

DIE BAUTECHNIK

7. Jahrgang

BERLIN, 12. April 1929

Heft 16

Die erste Eisenbahnbrücke aus Siliziumstahl der schweizerischen Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. A. Bühler, Sektionschef für Brückenbau, S. B. B., Bern.

1. Einleitung.

Am 18. November 1928 ist die neue, aus Siliziumstahl hergestellte Aarebrücke bei Brügg der Linie Bern—Biel dem Betriebe übergeben worden.

Nachdem in der Frage der Anwendung des Siliziumstahles für Brückenbauten eine Stockung eingetreten ist, dürfte es auch einen weiteren Kreis von Brückeningenieurern interessieren, welche Erfahrungen mit dem Sonderstahl bei diesem Bauwerk gemacht worden sind. Der Vollständigkeit halber seien einige kurze geschichtliche Angaben vorausgeschickt.

treter jener Zeiten, in denen eine äußerst leichte Ausbildung der eisernen Brücken, in Verbindung mit knappen Belastungsannahmen, zu Bauten führten, an denen später niemand Freude hatte. Schon in den Jahren 1895/96 mußte diese eiserne Brücke verstärkt werden, ohne daß man zu einem befriedigenden Ergebnis gelangte. Im Jahre 1901 brach ein Längsträgeranschluß. Spannungsmessungen ergaben ferner, daß die unsymmetrischen Stabquerschnitte und ihre exzentrischen Anschlüsse zu hohen Nebenspannungen Anlaß gaben, so daß sich in den abstehenden Kanten der Druckstreben Zugspannungen und in den äußersten Fasern der Zugstreben Druckspannungen zeigten. Im Jahre 1926 wurden bei mehreren Längsträgeranschlüssen erneut Risse festgestellt, wenn auch nicht in so schwerer Form wie im Jahre 1901.

Dieses Vorkommnis, in Verbindung mit dem ungünstigen Ausfall der Nachrechnung der Überbauten, sowie der Einführung der elektrischen Zugförderung auf der Linie Bern—Biel, zeitigte den Entschluß, die schweißeisernen Überbauten zu ersetzen. Mitbestimmend waren hierbei, daß die Verstärkung der Quer- und Längsträger mangelhaft war, daß die Materialstärken zum Teil nur 8 mm betragen und daß die Güte des Schweißeisens zu Zweifeln Anlaß gab. Endlich genügte weder die Brückenbreite den neuzeitlichen Anforderungen, noch die lichte Höhe für den elektrischen Betrieb.

Der alte Überbau hat eine große Ähnlichkeit mit der neuen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel¹⁾; er war als Parallelträger mit gekreuzten Streben ausgebildet. Pfosten waren nur über den Auflagern vorhanden. Im vorliegenden Falle war dieser Umstand der Zusatzspannungen wegen als ungünstig zu betrachten. Rhombenfachwerke dieser Art sind nur für schwere und weitgespannte Brücken zulässig (Abb. 1).

Der Unterbau der Brücke durfte noch als gut und tragfähig angesehen werden. Der Pfeiler wurde mit Druckluft gegründet; die beiden Widerlager stehen auf Pfahlrosten.

Für den neuen, eisernen Überbau haben wir unter verschiedenen Lösungen einem durchlaufenden Tragwerk mit Stützweiten von je 55 m den Vorzug gegeben, wobei der Obergurt über dem Pfeiler etwas in die Höhe gezogen ist. Wir erzielten damit ein gutes Aussehen und eine wirtschaftliche Anordnung. Im übrigen wurde das Tragwerk einfach und kräftig ausgebildet. Das feste Lager mußte auf einem der beiden Widerlager angeordnet werden, da der Pfeiler wohl den lotrechten Drücken,



Abb. 1. Alte Aarebrücke bei Brügg.

Die genannte Brücke ist in den Jahren 1871/72 anlässlich der Ausführung der Juragewässerkorrektur hergestellt worden, und zwar durch die seither eingegangene Firma Ott & Cie. Die ursprüngliche Brücke über den „alten Zihlkanal“, als dem Abfluß des Neuenburger und Bieler Sees, lag unmittelbar gegen die Station Brügg zu; ihr rechtsufriges Widerlager

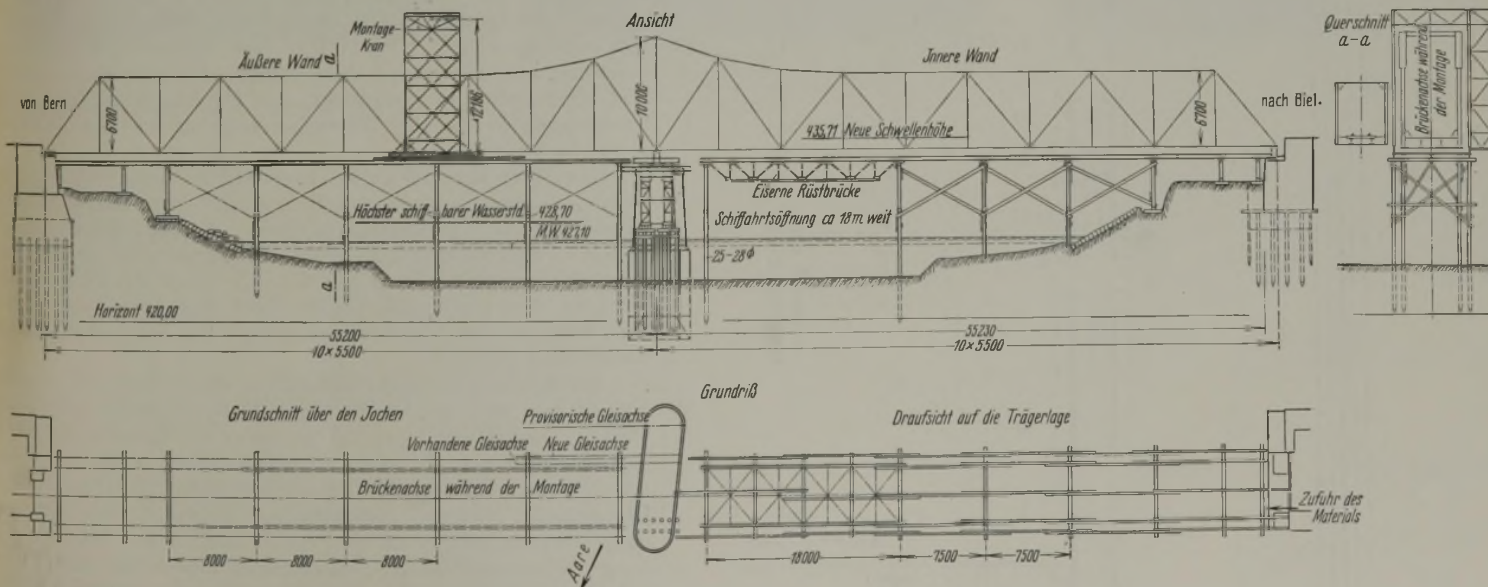


Abb. 2. Trägerschema und Aufstellungsgerüst für die neuen Überbauten aus St Si.

wurde zum linksufrigen Widerlager der jetzigen Brücke. Die alte verschwundene Brücke hatte zwei Öffnungen zu 30 m; sie bestand nur etwa zehn Jahre lang, vom Jahre 1860 bis zum Jahre 1871.

Die gegenwärtige Brücke dagegen hat zwei Öffnungen zu je ungefähr 52,5 m Lichtweite. Die alten Überbauten waren leicht und typische Ver-

nicht aber den großen Bremsschüben gewachsen wäre. Widerlager- und Pfeilerbekrönungen sind zur Aufnahme der neuen Brücke in Eisenbeton umgebaut worden.

¹⁾ „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46, S. 662.

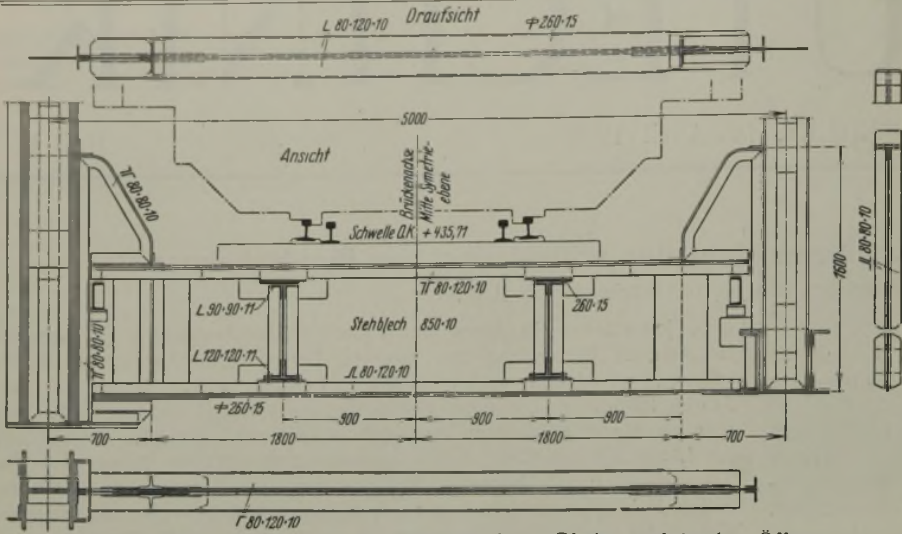
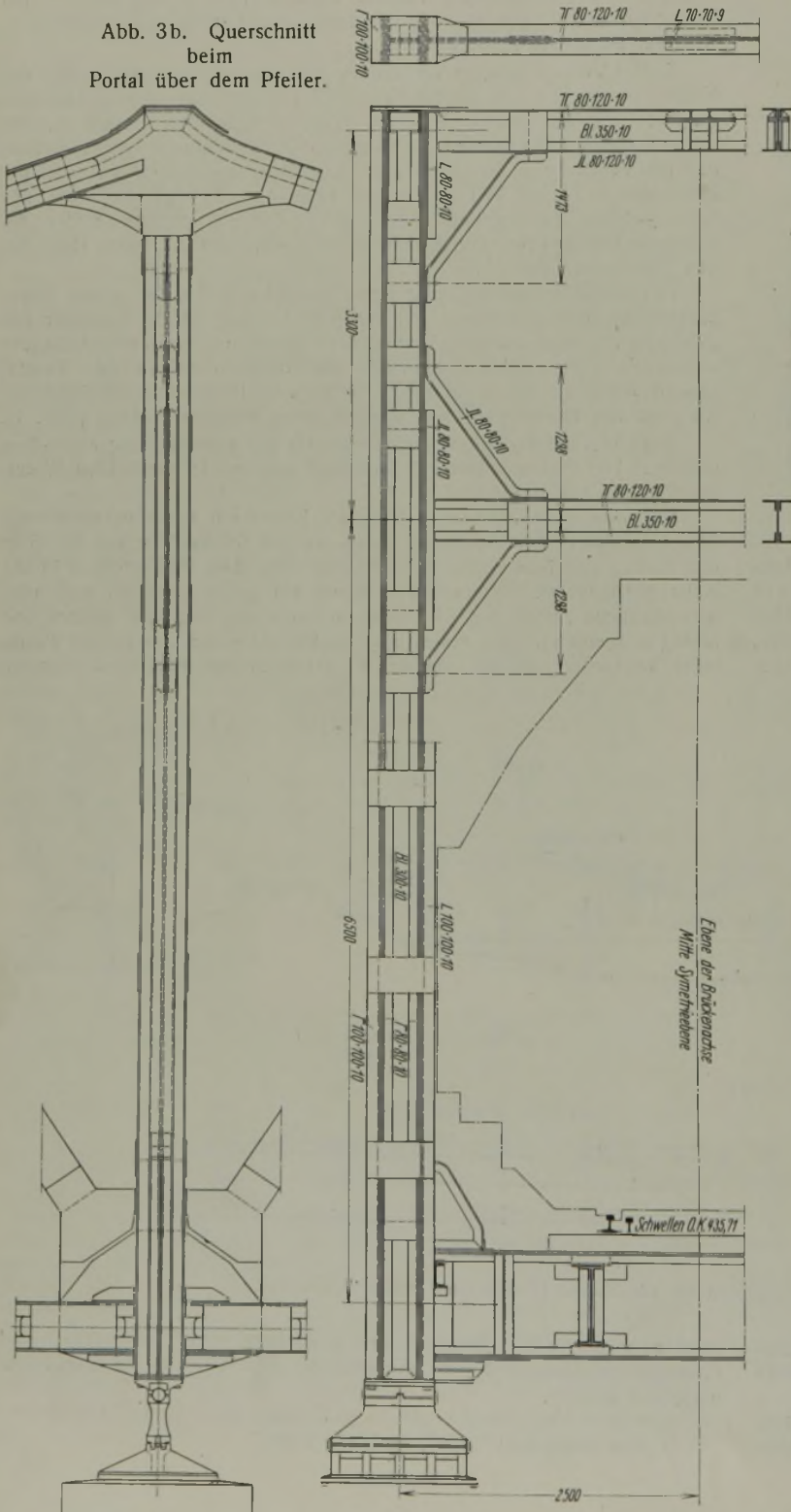


