit ihm erstrebte Ziel nicht auf andere oder einfachere Weise zu erreichen ist. Im vorliegenden Fall bestand die Möglichkeit, den Streit zwischen den Maschinenschreibern und der Firma M. über die Zulässigkeit der Einführung der Akkordarbeit durch eine Lohn- oder Kündigungseinspruchsklage vor dem Arbeitsgericht zum Austrag zu bringen, oder die tariflichen Schieds- oder Schlichtungsinstanzen anzurufen. Indem die Arbeitnehmerorganisation K. es unterließ, ihre Mitglieder zum Beschreiten eines dieser Wege anzuhalten und ohne weiteres zu der schweren Waffe des Boykotts zu greifen, hat sie die ihr obliegende Sorgfalts- und Prüfungspflicht erheblich und unentschuldig verletzt, die durch den Boykott verursachte Schädigung der Firma verstößt daher gegen die guten Sitten im Sinne von § 826 BGB.

Durch diese Entscheidung ist das Anwendungsgebiet des Boykotts außerordentlich eingengt, es wird nur als äußerstes Mittel bei Versagung aller anderen zugelassen. Steht der verfolgte Zweck zu der durch den Boykott hervorgerufenen wirtschaftlichen Schädigung in einem außergewöhnlichen Mißverhältnis, dann wird der Boykott schon deshalb gegen die guten Sitten verstoßen und auch selbst als äußerstes Mittel nicht mehr zulässig sein. (Entscheidung des Reichsarbeitsgerichts vom 31. Dezember 1927. RAG. 18/27. Auszug im Bauingenieur 1928, Heft 18.)

Wird eine Rechtsmittelschrift am Tage des Fristablaufs nach der letzten, bei Dienstscluß erfolgten Leerung des Briefkastens der Steuerbehörde in den Briefkasten geworfen, so gilt sie mit dem Wiederbeginn des Dienstes am nächsten Arbeitstage als eingegangen und ist daher verspätet. Wer mit der Absendung einer Rechtsmittelschrift grundlos bis zum Tage des Ablaufs der Rechtsmittelfrist wartet, handelt schuldhaft. Ihm kann Nachsicht wegen Versäumung der Rechtsmittelfrist nicht gewährt werden. (Urteil des Reichsfinanzhofs, VI. Senat, vom 27. Juni 1928. — VI A 580/28 S.)

F. hatte die Berufungsschrift gegen seine Gewerbesteuerveranlagung am 13. September 1927, dem Tage des Ablaufs der Berufungsfrist, nachmittags nach Dienstscluß in den Briefkasten des Finanzamts



eingeworfen. Die Berufung wurde als verspätet verworfen. Der Antrag auf Nachsicht wegen Versäumung der Berufungsfrist gemäß § 68 Reichsabg.-Ordnung wurde abgelehnt.

Der Reichsfinanzhof hat die von F. gegen die Ablehnung der Nachsicht eingelegte Beschwerde als unbegründet abgewiesen. F. hat Berufung durch Einreichung eines Schriftstückes eingelegt. Entscheidender Zeitpunkt für den Eingang des Schriftstückes ist dessen Eingang bei der zuständigen Behörde, der Augenblick, in dem die Behörde die Verfügungsgewalt, d. h. die Möglichkeit der Inbesitznahme, über das Schriftstück erhalten hat. Die Möglichkeit der Inbesitznahme bietet auch der zwecks schneller Abfertigung des Publikums angebrachte Briefkasten, aber nicht dauernd, sondern nur während des Dienstbetriebes. Ein Einwurf nach Dienstscluß ermöglicht die Inbesitznahme frühestens beim nächsten Wiederbeginn des Dienstbetriebes. Ist bei diesem Wiederbeginn, wie hier, die Rechtsmittelfrist bereits abgelaufen, so ist das Schriftstück verspätet eingegangen.