Abb. 3a. Querschnitt durch die Fahrbahn beim Pfeiler und in den Öffnungen.

Abb. 3b. Querschnitt beim Portal über dem Pfeiler.



2. Bauausschreibung und Vergebung der Arbeiten.

Die Ausschreibung des eisernen Überbaues fand statt im April 1927 auf Grund eines Vorentwurfes der Bahnverwaltung. Dieser sah die Verwendung von Flußeisen, Normalgüte (St 37) vor. Das Gewicht war zu rd. 400 t St 37 und 10 t Stahlguß für die Auflager berechnet. In der Ausschreibung war den Angebotstellern freigestellt, auch ein hochwertiges Material, und zwar Siliziumstahl anzubieten, in der Annahme, daß St 48 vorderhand nicht mehr in Frage kommen könne.

Angebote auf eine Ausführung aus Siliziumstahl, im Gewichte von rd. 300 t, gingen auch ein, und zwar ergaben sich zugunsten dieses Stahles Preisunterschiede von 16 500 Fr. bis 24 500 Fr., im Mittel etwa 10%, bezogen auf die Angebotssumme für eine Brücke aus St 37, bei einer Gewichtsverminderung von 25%. Der Preisunterschied war demnach viel geringer, als in der Literatur angegeben wurde, er war indessen doch groß genug, um einen Versuch mit dem neuen Material wagen zu können.

Der Entschluß zu diesem Versuch war allerdings schon zuvor gut vorbereitet worden. Einerseits lauteten die in Deutschland eingezogenen Erkundigungen bei Behörden und Stahlwerken durchaus günstig; andererseits hatten wir bereits zuvor durch Proben in der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich die besondere Güte des Siliziumstahles nachprüfen lassen. Hierauf kommen wir noch zurück.

Auf Grund dieser Vorprüfungen wurde die Anfertigung, Aufstellung und Einschlebung der neuen Brücke der Firma „Eisenkonstruktionswerkstätten C. Wolf & Cie.“ in Nidau (bei Biel)²⁾ übertragen, die auch im Einvernehmen mit der Bahnverwaltung die statische Berechnung und die konstruktive Durchbildung für die Anwendung des neuen Baustahles zu besorgen hatte.

3. Bauliche Einzelheiten.

Die neuen Überbauten aus Siliziumstahl bestehen aus zwei Hauptträgern mit 5 m Achsabstand. Trägerhöhe und Strebenführung usw. sind aus Abb. 2 zu ersehen. Sämtliche Stabquerschnitte sind steif ausgebildet. Abgesehen von den Knotenblechen wurden nur Flach- und Winkelisen zum Aufbau der Stäbe verwendet. Die Druckglieder der Streben und Untergurte bestehen aus zwei Hälften, die bei den Druckteilen reichlich vergittert wurden.

Die Fahrbahn hat durchgehende Längsträger; die Verlaschung geschah durch die Querträger hindurch. Die Nieten sind in der überaus kräftigen oberen Lamelle versenkt, um die Schwellen gut lagern zu können. Die Querträger sind mit kräftigen Eckblechen in die vollwandigen Pfosten der Hauptträger eingebunden. Die oberen und unteren Windverbände liegen in den Gurtenebenen. Die Bremsverbände wurden in den Viertelpunkten jeder Öffnung angeordnet. Die Portale sind einfach und mit vollwandigen, biegungsfesten Stäben versteift. Die beweglichen Lager sind als Stelzenlager ausgebildet; das feste Lager ist durch eine Verankerung in das eine Widerlager eingebunden (Abb. 3a u. 3b sowie 4a bis 4d).

Es erübrigt sich, auf weitere Einzelheiten einzugehen, da diese in den Zeichnungen genügend klar dargestellt sind. Hervorzuheben ist nur, daß zur Verbesserung der Quer- und Längsträgeranschlüsse einzelne Futter elektrisch an andere Teile geschweißt wurden, um vermehrtes Stoßmaterial zu erhalten. Die Stöße der 24 m langen Schienen sind geschweißt worden; über dem beweglichen Endlager erhielten sie einen Schienenauszug. Der Belag ist aus Eisenbetonbohlen gebildet.

Bei der konstruktiven Durchbildung dieser Brücke in Si-Stahl fiel es auf, daß die erforderlichen Stabquerschnitte sehr klein wurden, mancherorts sogar kleiner, als es mit Rücksicht auf steife Querschnitte erwünscht ist. Aus diesem Grunde wurde daher der untere Windverband aus gewöhnlichem Flußstahl (St 37) hergestellt. Die gesamte Nietung, abgesehen von derjenigen der Fußwege und Geländer, besteht dagegen aus Si-Stahlnieten. Da trotz der hohen Belastungsannahmen, bestehend aus einem Zuge von 11 t/m, mit Achsdrücken von 25 t, sich geringe Stabquerschnitte ergaben, darf gesagt werden, daß die nutzbringende Anwendung von

²⁾ Die Leitung liegt in den Händen der Dipl.-Ingenieure J. Béguin und Tr. Bohnenblust, denen der Verfasser hauptsächlich die in den Abschnitten 4 und 5 gemachten Angaben verdankt und die sich durch die genaue Durchführung der Plan- und Bauarbeiten ein Verdienst erworben haben.

Si-Stahl — sofern er ein Sondererzeugnis mit hohen Preisaufschlägen bliebe — erst bei Stützweiten von über 50 m, und zwar bei schweren Bahnbrücken, gewinnbringend wird. Bei leichten Bauten bringt seine Verwendung in wirtschaftlicher Hinsicht keinen erheblichen Erfolg.

4. Werkstatterfahrungen.

Es hat sich gezeigt, daß die Werkstatterbeit bei Siliziumstahl sozusagen gleich ist wie bei gewöhnlichem Flußstahl. Die Brücke weist eine gesamte Bohrlänge von 2439 m auf, verteilt auf 85080 Niet- und Schraubenlöcher, zu deren Erbohrung nur vier Bohrer³⁾ verbraucht worden sind. Wahrlich ein Werkzeugverbrauch, der praktisch nicht in Betracht fällt. Aber auch das Schneiden mit der Kaltsäge und mit der Schere, sowie das Biegen, boten keine Schwierigkeit. Der Kraftbedarf für Werkstattmaschinen war nicht wesentlich höher, so daß er einen wesentlichen Einfluß auf die Preisgestaltung nicht haben kann. Diese Verhältnisse haben andere auch schon mehr oder weniger bestätigt. Dasselbe zeigte sich auch bei der

Überhöhung gegeben und auch erreicht werden konnte. Diese Arbeit, die nur wenige Anreißer zu Stande bringen, war so genau, daß nur in wenigen Fällen ein Aufreiben nötig wurde. Si-Niete konnten 59 266 Stück geschlagen werden, dazu kommen 932 Stück flußstählerne Niete (St 37).

Die Ränder der Bleche und Enden der Winkel und Breitflacheisen erwiesen sich als glashart; sie sollten auf 2 bis 2,5 cm Länge abgeschnitten, d. h. um diese Länge größer bestellt werden.

5. Montageerfahrungen.

Auch bei der Montierung zeigten sich keine Schwierigkeiten. Die Nietung erforderte allerdings Aufsicht und große Sorgfalt. Bei jedem Regen mußte das Nietens eingestellt werden, weil die Niete sich rasch abkühlten. Nur in hellrotem Zustande und bei raschem Schlagen der Schließköpfe ließ sich das Nietens ohne Schwierigkeit durchführen. In der Werkstätte sind diese Voraussetzungen natürlich besser erfüllt. Es waren 22 378 Stück Niete zu schlagen, wobei eine Nietgruppe rd. 200 Niete am Tag schlug.



Abb. 4a. Ansicht der alten und neuen Brücke. Endportale.



Abb. 4b. Innenansicht der neuen Brücke beim Endportal.



Abb. 4c. Ansicht des Portales der neuen Brücke beim Mittelpfeiler.



Abb. 4d. Seitenansicht der Hauptträger der neuen Brücke.

Bearbeitung der Probestäbe (Nietverbindungen und Knickstäbe) in der Werkstätte S. B. B. Olten.

Selbst das Nietens in der Werkstätte machte keine Schwierigkeiten. Nur das Entfernen schlecht geschlagener Niete war oft langwierig (70 bis 80 Schläge), ohne daß aber das Material Schaden gelitten hätte oder die Löcher oval geworden wären. Siliziumstahlniete in St 37 ließen sich wohl kaum ohne Beschädigung der Löcher entfernen.

Die vielfach behaupteten hohen Gestehungskosten der Anarbeitung des Si-Stahles sind daher wohl übertrieben. Oft ist dies auch damit begründet worden, daß ja dieselbe Arbeit wie für eine viel schwerere, flußeiserner Brücke geleistet werden müsse. Dabei vergessen jene, die dies sagen, daß die Werkstattkosten sich zu mehr als der Hälfte aus Handierungs- und Transportkosten zusammensetzen, die doch bei Verwendung von Si-Stahl sich bedeutend vermindern müssen. Leider wird im Eisen- wie im Tiefbau, zur Irreführung anderer, viel gefabelt.