Ein Grund zur Gewährung von Nachsicht wegen entschuldbarer Fristversäumung gemäß § 68 Reichsabg.-Ordn. besteht hier nicht. Nach stehender Rechtsprechung des Reichsfinanzhofs liegt regelmäßig ein Verschulden vor, wenn mit der Einlegung eines Rechtsmittels bis zum letzten Tage der Frist gewartet und dabei die Frist versäumt wird. Im Einzelfalle können allerdings Tatsachen vorliegen welche die Fristversäumung entschuldigen können. Die allgemeine Redewendung des F., durch den Drang der Geschäfte sei es nicht möglich gewesen, die Berufungsschrift am Vormittag abzugeben, genügt nicht. Wer ein Gewerbe betreibt, kann eine Verzögerung in der Erledigung seiner persönlichen Angelegenheiten nicht damit rechtfertigen, daß der laufende Betrieb die rechtzeitige Erledigung verhindert habe; nur ganz außergewöhnliche unvorhergesehene Betriebsvorfälle, die aber offenbar bei F. nicht in Frage kommen, könnten unter Umständen solche Verzögerung entschuldigen.

Schließlich kann in der Behauptung des F., es dürfte nicht erforderlich sein, die Rechtsmittelschrift schon am Vormittag abzugeben, ein entschuldbarer Irrtum über den Ablauf der Rechtsmittelfrist nicht erblickt werden. Hatte F. in dieser Beziehung Zweifel, so kann er sich damit entschuldigen, daß er irrigerweise die ihm günstigere Auffassung für die richtige gehalten hat, wenn er es unterlassen hat, rechtzeitig geeignete Schritte zur Klärung seiner Zweifel zu unternehmen. Stets ist jedoch der Grundsatz zu beachten, daß, wer ohne stichhaltigen Grund die Einlegung des Rechtsmittels bis zum letzten Tage der Frist hinausschiebt, regelmäßig die Gefahr einer Verspätung des Rechtsmittels zu tragen hat.

Der Verkäufer hat gegen den Käufer keinen Anspruch auf Leistung eines Beitrags zu den Aufwendungen (Ausgleichsanspruch), wenn er das Aufwertungsrisiko unbeschränkt übernommen hat, oder wenn zur Zeit des Kaufabschlusses bereits mit einer Aufwertungsgesetzgebung zu rechnen war. (Urteil des Reichsgerichts, VI. Zivilsenat, am 1. Oktober 1928 — VI. 557/27.)

Durch notariellen Vertrag vom 12. Mai 1925 verkaufte R. an T. ein Hausgrundstück für M. 23 000. In § 5 des Kaufvertrages sicherte R. dem T. völlige Lastenfreiheit des Grundstückes zu. Alle eingetragenen Hypotheken waren seit dem 17. Januar 1923 gelöscht. Im Jahre 1925 und 1926 machten die früheren Hypothekengläubiger ihre Aufwertungsansprüche gegen T. geltend. T. verlangt nunmehr im Wege von R. auf Grund der Zusicherung der völligen Lastenfreiheit Befreiung von diesen Aufwertungsansprüchen.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen der Klage des T. stattgegeben. Der Befreiungsanspruch des T. ist durch die von R. gegebene Zusicherung der völligen Lastenfreiheit hinreichend gerechtfertigt. Es kann sich nur noch um die Frage handeln, ob T. dem R. zu

einem billigen Ausgleich nach Treu und Glauben verpflichtet ist. Da T. das von ihm für 23 000 M. erworbene Grundstück nach 1 1/2 Jahren für M. 55 000 weiterverkauft hat, so könnte es an und für sich geboten erscheinen, daß er als Käufer seinem Verkäufer R. im Sinne der Rechtsprechung des Reichsgerichts über den Ausgleichsanspruch des Verkäufers (Urteil des Reichsgerichts, V. Zivilsenat, vom 10. Febr. 1926 — V. 567/24 — Entsch. im Civils. 112. 329 ff. — und VI. Zivilsenat, vom 30. Januar 1928 — VI. 221/27 — Entsch. im Civils. 119. 133 ff. Auszug im Bauingenieur 1928, Heft 18), einen Beitrag zu den Aufwertungslasten leistet, sofern nicht besondere Umstände oder allgemeine Erwägungen dagegen sprechen. Letzteres ist aber hier der Fall. Denn einmal ist anerkannt, daß ein Ausgleichsanspruch zu versagen ist, wenn das Aufwertungsrisiko durch eine der Parteien, wie hier durch die vom Verkäufer R. gegebene Zusicherung der Lastenfreiheit, die noch im Dezember 1925 von R. anerkannt wurde, unbeschränkt übernommen ist. Dasselbe muß auch gelten, wenn der Kaufvertrag, wie hier, zu einer Zeit geschlossen war, als mit einer Aufwertungsgesetzgebung bereits zu rechnen war. Es genügt aber nicht, daß der Kauf gleich nach der Stabilisierung geschlossen ist. (Entscheidung des Reichsgerichts, IV. Zivilsenat, vom 3. Mai 1928 — IV. 456/27.)