Die in der Werkstatt aufgewendete Arbeitszeit betrug 33 380 Stunden. Alle Löcher wurden voll gebohrt; dadurch wurde erreicht, daß den Hauptträgern mit Leichtigkeit, ohne jeden Zwang, die vorgeschriebene

Die Montierung der Brücke erforderte 22 030 Stunden (Zusammenstellen und Nietens), während die Rüstung 6600 Stunden in Anspruch nahm.

Die Rüstung enthielt 52 gerammte Pfähle mit 39,5 m³ Holz; dazu kamen 67,8 m³ Rüstholzer, Trägerlage 38,7 t, Rüstbrücke für Schifffahrtöffnung 9,5 t und eiserne Stützen beim Mittelpfeiler 4,2 t. Nach Fertigstellung der Si-Stahlbrücke wurde diese eingeschoben.

6. Beanspruchungen und Belastungen.

Die konstruktive Ausbildung der Brücke geschah nach folgenden zulässigen Spannungen:

a) Zug, Druck, Biegung: $\sigma_{zul} = 1,350 \pm 0,250 \frac{A}{B}$.

A und B sind dabei die kleinsten und die größten Kräfte aus Eigengewicht und zufälliger Last.

b) Knickung: $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{zul} = 1,500 - 0,009 \cdot \frac{l_k}{i} \text{ für } \frac{l_k}{i} \text{ von } 10 \text{ bis } 90 \\ \sigma_{zul} = 5500 \left(\frac{i}{l_k} \right)^2 \text{ für } \frac{l_k}{i} > 90 \end{array} \right.$

c) Scheren: $\left\{ \begin{array}{l} \tau_{S zul} = 0,75 \sigma_{zul} \text{ (von a)} \\ \tau_{St zul} = 2,00 \sigma_{zul} \text{ (von a)} \end{array} \right.$

Die Berechnung wurde im übrigen nach der heute noch geltenden eidg. Verordnung vom Jahre 1913, die Stoßzuschläge nur bis zu einer Spannweite von 15 m kennt, nach der Formel $2(15 - l) \%$ durchgeführt

³⁾ Marke Günther, Titex spezial. In einem Falle betrug bei 409 m Bohrlänge (34 475 Loch von 1 cm, 336 Loch von 1,5 cm, 2984 Loch von 2 cm) 20 mm Lochweite, 19 m/min Schnittgeschwindigkeit und 0,2 mm Vorschub, der Abschleiß nur 5,5 cm bei 15 cm Spirallänge; der Bohrer würde also für weitere 600 m Bohrlänge ausreichen.

(l = Stützweite oder Einflußlänge in Metern). Im übrigen wurde sehr vorsichtig bemessen, besonders was die Fahrbahn anbetrifft. Die Stehbleche der Längsträger haben 12 mm Stärke, auch liegen die wirklichen Spannungen durchweg noch etwas unter den zulässigen. Sie betragen bei den Längsträgern nur 1,2 t/cm², bei den Querträgern 1,34 t/cm² und in den Hauptträgern 1,4 t/cm². Beim Scheren wurde der Koeffizient von 0,8 auf 0,75 herabgesetzt, um die Verbindungen stärker zu bekommen.

7. Materiallieferung und Materialversuche.

Zunächst ist hervorzuheben, daß das Material ohne jede Verzögerung und rechtzeitig geliefert wurde:

- a) von de Wendel & Cie.: 34,2 t Bleche,
- b) von der Burbacher Hütte: 108 t Winkel- und 114,1 t Breitflacheisen,
- c) von Fried. Krupp, Rheinhausen, und Bölling & Kummerhoff, Neuß: 14,3 t Si-Stahl-Niete,
- d) von de Wendel & Cie.: 47,4 t St 37,
- e) von Fischer & Cie., Schaffhausen: 6,3 t Elektrostahlguß.

Die Abnahme ging glatt vonstatten. Für die Lieferung aus Si-Stahl, der durch Farbstreifen und Körner bezeichnet wurde, kamen nur 15 verschiedene Profile und eine Blechsorte von sechs Breiten von 85 bis 160 cm in Frage — gegen hundert —, die bei einer anderen ausländischen, rund 400 t schweren Brücke vorgesehen worden waren. Kleine Knotenbleche usw. wurden aus größeren Blechen geschnitten. Die möglichste Verminderung verschiedenartiger Profile ist daher für den Erfolg des Materialbezuges entscheidend. In dieser Beziehung ist der Unternehmung ebenfalls ein Meisterstück gelungen.

Die Si-Stahl-Analyse der Hüttenwerke lautete auf

$$C = 0,1 \div 0,2 \%, \quad Mn = 0,8 \div 1,1 \%, \quad Si = 0,7 \div 1,2 \%, \\ S = 0,03 \div 0,04 \%, \quad P = 0,03 \div 0,08 \%$$

Eine Kontrollanalyse ergab:

$$C = 0,18 \%, \quad Mn = 1,1 \%, \quad Si = 1,0 \%, \quad S = 0,04 \%, \quad \text{und} \quad P = 0,06 \%$$

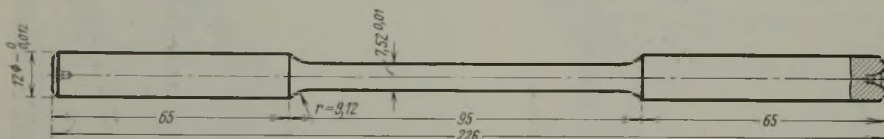


Abb. 5a. Probostab für die Dauerbiegemaschine der C. Schenk-Fabrik.

Bei den Blechen ergaben sich für elf Quer- und Längsproben: Streckgrenze 3,7 bis 3,8 t/cm² und Festigkeit 5,1 bis 5,35 t/cm². Die Dehnung betrug 23,5 bis 25%, der Gütebeiwert 1,23 bis 1,34 t/cm² (Dehnung mal Festigkeit).

Die Winkel- und Flacheisen zeigten folgende Werte bei 32 Proben: Streckgrenze 3,62 bis 4,48 t/cm², Festigkeit 5,32 bis 6,02 t/cm², Dehnung 18 bis 28% und Gütebeiwert 1,0 bis 1,56. Bei einem Breitflacheisen versagte eine einzige Querprobe.

Das Nieteisen ergab folgende Werte: Streckgrenze 4,0 bis 4,2 t/cm², Festigkeit 5,6 bis 6,0 t/cm², Dehnung 25 bis 28% und Gütebeiwert 1,49 bis 1,60.

Härte- und Kaltbiegeproben ergaben ein befriedigendes Verhalten.

In der eidg. Materialprüfungsanstalt in Zürich wurden verschiedene Kontrollproben ausgeführt, um die Materialeigenschaften noch etwas genauer zu erforschen, als es in einem Hüttenlaboratorium möglich ist.

Es ergab sich für

	Bleche	Winkel- und Flacheisen	Probe Nr. 24 (P = 0,12%)
Elastizitätsmaß	2000 t/cm ²	1975 ÷ 2045 t/cm ²	2015 t/cm ²
Proportionalitätsgrenze	2,82 "	2,87 ÷ 3,75 "	2,15 "
Streckgrenze	3,72 "	3,97 ÷ 4,23 "	3,73 "
Zugfestigkeit	5,44 "	5,39 ÷ 5,90 "	6,05 "
Kontraktion	56 %	52 ÷ 59 %	56 %
Dehnung	25 %	23,5 ÷ 26 %	24,2 %
Gütwert	1,4	1,3 ÷ 1,43	1,46

Die Ergebnisse zeichnen sich durch eine vorzügliche Gleichmäßigkeit aus. Eine Ausnahme macht indessen die Proportionalitätsgrenze, die in weiteren Grenzen schwankt, worauf besonders aufmerksam gemacht sein möge. Auffällig war dies besonders bei der Probe Nr. 24 mit hohem Phosphorgehalt, wo diese Grenze außerordentlich tief abfällt. Diese Probe bestand auch die Härtebiegeprobe schlecht, gut indessen die Kaltbiegeprobe. Auch eine Charge für die Bleche wies einen sehr hohen Phosphorgehalt (0,126%) auf, ohne daß in den üblichen mechanischen Proben ein unregelmäßiges Verhalten zum Vorschein gekommen wäre. Da unseren Lieferungsbedingungen die Festsetzungen der Deutschen Reichsbahn zugrunde lagen,

die die chemischen Proben nicht kennt, konnten wir diese Charge nicht zurückweisen. Ob eine solche Zurückweisung des Phosphorgehaltes wegen berechtigt wäre, ist allerdings noch nicht klar, wenn auch die eingehende statische Prüfung dies als angezeigt erscheinen ließe.

Wir haben nämlich bei der G. m. b. H. Carl Schenk in Darmstadt noch 12 Dauerproben, und zwar 8 mit Si-Stahl und 4 mit St 37 durchführen lassen, die zu folgenden Ergebnissen führten:

Die Dauerfestigkeit betrug auf der Dauerbiegemaschine (B) mit 3000 Lastwechseln in 1 min, bzw. der Dauer-Zug-Druckmaschine (D-Z) mit 30 000 Lastwechseln in 1 min.

Material	Si-Stahl kg/mm ²	St 37	Ma-sch-ne	Ab-mi-nde-rung
Si-Stahl aus Blech mit hohem P-Gehalt von de Wendel	Stab Nr. 1. längs unverletzt	40	—	(D-Z) } 32%
	2. quer verletzt	27	—	(D-Z) }
	3. längs unverletzt	38	—	(B) } 37%
	4. quer verletzt	24	—	(B) }
Si-Stahl aus Breitflacheisen mit normalem P-Gehalt von Burbach	Stab Nr. 5. längs unverletzt	35	—	(D-Z) } 34%
	6. quer verletzt	23	—	(D-Z) }
	7. quer unverletzt	34	—	(B) } 41%
	8. längs verletzt	20	—	(B) }
St 37 normales Blech	Stab Nr. 9. quer unverletzt	—	23	(D-Z) } 17%
	10. längs verletzt	—	19	(D-Z) }
	11. quer unverletzt	—	22	(B) } 0%
	12. längs unverletzt	—	22	(B) }

Merkwürdigerweise verhielt sich also der Si-Stahl mit hohem Phosphorgehalt in unverletztem Zustande besser als derjenige mit niedrigem Phosphorgehalt. Die Verletzung der Probestäbe, die der Verletzung der Stäbe

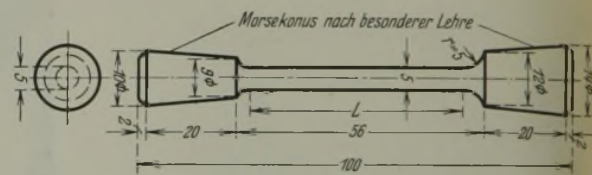


Abb. 5b. Probostab für die Dauer-Zug-Druckmaschine der C. Schenk-Fabrik.

bei der Bearbeitung nahe kommen will, besteht darin, daß sie in Abständen von 1 cm mit 1/10 mm tiefen Ritzen versehen werden (Abb. 5a u. 5b). Die Oberflächen der Stäbe werden im übrigen poliert, um möglichst gleichmäßige Ergebnisse zu bekommen. Es würde sich aber m. E. doch empfehlen, den Gehalt P + S auf 0,1% oder höchstens 0,12% zu begrenzen.

Da St 48 bei verletzter Oberfläche eine Dauerfestigkeit von 24 bis 25 kg/mm² besitzt, so wäre ihm der Si-Stahl in diesem Zustande nicht überlegen, eine Erscheinung, die zur Vorsicht mahnt, da die im Brückenbau verwendeten Stäbe jedenfalls als Stäbe mit verletzter Oberfläche angesehen werden müssen.

Schließlich ist zweier weiterer Versuchsgruppen zu gedenken, die zur Ergründung der Eigenschaften des Si-Stahles unternommen worden sind, nämlich einer Anzahl Versuche mit Nietverbindungen, sowie mit auf Knicken beanspruchter Stäbe.

Was die Versuche mit Nietverbindungen anbelangt, so sind die wesentlichsten Ergebnisse in Abb. 6 enthalten, woraus hervorgeht, daß die Nietverbindungen aus Si-Stahl denjenigen aus St 37 tatsächlich überlegen sind. Über diese Fragen wird im Bericht zum Brückenbaukongreß in Wien (1928) ein Diskussionsbeitrag erscheinen. Es sei nur hervorgehoben, daß folgende Werte angenommen werden können:

	St 37 kg/cm ²	Si-St kg/cm ²
Reibungswiderstand	400 ÷ 700	400 ÷ 700
Mittlerer Bereich mit kleinen bleibenden Formänderungen (Arbeitsbereich bei Bauten)	500 ÷ 1500	500 ÷ 2500
Fließbereich, allgemeine Auflockerung	1800	2500 ÷ 2800
Bruch	3300	4600

Da der Reibungswiderstand beider Nietstähle dieselben Werte ergibt, so empfiehlt es sich, um keine zu großen bleibenden Formänderungen zu bekommen, die Nietbeanspruchung vorsichtig zu wählen.

Durch die Knickversuche wurde das Gesetz, nach dem dieses Material ausknickt, gut gefunden (Abb. 7). Diese Versuche sind mit Stäben, die einen Schlankheitsgrad von 1/1 von 20 bis 166 hatten, ausgeführt worden.

Die Knickwerte folgen für die Stäbe mit 1/1 > 86 der Eulerschen Knickgesetze; darunter heben sich die Knickwerte wesentlich über diejenigen

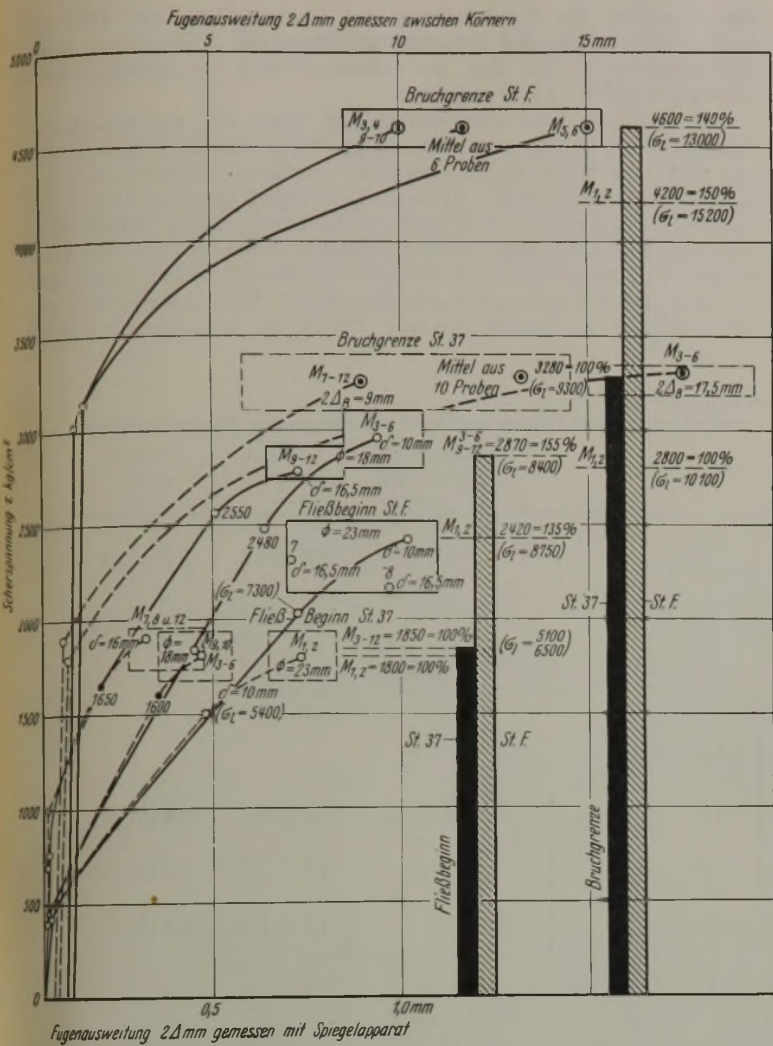


Abb. 6. Darstellung der Ergebnisse aus Scherversuchen mit Nieten aus St 37 und St Si.

für Flußeisen.⁴⁾ Für das Versuchsmaterial betrug die Fließgrenze 3,82 t/cm², während der Siliziumstahl der Hauptträger der Aarebrücke Brügge eine Fließgrenze von 3,97 bis 4,23 t/cm² besitzt. Damit verbessern sich also in Wirklichkeit die Knickwerte erheblich, so daß in allen Druckstäben eine wohl mindestens dreifache Knicksicherheit vorhanden ist.

8. Preise und allgemeine Angaben.

a) Die Gewichtsrechnung ergab folgendes:

	Si-Stahl	St 37
Fahrbahn	39 396 kg	1 092 kg
Hauptträger	Längsträger	5 161 "
	Verband	25 112 "
	Querträger	543 "
Hauptträger	Obergurt	54 395 "
	Untergurt	5 074 "
	Diagonalen	39 699 "
	Pfosten	16 800 "
Portale	Endportale	4 692 "
	Mittelportal	8 275 "
Windverbände	Unterer Windverband	873 "
	Oberer Windverband	7 502 "
Fußwege	Längsträger	5 139 "
	Querträger	8 268 "
	Abschlüsse	462 "
Geländer	—	5 617 "
Kabelkanal	—	3 701 "
Summe	256 278 kg	47 409 kg
Zuschlag für Niete usw. 2,5%	7 592 kg	
Rechnerisches Gewicht	311 279 "	
Abgewogenes Gewicht	311 318 "	
Stahlguß	6 270 "	

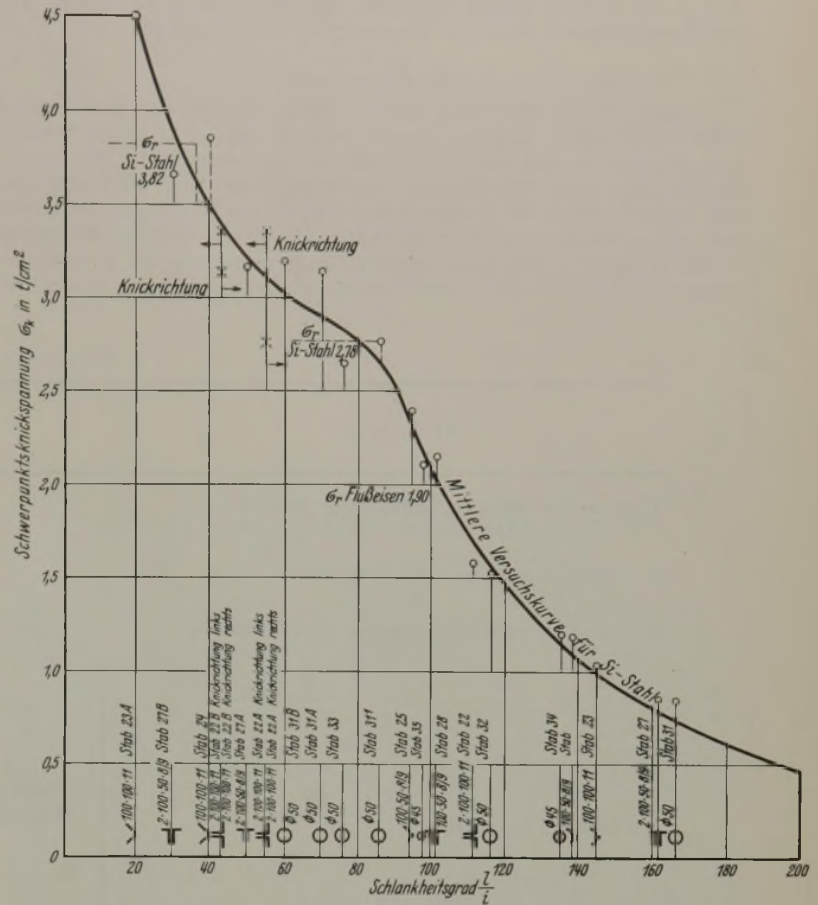


Abb. 7. Ergebnisse der Knickversuche mit St Si.

b) Die Nietanzahl beträgt:

	Si-Stahl-Niete		Niete St 37	
	Anzahl	Gewicht	Anzahl	Gewicht
Werkstattniete	59 266	9802 kg	932	103 kg
Montageniete	22 378	4454 "	—	—
Schrauben	—	—	2504	506 kg

Für 1 t Brückenmaterial ergeben sich also 275 Stück Verbindungsmittel.

Bei neueren Fachwerkbrücken aus St 37 sind im Mittel 150 Niete für 1 t Material nötig. Bei Si-Stahl ergab sich eine viel höhere Anzahl, weil alle Stäbe aus Winkel- und Breitflacheisen zusammengesetzt werden mußten. I-Träger, Differdingerträger, T- und C-Eisen hätten in kurzer Zeit nicht beschafft werden können. Bei allgemeiner Einführung des Si-Stahls fiel dieser Nachteil wohl dahin.

c) Die Materialpreise verzollt Biel betragen:

Si-St	Winkelleisen	20,85 Fr./100 kg
	Breitflacheisen	24,40 Fr./100 "
	Bleche	26,80 Fr./100 "
St 37	im Mittel	17,20 Fr./100 "

Im Mittel betrug daher der Aufpreis 70 Fr./t, Beträge, wie sie auch in neuerer Zeit aus Deutschland gemeldet werden, wobei aber betont wird, daß Ersparnisse gegenüber Bauten aus St 37 nicht mehr möglich seien.

d) Die Grundanstrichfläche beträgt $G = 7461 \text{ m}^2$, die Deckanstrichfläche $D = 4518 \text{ m}^2$, sonach ist die Deckanstrichziffer $\delta = \frac{D}{G} = 0,61$.

Für 1 t ergibt sich eine Deckanstrichfläche von 14,2 m². Bei neuen Brücken aus St 37 ergeben sich 8 bis 12 m².

Der Brückenbau kam zu stehen auf:

Eiserner Überbau	317,6 t	220 000 Fr.
Verschiebungs- und Gerüstarbeiten		25 000 "
Verschiebung und Abbruch der alten Brücke		16 000 "
Unterbauarbeiten		20 000 "
Gleisanschlüsse, Oberbau usw.		29 000 "

zus.: 310 000 Fr.