Gibt der Arbeitnehmer dem Arbeitgeber Anlaß zur fristlosen Entlassung, so liegt keine „Auflösung des Arbeitsvertrages durch den Arbeiter“ im Sinne von § 134 Gew.-Ordn. vor. Der Arbeitgeber ist nicht zur Einbehaltung von rückständigem Lohn berechtigt. Auch ist die für den Fall des „Bruchs des Arbeitsverhältnisses durch den Arbeiter“ im Tarifvertrag vorgesehene Verwirkung des rückständigen Lohns nicht eingetreten. (Urteil des Reichsarbeitsgerichts vom 11. Juli 1928. RAG. 64/28.)

P. blieb im August 1927 drei Tage unentschuldigt der Arbeit in der Fabrik des G. fern. Als P. die Arbeit wieder aufnehmen wollte, wurde er von G. fristlos entlassen. Außerdem behielt G. den Lohn für die drei Arbeitstage ein und berief sich dafür auf die Bestimmung der Arbeitsordnung, wonach im Falle des rechtswidrigen Bruchs des Arbeitsverhältnisses durch den Arbeiter der rückständige Lohn bis zum Betrage des sechsfachen ortsüblichen Tagelohns zugunsten der Betriebskrankenkasse verwirkt ist. P. hat den rückständigen Lohn für die drei Tage gegen G. eingeklagt.

Das Reichsarbeitsgericht hält mit den Vorinstanzen den Lohnanspruch des T. für begründet. Die Bestimmung der Arbeitsordnung, auf die sich G. beruft, entspricht dem § 134 Gew.-Ordn., wonach der Unternehmer für den Fall der rechtswidrigen Auflösung des Arbeitsverhältnisses durch den Arbeiter die Verwirkung des rückständigen Lohns bis zum Betrag des durchschnittlichen Wochenlohns sich ausbedingen darf. Wohl hat P. sich zunächst eigenmächtig von der Arbeit ferngehalten, nachher sich aber wieder eingestellt und die Arbeit wieder aufnehmen wollen. Damit hat er allerdings dem G. den Entlassungsgrund des § 123, Ziff. 3, Reichsgew.-Ordn. (unbefugtes Verlassen der Arbeit) an die Hand gegeben. Es stand allerdings im Ermessen des G., ob er hiervon Gebrauch machen wollte. Dieser Fall kann aber dem Fall rechtswidriger Auflösung des Arbeitsverhältnisses durch den Arbeiter nicht gleichgestellt werden. § 134 Reichsgew.-Ordn. wie auch die hierauf beruhende Vorschrift der Arbeitsordnung knüpft die Verwirkung des rückständigen Lohnes an die rechtswidrige Auflösung (Bruch) des Arbeitsverhältnisses durch den Arbeiter. Wenn sie auch dem Schutz der Vertragstreue dient, so ist sie doch in ihrer Eigenschaft als soziale Schutzvorschrift und strafähnliche Vorschrift eng begrenzt und kann nicht auf den Fall ausgedehnt werden, daß der Arbeitnehmer durch sein Verhalten dem Arbeitgeber Anlaß zur sofortigen Kündigung gibt.

## PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 51 vom 29. Dezember 1928.

- Kl. 5 c, Gr. 9. O 16 666. Vereinigte Oberschlesische Hüttenwerke, Akt.-Ges., Gleiwitz, Kappschuh. 2. VIII. 27.  
Kl. 5 d, Gr. 14. J 27 500. Albert Ilberg, Moers-Hochstraß, Schlägelstraße 12. Vorrichtung zum Einbringen und Stopfen von Bergeversatz. 24. II. 26.  
Kl. 20 h, Gr. 5. N 28 855. Oskar Neuber, Dresden-A., Wettiner Str. 23/24. Durch Federkraft wirkende Abwerfvorrichtung für Hemmschuhe. 24. V. 28.  
Kl. 35 a, Gr. 9. W 75 678. Alfred Thiemann, Dortmund, Brandenburger Str. 13. Seilklemme für Förder- und Aufzugsseile. 12. IV. 27.  
Kl. 37 a, Gr. 2. L 68 331. Gustav Lichtenstein, Wien; Vertr.: Dr. Oskar Arendt, Pat.-Anw., Berlin W 50. Eisenbetonrippendecke mit zwischen zwei fertigen durchlochtem Eisenbetonschalen gestampften Rippen. 30. III. 27. Österreich 25. V. 26.  
Kl. 37 a, Gr. 6. H 110 147. Dipl.-Ing. Emil Hünnebeck, Hösel, Rhld. Freitagender, ebener oder gewölbter raumabschließender Bauteil; Zus. z. Pat. 440 761. 8. II. 27.

- Kl. 37 b, Gr. 5. K 103 332. Armin Korn, Berlin-Friedenau, Begasstraße 7. Aus einem Blechstreifen hergestellter Mauerdübel mit an einem eingerollten Schaft sitzender Schelle o. dgl. 7. III. 27.  
Kl. 37 f, Gr. 2. H 114 887. Siegfried Hansen, Hamburg 23, Marienthaler Str. 53. Futtersilo. 20. I. 28.  
Kl. 37 f, Gr. 8. K 103 665. Dr.-Ing. e. h. Otto Krell, Berlin-Dahlem, Cronberger Str. 26. Drehhalle für mehrere Luftschniffe. 1. IV. 27.  
Kl. 42 a, Gr. 15. H 112 047. Carl Hanslin, Düsseldorf-Oberkassel, Wildenbruchstr. 55. Verstellbares Kurvenlineal. 4. V. 27.  
Kl. 80 b, Gr. 1. B 126 676. Rudolf Born, Warstade. Verfahren zur Erzeugung eines Mörtelzuschlagstoffs. 30. VII. 26.  
Kl. 80 c, Gr. 7. St 40 461. Studiengesellschaft zur Bauxitverwertung G. m. b. H., Berlin NW 7, Unter den Linden 48/49. Verfahren zur Herstellung von Schmelzzement im Drehrohr-Ofen. 31. XII. 25.  
Kl. 81 e, Gr. 124. B 130 643. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin NW 87, Reuchlinstr. 10—17. Anlage zum Bekohlen von Schiffen o. dgl. mit unterhalb eines Waggonkippers verfahrenbaren Selbstentladewagen. 31. III. 27.