⁴⁾ Vergl. Bericht über den Brückenbaukongreß Wien 1928, betreffend Knicken, eidgen. Materialprüfungsanstalt.

c) Die Durchbiegung ergab sich für die Probelastung zu 25 mm, d. h. 2 mm weniger als die Rechnung, bei einer Hebung von 8 mm. Für die Berechnungslast stieg die Durchbiegung auf 35 mm an.

9. Schlußwort.

Schon bei der Bestellung des Si-Stahles machte der Werkvertreter darauf aufmerksam, daß das Material beim Walzen nicht so geschmeidig und biegsam sei, und daß Winkelprofile an den Kanten nicht voll herauskämen. Die hohen Preise wurden damit begründet, daß die Herstellung des Si-Stahls viel Arbeit mache, sowie eine genaue Verfolgung der Blöcke und eine große Vorsicht beim Auswalzen erfordere. Einzelne Walzwerke weisen darauf hin, daß die chemische Zusammensetzung den Walzprofilen angepaßt werden müsse; damit entstünden große, nicht aufbrauchbare

des Wunsches zur Vereinfachung des Eisenmarktes, was auch eine Kostenverminderung der Qualitätserzeugnisse zur Folge hätte. In der nachstehenden Tabelle sind die Gütevorschriften der hauptsächlichsten eisenerzeugenden Länder angeführt.

Es erschien daher wohl naheliegend, wenn sich die maßgebenden Walzwerk- und Industrieunternehmungen darauf einigen könnten, künftig nur noch zwei Stähle für Bauzwecke zu erzeugen⁵⁾, nämlich: einen Baustahl mit einer Festigkeit = 4,0 ÷ 4,4 t/cm² (min.), Dehnung 20 %, Streckgrenze 2,5 ÷ 2,8 t/cm² und für große Bauten einen schwach silizierten Stahl oder den „Silicon-Baustahl“ mit einer Festigkeit = 5,0 ÷ 5,5 t/cm² (min), Dehnung 15 %, Streckgrenze 3,2 ÷ 3,6 t/cm², von dem amerikanische Ingenieure aussagen, daß sein gleichmäßiges Gefüge die Arbeit in der Werkstätte gegenüber dem Si-St eher erleichtern würde. Ob sich der in neuerer Zeit genannte

Gütebestimmungen

Verordnung	Stoßformel	Zulässige Spannung t/cm ²	Materialfestigkeit t/cm ²	Streckgrenze t/cm ²
1. American Railway Engineering Association) (2. Canadian Society Civil Engineers)	$\frac{2780}{2780 + L^2}$	1,15	3,9 ÷ 4,6	2,0 ÷ 2,3
3. American Society Civil Engineers	$\frac{610 - L}{488 + 10 \cdot L}$	1,2	3,9 ÷ 4,6	—
4. British Engineering Standard Association	$\frac{36,5}{27,4 + \frac{n+1}{2} \cdot L}$	1,26	4,1 ÷ 4,7 (kalt bearbeitet) 4,4 ÷ 5,2	—
5. Deutsche Reichsbahn	{ 0,00 + $\frac{60}{150 + L}$ 0,11 + $\frac{56}{144 + L}$ 0,19 + $\frac{21}{46 + L}$ 0,20 + $\frac{17}{28 + L}$ Straßenbrücken 0,41 - 0,0016 · L	1,4 ÷ 1,5	3,7 ÷ 4,7	2,4 (St 37)
		1,8	4,8 ÷ 5,8	3,1 (St 48)
		2,1	4,8 ÷ 6,0	3,6 (St Si)
		—	—	—
6. Französische Verordnung	$\frac{0,4}{1 + 0,2L} + \frac{0,6}{1 + 4 \cdot \frac{P}{S}}$	1,3 ÷ 1,4	4,2 (min)	2,4
7. Lillebeltbrücke, Dänemark	$\frac{1}{1 + \frac{(n+1) \cdot L}{220}} \cdot \frac{S_p}{S_p + S_g}$	—	—	—
8. Schwedische Verordnung	$\frac{1}{13 + 0,7L}$	1,2 ÷ 1,5 1,0 ÷ 1,25	4,4 ÷ 5,4 3,7 ÷ 4,6	—
9. Spanische Verordnung	$1,40 - 0,56 \sqrt{500L - L^2}$	1,1	4,0 (min)	2,5
10. Ungarische Verordnung	{ Bahnbrücken 0,24 + $\frac{9}{16 + L}$ Straßenbrücken 0,20 + $\frac{10}{30 + L}$	1,4	3,6	St 36
		1,7 1,9	4,9 4,9	St 49 St Si
11. Russische Verordnung	$\frac{0,625}{1 + 0,02 \cdot L}$	1,3 ÷ 1,6	—	—
12. Silicon Steel (Hudsonbrücke) (C = 0,3 ÷ 0,4 %, Mn = 0,5 ÷ 0,9 %, P = 0,04 ÷ 0,06 %, S < 0,05 %, Si > 0,20 %)	—	—	5,7 ÷ 6,8	3,2

Chargen. Darüber hinaus müßten die Blöcke der Saigerungen wegen stark gekürzt werden, wodurch allein Abfälle bis zu 30% zustande kämen. Schließlich verursache auch die besondere Bezeichnung und die getrennte Lagerung des Materials vermehrte Kosten. Andere Werke, die den Si-Stahl für den Eigenverbrauch erzeugen, sind der Auffassung, daß die erwähnten Verhältnisse wohl beständen, daß sie aber keine so große Rolle spielen. Letzteres dürfte wohl auch zutreffen. Den Walzwerken ist es aber aus natürlichen Gründen, im Interesse der Massenerzeugung und der Verminderung der Kosten der Stahlerzeugung, wohl unerwünscht, neben den bereits verlangten vielen Stahlsorten noch eine weitere herstellen zu müssen. Daher erklärt sich auch der nach anfänglicher Begeisterung eingetretene Widerwillen gegen den Si-Stahl, der zu einer Preissteigerung führte, die von selbst die Anforderung dieses Materials unterbindet. Wenn dies auch auf den ersten Blick sehr bedauerlich ist, so muß doch darin etwas Gutes gesehen werden, nämlich das Entstehen

Kupfer-Chromzusatz zum Baustahl empfehlen wird, ist eine Preisfrage.⁶⁾ Da diese Zusätze die Anstriche der Eisenbauten kaum entbehrlich machen, so müßte jede wesentliche Preiserhöhung durch den Cr-Cu-Zusatz als unerwünscht für die Massenproduktion des Eisens bezeichnet werden.

In den englischen Vorschriften kommt unseres Erachtens ein glücklicher Gedanke zum Ausdruck, nämlich das Verlangen eines weicheren Stahles nur für jene Fälle, bei denen bedeutendere Biegungen in kaltem Zustande vorgenommen werden, was im Brückenbau meist nicht der Fall ist. Der Sinn der Forderung einer hohen Dehnung scheint damit viel eher begründet, als dies meist auf Grund von Erwägungen geschieht, die sich auf die Materialprüfung stützen, und die dem plastischen Formänderungsbereich, der im normalen Arbeitsgebiet einer Brücke keine ausschlaggebende Rolle spielt, eine sehr große Bedeutung beimessen wollen.

⁵⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1929, Heft 7, S. 93.

Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Utergrundbahnlinie.

Von Dr.-Ing. Bernhard Siebert, Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Dammtortunnel.

Ein bemerkenswertes Bauwerk der im Bau befindlichen Utergrundbahnlinie Kellinghusenstraße—Jungfernstieg in Hamburg ist das Tunnelstück unter dem Reichsbahndamm neben dem Bahnhof Dammtor der Reichsbahn. Dieses Bauwerk ist deswegen beachtenswert, weil die Herstellung nach bergmännischem Bauverfahren durchgeführt wurde, was für Norddeutschland eine Seltenheit darstellt.

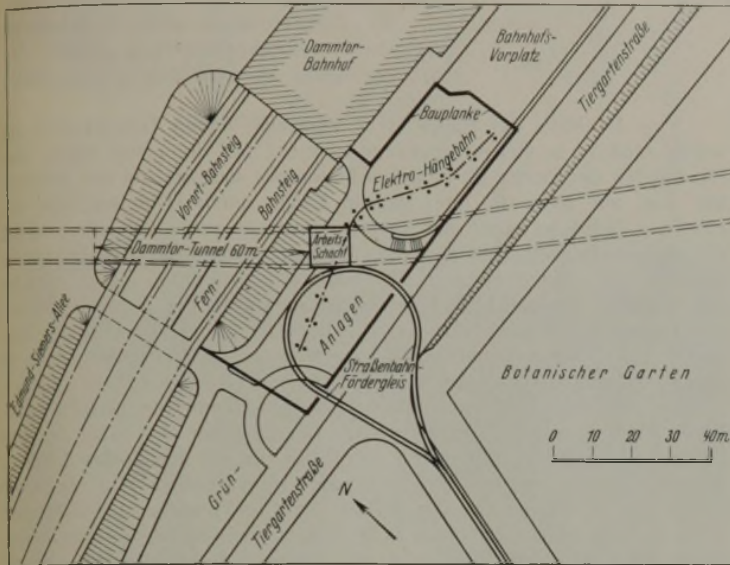


Abb. 1.

Wie der Lageplan (Abb. 1) zeigt, kreuzt die Utergrundbahnlinie den Reichsbahndamm westlich des Empfangsgebäudes Dammtorbahnhof unter einem Winkel von annähernd 45°. Im Norden wird der Reichsbahndamm durch die Straße Edmund-Siemers-Allee begrenzt; auf seiner Südseite befindet sich der Bahnhofsvorplatz mit anschließenden gärtnerischen Anlagen. Infolgedessen war an dieser Stelle der nötige Platz für Entwicklung der Lagerplätze gegeben.

Der Reichsbahndamm ist an dieser Stelle etwa 4,50 m hoch. Die Verhältnisse des gewachsenen Bodens gehen aus Abb. 2 hervor. Man erkennt, daß zunächst, von oben gerechnet, gelber Lehm und grauer Mergel ansteht. In einer Tiefenlage von etwa 9 bis 12 m an der Ostseite und 7 bis 11 m an der Westseite des Tunnels fand man beim Aushub das Liegende des Mergels scharf begrenzt und auf ziemlich grobem Kies lagernd vor. Die Bohruntersuchungen hatten weiterhin ergeben, daß in dem Mergel nur geringfügige Wasseradern, verbunden mit sandigen Stellen, vorhanden

waren, während der grobe Kies viel Grundwasser enthielt, das sich überdies durch die darüberliegenden wasserundurchlässigen Schichten im angespannten Zustande befand. Auf Grund dieser Tatsachen mußte unter allen Umständen eine Grundwassersenkung vorgesehen werden.

Was nun die Bauausführung betrifft, so entstand die Frage, ob man die bei den Hamburger Utergrundbahnbauten sonst übliche offene Bauausführung mit senkrechten Baugrubenwänden, die von gerammten I-Eisen und Bohlen gehalten werden, auch für den Reichsbahndamm anwenden sollte. Wie Abb. 2 zeigt, befinden sich auf dem Reichsbahndamm im ganzen vier Gleise, die paarweise je einen Bahnsteig umfassen. Die im Bilde rechts befindlichen Gleise sind die Ferngleise von und nach Altona, während die links liegenden die Gleise der elektrisch betriebenen, mit Stromzuführung durch Oberleitung versehene Stadtbahn darstellen. Bei Wahl der obengenannten üblichen Ausführungsweise hätten die Rammeisen infolge der Dammhöhe von 4 bis 5 m entsprechend länger und stärker sein müssen; die Rammarbeiten wären zum weitaus größten Teil zwischen den Gleisen und auf den Bahnsteigen vor sich gegangen. Da naturgemäß der Reichsbahnbetrieb in keiner Weise hätte gestört werden dürfen, so wären diese Arbeiten nur des Nachts, und zwar jeweils nur in wenigen Stunden ausführbar gewesen. Bei den Stadtbahngleisen wäre die Schwierigkeit der jeweiligen Unterbrechung und Umliegung der Oberleitung hinzugekommen. Nach durchgeführter Rammung hätten die einzelnen Gleise unterfangen und auf behelfsmäßige Brücken gelegt werden müssen. Die Sicherung der Auflager dieser Brücken wiederum hätte weitere besondere Maßnahmen notwendig gemacht. Alle diese Arbeiten hätten gleichfalls wie die Rammung zum größten Teil nur des Nachts ausgeführt werden können. Es ist selbstverständlich, daß diese Arbeiten außerordentlich kostspielig geworden wären, und auch hinsichtlich der Arbeitsdurchführung hätten sich noch manche technische Schwierigkeiten ergeben.

Aus diesen Erwägungen heraus wurde von den sich bewerbenden Firmen gefordert, als Hauptangebot die bergmännische Bauweise anzubieten, während die offene Bauweise als Nebenangebot freigestellt war.

Was die Konstruktion des Tunnels selbst betrifft, so konnte für die Ausführung in bergmännischer Bauweise naturgemäß auch nicht der sonst übliche Kastenquerschnitt in Eisenkonstruktion beibehalten werden, sondern der Tunnelquerschnitt wurde als Gewölbe mit geschlossener Sohle entworfen (Abb. 2). Das Gewölbe erhielt mit Rücksicht auf die Bauausführung solche Abmessungen, daß es auch schon ohne das Sohlengewölbe gegen Erddruck standsicher ist. Das Sohlengewölbe hat lediglich den Zweck, den Tunnel gegen das aufrädrängende Grundwasser zu sichern.

Das Tunnelgewölbe erweitert sich einseitig in drei Stufen nach Osten, um für die wegen der in der Nähe befindlichen Haltestelle Stephansplatz auseinander laufenden Gleise Raum zu schaffen (Abb. 1, 2 u. 8).

Es stellte sich heraus, daß übereinstimmend die bergmännische Bauweise um ein geringes billiger angeboten wurde als die offene Bauweise; dabei war bei der offenen Bauweise der Einbau der Behelfsbrücken nicht

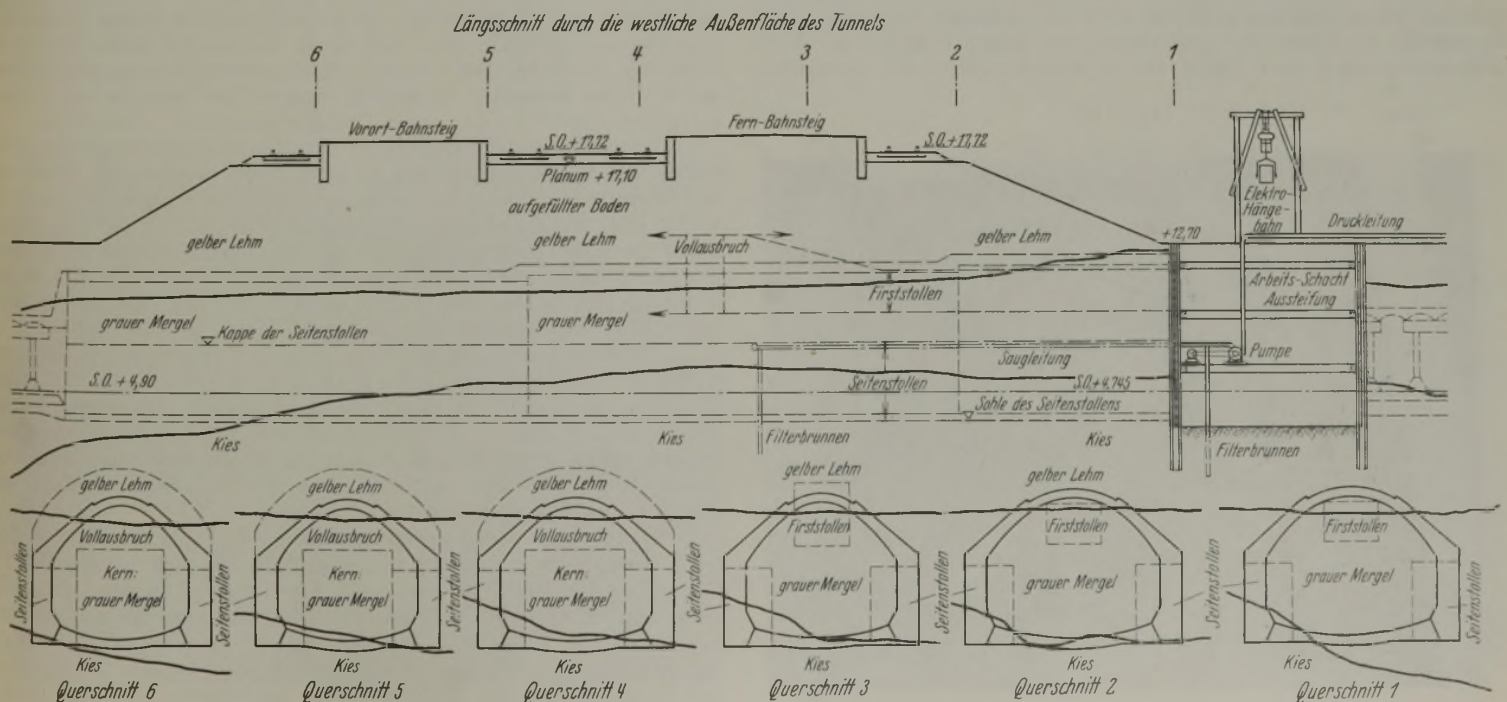
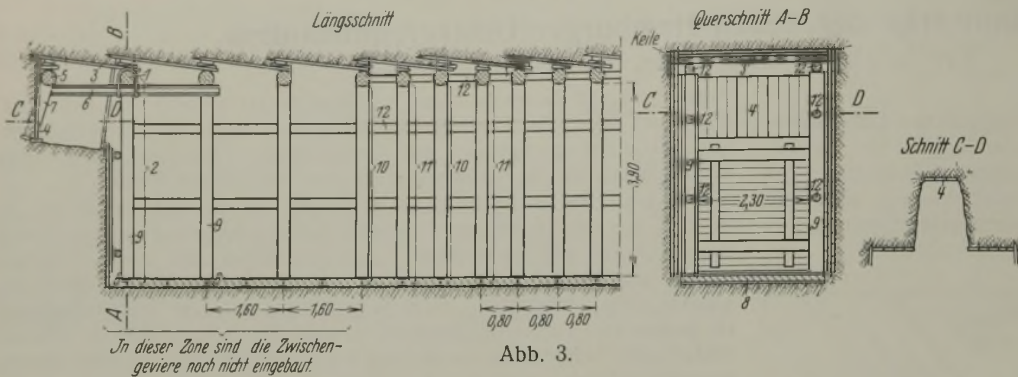


Abb. 2.



gemessen) vorgenommen wurde. Nachdem darauf der erste Gewölbering gemauert war, wurde abwechselnd je ein Ring nach Norden und nach Süden vorgetrieben. Nach Fertigstellung sämtlicher Ringe, d. h., nachdem der Tunnel in seiner ganzen Länge tragfähig war, folgte der Ausbruch des stehengebliebenen Kerns und das Einbringen des Sohlengewölbes.

Die Seitenstollen erhielten ein liches Ausmaß von etwa 2,30 m Breite und 3,90 m Höhe, zwischen den Stempeln bzw. zwischen Kappe und Sohlenschwelle gemessen.

Als Zimmerungsart (Abb. 3) wurde die sogenannte Getriebezimmerung gewählt. Der Arbeitsvorgang in einzelnen ging folgendermaßen vor sich:

eingeschlossen, ferner nicht die Kosten der von der Reichsbahn selbst auszuführenden Arbeiten. Infolgedessen entschloß sich die Hochbahn endgültig zur Wahl der bergmännischen Bauweise im Einvernehmen mit der zuständigen Reichsbahndirektion Altona, die es begrüßte, daß ein Weg gefunden war, der die Durchführung des Baues ohne Störung des Verkehrs ermöglichte.

Nachdem dann der mindestfordernden Firma der Auftrag erteilt worden war, dem ihr Angebotentwurf für die bergmännische Bauweise zugrunde lag, wurde an die Einzeldurcharbeitung der Bauweise herangegangen. Sobald auch hierüber mit der Reichsbahndirektion Übereinstimmung erzielt war, stand der Ausführung des eigentlichen Tunnels nichts mehr im Wege.

Inzwischen hatte man auf der Südseite des Damms bereits damit begonnen, einen Arbeitsschacht von etwa $10 \times 11,50$ m Grundfläche und 9,50 m Tiefe niederzutreiben.

Der Schacht wurde, der zunehmenden Tiefe folgend, sorgfältig durch schwere, wagerecht liegende Rundholzrahmen, besonders gegen den Reichsbahndamm, ausgesteift. Als man rd. 4 m tief ausgeschachtet hatte, wurde die vorgesehene Grundwassersenkungsanlage, zunächst bestehend aus zwei Rohrbrunnen, eingebaut und in Betrieb genommen, um ein vorzeitiges Aufbrechen der Sohle zu vermeiden.

Die übrige Einrichtung der Baustelle paßte sich der Lage des Arbeitsschachtes an (Abb. 1.). Es wurde eine hochliegende Elektrohängebahn angelegt, mit deren Hilfe der durch Ausbruch gelöste Boden aus dem Schacht gehoben, verfahren und abgekippt, sowie die Baustoffe in den Schacht hineingebracht wurden. Neben dem Schacht wurde ein Straßenbahngleis gelegt, auf dem die Straßenbahnmuldenkipper¹⁾ der Hochbahn den Boden, der mit der Elektrohängebahn angeliefert wurde, aufnahmen.

Der Arbeitsvorgang war in großen Zügen folgender (Abb. 2):

Alle Arbeiten wurden nur von dem Arbeitsschacht, also von der Südöffnung des späteren Tunnels aus, in Angriff genommen und durchgeführt.