- Kl. 84 d, Gr. 4. F 63 884. O. Fröling G. m. b. H., Löwenwall 14, und Friedrich Ewig, Roonstr. 3, Braunschweig. Saugbagger mit am Saugrohrende um eine wagerechte Achse drehbar gelagertem Saugkopf. 10. VI. 27.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 52 vom 27. Dezember 1928.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 55 082. Richard Petersen, Oliva, Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Zweitrumige Seilhängebahn. 21. IV. 27.
- Kl. 20 a, Gr. 12. P 55 083. Richard Petersen, Oliva, Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilbahn; Zus. z. Pat. 435 740. 21. IV. 27.
- Kl. 20 g, Gr. 3. G 67 899. Grüter, Grage & Co., G. m. b. H., Soest i. W. Laufräderanordnung, insbes. bei unversenkten Schiebebühnen. 2. VIII. 26
- Kl. 20 h, Gr. 7. H 109 429. Dipl.-Ing. Hans Hübner, Buxtehude. Eisenbahnwagenschieber. 29. XII. 26.
- Kl. 37 a, Gr. 2. R 68 166. Max Runge, Harburg a. d. E., Homannstraße 3. Eisenbetonrippendecke mit in den Rippen verankerten Holzleisten zur Befestigung der Putzdecke. 12. VII. 26.
- Kl. 37 d, Gr. 36. St 41 971. Dipl.-Ing. Hermann Staubach, Kassel, Weinbergstr. 8. Eisenbetonzäun. 20. XII. 26.
- Kl. 42 c, Gr. 26. H 111 065. Hans Heimbeck, Duisburg-Meiderich, Borkhofer Str. 4. Wasserstandanzeiger, insbes. für Strandbäder u. dgl. 21. IV. 27.
- Kl. 80 b, Gr. 6. B 121 108. P. P. Budnikoff, Iwanowo-Woßnessensk, Rußland; Vertr.: Dipl.-Ing. E. Wesnigk, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung zementartiger Massen unter Benutzung von natürlichen oder künstlichen Anhydriten und Bisulfaten oder mit Schwefelsäure versetzten Sulfaten eines Alkalimetalls. 3. VIII. 25.
- Kl. 80 c, Gr. 14. P 57 749. Fa. G. Polysius, Dessau. Mit Blickrohr versehene Kühltrommel für Drehrohröfen zum Brennen von Zement, Kalk, Gips o. dgl. 11. V. 28.
- Kl. 81 e, Gr. 124. St 41 770. Wilhelm Steinhorst, Ehrensteinstr. 49, u. Dipl.-Ing. G. Willy Heinold, Eutritzscher Str. 11, Leipzig. Hängebahnschiebebühne mit längs des Zubringergleises verfahrbarer und durch Schleppungen an dieses ange-schlossener Bühnenbrücke. 9. X. 26.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Erläuterungen zu den vorläufigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für die Umgrenzung des lichten Raumes für Normalspurbahnen. (Auch gültig für Anschlußgleise.) Von Dr.-Ing. O. Kommerell, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt in Berlin. Mit 13 Textabbildungen. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geheftet RM. 1,60.

Die neuen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes sind Anfang vorigen Jahres eingeführt worden. Das Lichtraumprofil ist vergrößert. Auch bestimmt die neue Vorschrift, welcher Raum für die Stromzuführung auf Strecken mit elektrischem Betrieb freizuhalten ist. Außer für den sogenannten Regellufttraum sind eingehende Vorschriften erlassen für die Profilstaltung in Krümmungen.

Die neuen Vorschriften sind für jeden Eisenbahntechniker so wichtig, daß er sich unbedingt eingehend damit vertraut machen sollte. Die Herausgabe der vorliegenden Erläuterungen entspricht daher einem Bedürfnis. Dieser Kommentar verschafft Klarheit bei Anwendung der Vorschriften auf die mannigfach auftretenden Fälle.

W. Müller, Dresden.

Lehrbuch der Praktischen Physik. Von F. Kohlrausch. XV., stark vermehrte Auflage. (Bearbeitet von W. Botho, E. Broduhn, E. Giese, E. Grünsisen, L. Holborn †, K. Scheel und O. Schönrock.) Mit 395 Fig. i. Text. B. G. Teubner, Leipzig-Berlin 1928.

Das Buch bedarf wahrlich keiner Einführung. Wir dürfen uns darauf beschränken, den Verfassern zu danken, daß sie, wenn dadurch auch der Umfang des Werkes wachsen mußte, dafür gesorgt haben, das Buch völlig auf der Höhe zu halten, indem z. B. die Abschnitte über Wechselströme, Elektrische Schwingungen, Ionen und Elektronen, Röntgenstrahlen und Radioaktivität, aber auch einige Teile der Optik wesentliche Erweiterungen erfuhren.

Gravelius.

Kraftwerksbauten. Herausgegeben von der Siemens-Schuckertwerke-A.-G. V. D. I.-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7. (Bestellnummer 3295), Preis in Leinen gebunden RM. 5,—.

An eine geschichtliche Einleitung, als Vorwort, über die Errichtung von Großkraftwerken, schließt sich eine ganze Anzahl von Beispielen an, um die Entwicklung dieser Werke zu zeigen, die in den letzten Jahren von den Siemens-Schuckertwerken geplant und in die Tat umgesetzt worden sind.

Sowohl der Architekt als auch der Betriebsingenieur wird außerordentlich viel aus der erstklassigen Wiedergabe der Großkraftwerke

lernen können, und zwar sowohl, was ihre äußere Gestaltung und Formgebung und Gesamtanordnung als auch die Einrichtung der einzelnen Räume und ihre Ausnutzung anbelangt. Das Werk läßt wiederum einmal recht deutlich erkennen, wie hoch gerade die deutsche Technik zur Zeit im Bau von Großkraftwerken steht und wie sie hier vorbildlich gearbeitet hat.

Dr. M. Foerster.

Feststellungen über das Verhalten von Sikadichtungen gegenüber der Wirkung kalkarmer oder gipshaltiger Gebirgswässer in den Tunneln der Gotthardlinie der Schweiz. Bundesbahnen von Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Ros. Verlag von Julius Springer, Berlin 1928. Preis RM 1,20.

Feststellungen über das Verhalten von Sika-Verputzen gegenüber der Einwirkung von Kondenswasser in Heißwasserbehältern. Verlag von Julius Springer, Berlin. Preis RM 0,50.

Die in den vorliegenden beiden Veröffentlichungen gefundenen Ergebnisse der streng wissenschaftlichen Untersuchungen lassen sich bezüglich der Beobachtungen und Erfahrungen in den fünf Gotthardtunneln dahin zusammenfassen, daß sich die nunmehr seit zehn Jahren ausgeführten Dichtungen mit Portlandzement und Zusatz von Sika 3 : 4 in jeder Hinsicht bestens bewährt haben. Selbst unter sehr ungünstigen örtlichen Verhältnissen hat das Mauerwerk sich dicht und beständig erwiesen. Weder „kalkgrige“ Gebirgswässer der Granit- und Gneisformationen, noch ausgesprochene Gipswässer haben irgendwelche Schädigung hervorgerufen.

Ebenso günstig hat sich bei drei zur Untersuchung herangezogenen Kondenswasserbehältern ein Sikaputz „I“ durch zwölf Betriebsjahre hindurch gehalten. Die Wände waren nach dieser Zeit noch vollkommen dicht, rißfrei und hart. Die den Putz beanspruchenden Wasser waren frei von Chlor, Schwefelsäure und Ammoniak, zeigten nur geringe Mengen CO<sub>2</sub> und waren weich. Da gerade derartige Wasser wegen ihrer Kalkarmut gern Kalk aus dem Zementputz lösen, so ist die günstige Wirkung von Sika I hier besonders bemerkenswert und wertvoll.

Beide Veröffentlichungen werden bei der hohen Bedeutung, die ein wirklich widerstandsfähiger Putz gegen aggressive Wasser aller Art und unter den verschiedensten örtlichen Verhältnissen für das gesamte Bauschaffen beansprucht, allseitiger Beachtung sich erfreuen, namentlich die erstgenannte auch wegen der vorbildlichen Art der Versuchsdurchführung.

Dr. M. Foerster.

## MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

### Die Baukontrolle im Eisenbeton.

Am Montag, den 21. Januar 1929, veranstaltete der Reichsverband Industrieller Bauunternehmungen E. V. gemeinsam mit dem Deutschen Beton-Verein einen Vortragsabend im Ingenieurhaus Berlin. Die Mitglieder der D. G. f. B. waren zu diesem Abend eingeladen.

Herr Reg.-Baumeister a. D. Bornemann, Obercassel, vom Bezirksverein Rheinland-Westfalen des Deutschen Beton-Vereins, hielt einen Vortrag über: „Die Baukontrolle im Eisenbeton“. Anschließend wurde ein Film über „Eisenbetonbau“ vorgeführt.

Wir machen unsere Mitglieder auf den demnächst im redaktionellen Teil dieser Zeitschrift erscheinenden Bericht über den Vortragsabend aufmerksam.

### Mitgliedbeitrag 1929.

Der diesjährige Mitgliedbeitrag für die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen ist seit Januar 1929 fällig. Wir bitten unsere Mitglieder um baldige Überweisung auf unser Postscheckkonto Berlin Nr. 100329. Der Beitrag beträgt RM 10, für Mitglieder, die gleichzeitig dem VdI angehören RM 7,50 und für Junioren (Studierende) RM 4,—.