Es wurden zunächst zwei Seitenstollen hergestellt, in deren Schutz die Tunnelseitenwände hergestellt wurden. Nachdem der Boden entfernt und ihre Verzimmerung eingebaut war, wurde im Rückwärtsarbeitsgange die Wasserdichtungsschicht und der Beton der Seitenwände eingebracht. Alsdann wurde etwa bis unter die Mitte des südlichen Bahnsteiges der Reichsbahn ein Firststollen vorgetrieben, von dessen Ende aus der Vollausbruch in einem etwa 3,50 m breiten Arbeitsringe (in der Tunnelachse

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 25.



Abb. 4.

Von der Mitte der Kappe (1) des jeweils letzten Türstockes (2) aus wurde zunächst so viel Boden fortgenommen, daß die ersten Steck- oder Pfanddielen der Decke (3) eingebracht werden konnten, da der Boden zu fest war, um diese in ihrer ganzen Länge durch Hammerschläge einzutreiben. Alsdann wurde der Ausbruch sorgsam seitlich erweitert, so daß die übrigen Decken- und die obersten Seitenpfanddielen gesetzt werden konnten. Die Brust (4) und die Seitenwände wurden dabei zunächst behelfsmäßig abgesteift. Auf diese Weise wurde der Ausbruch bis auf den Boden des Stollens stückweise fortgesetzt. Hierbei wurde die neue Kappe (5) zunächst behelfsmäßig durch wagerechte Hilfslongarinen (6) (alte Eisenbahnschienen) und kurze Bruststeifen (7) in ihrer Lage gehalten, bis die Sohlenschwelle (8) und die beiden Stempel (9) gestellt waren. Diese Bauteile wurden sodann miteinander verkeilt und damit der neue Türstock zum Tragen gebracht. Mit Rücksicht auf den großen Erddruck wurden jeweils mitten zwischen die Hauptgevierte (10) Zwischengevierte (11) eingebaut. Die Kappe und der jeweils innere Stempel jedes Türstockes bestanden aus Holz, desgleichen die wagerechten Sprengbolzen (12) von Türstock zu Türstock, während die Sohlenschwellen und der jeweils außenliegende Stempel von eisernen I-Trägern gebildet wurden. Diese Maßnahme hatte ihren Grund darin, daß man diese beiden Bauglieder mit Rücksicht auf die sichere Durchführung des Baues nicht zurückgewinnen konnte und sie daher einbetonierte. Das Einbetonieren dieser Seitenstempel geschah später, das der Sohlenschwellen sofort. Auf diese Weise entstand unmittelbar hinter dem Ausbruch eine feste, von Geviert zu Geviert durchlaufende Betonsohle, die bei dem im Vergleich zu Fels weichen Boden wertvolle Dienste leistete. Die Entfernung der Gevierte voneinander betrug rd. 0,80 m, die der Hauptgevierte untereinander demnach rd. 1,60 m. Überdies erhielten die Gevierte unter den Gleisen als besondere Sicherung gegen etwa auftretende Schubkräfte Schrägsteifen (Abb. 4).

Als der westliche Stollen etwa auf ein Drittel seiner Länge vorgetrieben war, wurde der Einbau eines weiteren Rohrbrunnens an dieser Stelle notwendig, da die beiden im Arbeitsschacht befindlichen Rohrbrunnen das Grundwasser nicht weit genug absenkten. Bei dem östlichen Stollen, dessen Sohle aus mehr tonhaltigem Boden bestand, war diese Maßnahme nicht notwendig. Der Brunnen wurde vom Fernbahnsteig aus gebohrt und eingesetzt, die Saugleitung aber im Stollen verlegt und angeschlossen (Abb. 2). Auf diese Weise wurden die beiden Stollen bis unter den nördlichen Böschungsfuß des Reichsbahndammes vorgetrieben, wo sie in die inzwischen bis hierher fertiggestellte Baugrube der nördlich gelegenen Baustrecke der neuen Untergrundbahnlinie einmündeten.

Alsdann wurden die Hohlräume zwischen den Steckdielen der Außenwände mit Mörtel ausgegossen und der Raum zwischen der Wand und den Innenflanschen der eisernen Stempel mit Beton ausgefüllt. Hierdurch wurde eine ebene und glatte Fläche geschaffen, die für die Seitenwanddichtungsschicht eine brauchbare Unterlage abgab. Außerdem ist diese durchschnittlich etwa 30 cm starke Betonwand als zusätzliche, in der statischen Berechnung nicht angeführte Sicherheit der Tunnelkonstruktion gegen Erddruck anzusprechen.

Die Wasserdichtungsschicht, die aus drei Lagen Asphaltpappe mit dazwischen aufgetragenen heißen Anstrichen eines Gemisches von Asphalt und Bitumen bestand (Abb. 4), und der Beton der tragenden Tunnelwände wurden alsdann im rückwärtsschreitenden Arbeitsgange, also von Norden nach Süden, eingebracht. Auf diese Weise wurden die Seitenwände vom Widerlager des Sohlengewölbes bis zum Widerlager des Firstgewölbes fertiggestellt (Abb. 7).

Bereits vor Beendigung dieser Arbeiten war mit dem Vortrieb des Firststollens begonnen worden. Das lichte Ausmaß betrug etwa 2 m Breite und 2 m Höhe, die unter dem Fernbahnsteig zu der notwendigen Höhe von rd. 4,1 m vergrößert wurde, gemessen zwischen den Stempeln bzw. zwischen Kappe und Sohlenschwelle (s. Abb. 5 u. 6). Die Art der Verzimmerung war die gleiche wie bei den Seitenstollen. Jedoch wurde mit Rücksicht auf den tatsächlich stark auftretenden Schub der Dammböschung in dem niedrigen Teil nach seiner Fertigstellung ein kräftiger

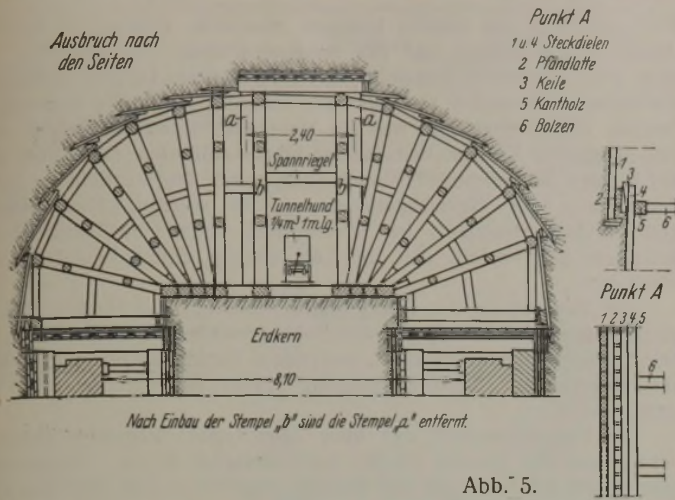


Abb. 5.

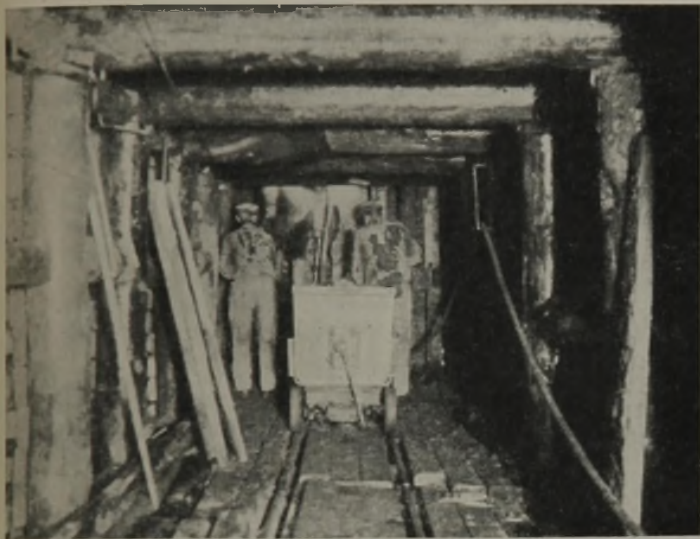
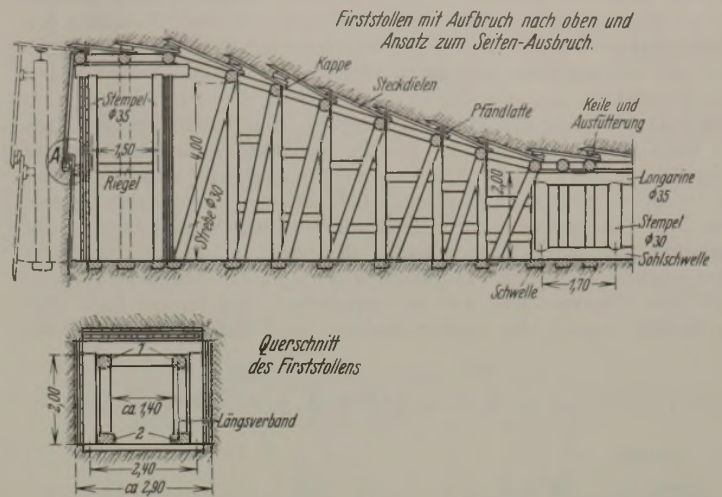


Abb. 6.

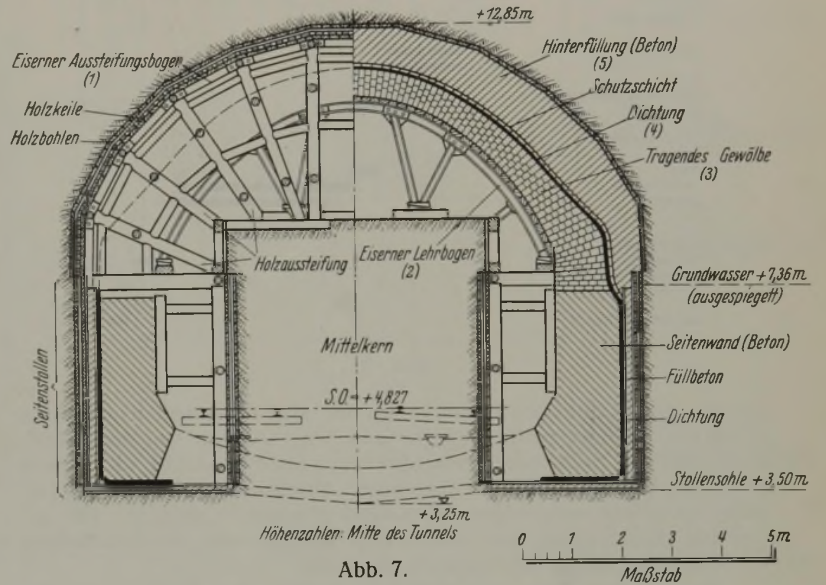


Abb. 7.

Längsverband durch zwei Longarinen (1) (unter der Decke) und zwei Längsschwellen (2) (auf der Sohle) eingebaut. Nachdem der Firststollen bis etwa unter die Mitte des Fernbahnsteiges vorgetrieben war, wurde er seitlich erweitert und anschließend der erste Ring in einer Länge von etwa 3,5 m (in der Tunnelachse gemessen) ausgebrochen und in einer Länge von 2,8 m gemauert. Nach seiner Fertigstellung wurde ein weiterer Ring an seiner Nordseite ausgebrochen, und während dieser gemauert wurde, ein südlich anschließender Ring. Dann folgte wieder während der Mauerung des letztgenannten ein nördlich anschließender usw. Die Länge dieser so hergestellten Gewölberinge (auch Zonen genannt) betrug, mit Ausnahme des ersten 2,80 m langen, größtenteils 3,50 m, in der Tunnel-

achse gemessen. Später bei der nördlichen Tunnelhälfte ging man bis zu 5 und 6 m.

Auch der Ausbruch des Gewölbes geschah unter dem Schutze einer Getriebezimmung. Als Unterstützung der Deckenpfänddielen wurde ein nach einer Gewölbelinie mehrfach gebrochener, aus entsprechend geschnittenen I-Eisenstücken bestehender Rahmen (1) eingebaut (Abb. 7). Dieser übertrug den Erddruck durch radiale Stempel auf den festen, in der Mitte stehengebliebenen Bodenkern. Die einzelnen Stücke dieser eisernen Bogen wurden durch Laschen und Schrauben miteinander verbunden. Der gegenseitige Abstand dieser Rahmen betrug rd. 0,90 m. Die Ausmaße des Ausbruchs einschl. der Verzimierung wurden so ge-



Abb. 8.



Abb. 10.

wählt, daß Raum für das später fertige Gewölbe zuzüglich einer Arbeitshöhe von durchschnittlich etwa 0,60 m geschaffen wurde. Zwischen den einzelnen Jochen wurden alsdann die eisernen Gewölbelehrbogen (2) eingebaut und auf den Kern abgestützt. Sodann begann von beiden Widerlagern gleichzeitig das stückweise Hochmauern des Gewölbes (3) mit sofortiger Dichtung (4) und Hinterpackung (5). Der Schluß des Gewölbes wurde dann vor Kopf eingefügt. Für die Mauerung wurden Klinker und Hartbrandsteine verwendet. Als Wasserdichtungsschicht erhielt das Gewölbe zunächst eine Asphaltjutelage, darüber eine Lage Asphaltpappe, jeweils mit den gleichen Anstrichen wie an den Seitenwänden. Die Hinterfüllung bestand aus Magerbeton; die übriggebliebenen Hohlräume wurden abschnittsweise durch Eingießen und Einpressen von Zementmörtel gefüllt. Die Hinterpackung war im allgemeinen nach einem Tage tragfähig, so daß alsdann der nächste Radialstempel fortgenommen werden

Für das Lösen des Bodens bediente man sich, ebenso wie früher beim Ausbruch der Stollen und des Sohlengewölbes, Preßluftspaten, die in dem sehr stichfesten Boden außerordentlich gute Dienste leisteten. Die Preßluftspaten wurden so angesetzt, daß der losgelöste Boden in einen Trichter rollte, unter dem sich ein laufendes Förderband befand, das den Boden großen Kübeln von 0,8 m³ Inhalt zuführte. Die Kübel standen auf kleinen Schmalspur-Plattformwagen, durch die die Behälter unter die Aufzugkatze der Elektrohängebahn gerollt wurden. Die Verwendung von Preßluftwerkzeugen im Stollen und beim Gewölbevortrieb hatte außerdem den Vorteil, daß die Luft ständig erneuert und daher stets frisch war.

Der Beseitigung des Kerns folgte wiederum von Norden nach Süden vorschreitend das Einbringen des Sohlengewölbes, bestehend aus Unterbeton, Asphaltdichtungsschicht, tragendem Sohlengewölbe und Auffüllung aus Magerbeton. Nach Beendigung dieser Arbeiten war der Tunnel fertiggestellt.

Das Gesamtsackmaß des über dem Tunnel liegenden Bahnkörpers betrug auf der ganzen Fläche gleichbleibend 39 cm. Dieses Maß ist ganz allmählich im Laufe der Bauzeit eingetreten und unter den Gleisen durch regelmäßige Stopfarbeit ausgeglichen worden, ohne daß der Reichsbahnbetrieb dadurch gestört worden ist. Auch sonst haben sich keinerlei störende Folgen für den Reichsbahnbetrieb gezeigt, so daß man auch in dieser Hinsicht die Durchführung des Baues als gelungen bezeichnen darf.

Nach seiner Fertigstellung wurde der Tunnel an die inzwischen fertiggebaute nördliche Strecke der neuen Untergrundbahnlinie angeschlossen (Abb. 10); alsdann fügte man in dem früheren Arbeitsschacht das fehlende Tunnelstück ein, unter sorgfältiger Beseitigung der bisherigen Absteigungen und der Grundwassersenkungsanlage.

Bauzeiten. Die Bauzeiten gehen aus dem Bauzeitenplan (Abb. 9) hervor. Danach hat der gesamte Bau 15 Monate beansprucht, der Bau des eigentlichen Tunnels selbst 12 Monate, d. h., da der Tunnel rd. 60 m lang ist, durchschnittlich 5 Arbeitstage/lfd. m.

Die Kosten des Bauwerks (einschl. Schacht- und Gleisunterhaltungsarbeiten) belaufen sich auf rd. 450 000 R.-M., d. h. rd. 7500 R.-M./lfd. m Tunnel.

Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Philipp Holzmann A.-G., Zweigniederlassung Hamburg, als Generalunternehmerin, die Dichtungsarbeiten durch die Firma Ruberoidwerke A.-G., Hamburg.

Die Hamburger Hochbahn A.-G. hat von dem Bau einen Film hergestellt, der alle einzelnen Bauvorgänge zeigt.

Prof. Frevert von der Technischen Hochschule Berlin, bislang der Reichsbahndirektion Altona angehörig, hat für die Bauausführung wertvolle Ratschläge gegeben und die Verhandlungen zwischen der Reichsbahndirektion Altona und der Hamburger Hochbahn A.-G. erfolgreich unterstützt.

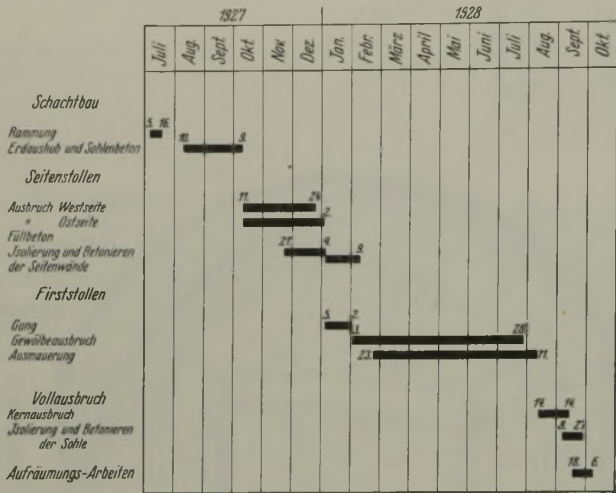


Abb. 9.

konnte. Die Kräfte des Erddrucks wurden also in diesem Bauzustande durch das frischgemauerte Gewölbe und den Lehrbogen auf den Mittelkern geleitet. Nach genügender Erhärtung des Gewölbes, d. h. nach etwa acht Tagen, wurden die Lehrbogen ausgebaut und somit das Gewölbe in seinen endgültigen Lastzustand übergeführt (Abb. 8). Die gemessene Durchbiegung der Gewölberinge betrug nach der Ausschalung im Scheitel durchschnittlich etwa 4 bis 5 mm.

Nach Fertigstellung des Gewölbes wurden die Bodenmassen des Kerns beseitigt, zugleich die Hölzer der beiden Seitenstollen entfernt.

Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Reinhardt, Rheinhausen.

Die Vorbereitungen für den Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg-Hochfeld sind zurzeit im Gange, nachdem im Oktober 1927 der Betrieb auf die neu errichtete Brücke umgelegt worden ist. Mit der alten Brücke verschwindet eine der ältesten Eisenbahnbrücken über den Rhein. Die Kölner Dombrücke — als erste Rheinbrücke erbaut 1855 bis 1859 — mußte 1910, die alte Mainzer und die Düsseldorf-Hammer Eisenbahnbrücken mußten 1912 Neubauten Platz machen. Die Pfaffendorfer Brücke bei Koblenz dient seit Jahren als Straßenbrücke, so daß von den vor der Hochfelder erbauten Eisenbahnbrücken nur noch die Kehler und Ludwigshafener im Betrieb sind; der letzteren Tage sind auch bereits gezählt.

Die alte Hochfelder Brücke¹⁾ (Abb. 1) ist eine Glanzleistung der Brückenbaukunst der siebziger Jahre des vorigen Jahrhunderts. Dieser Umstand und das Fehlen einer eingehenden Schrift über die Brücke dürften ein kurzes Eingehen auf ihren Bau in diesem Augenblick rechtfertigen.

Als Ersatz für eine Eisenbahnfähre wurde die Brücke in den Jahren 1871 bis 1873 errichtet. Die Fähre war mit einem Aufwande von

¹⁾ Literatur: Jahresberichte der Rheinischen Bahngesellschaft 1872/74. Leipziger Illustr. Zeitung Nr. 1637 v. 24. 7. 1875. — S. auch die Tabelle der eisernen Rheinbrücken auf S. 245 u. f.



Abb. 1.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bezw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Bau-jahr	Gesamt-kosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamt-ge-wicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
lin, Dombrücke abgebrochen	186,4	S	1855 bis 1859	1 410 000	735	1918		Probebelastung: 3,0 t/11dm Brücke
lin, Dombrücke abgebrochen	186,4	E	1855 bis 1859	2 253 000	735	3065		2,6 t/11dm Gleis
ehl	127,0	E	1858 bis 1861	1 001 070	630	1589 ohne Geränder u. Portale		4,5 t/11dm Gleis
anz abgebrochen	329,48	E	1860 bis 1862 bis 1870 bis 1871	2 371 000	557	4256		2,85 t/11dm Gleis
affendorf (Koblenz) jetzt Straßenbrücke	88,7	E	1862 bis 1864	870 000	450 ohne Gerüst	1928		3,2 t/11dm Gleis Fuhrbahn 8 t 16,5 t 8 t
ldwigshafen	258,0	E	1865 bis 1868	850 000	462	1840		3,0 t/11dm Gleis
ldwigshafen	258,0	S	1865 bis 1868	587 000	462	1270		Hauptträger mit Fußweg 1,3 t/m " " " " 0,8 t/m Fuhrbahn 1,5 t/m ²
üsseldorf-Hamm König-Wilhelm-Brücke abgebrochen	236,2	E	1868 bis 1870	1 329 000	462	2876		3,2 t/11dm Gleis
uisburg-Hochfeld abgebrochen	272,5	E	1871 bis 1873			2814		3,2 t/11dm Gleis Fuhrbahn 8 t 16,5 t 8 t Drehbrücke 12 t 17 t 12 t
esel abgebrochen	313,2	E	1871 bis 1874	1 499 000	600	2498		
ünigen südliches Gleis	4,7	E	1875 bis 1878	273 775	346	792		5,0 t/11dm Gleis

310 000 Talern angelegt und am 1. September 1866 in Betrieb genommen worden. Sie förderte auf vier Fahrstraßen mittels fünf Ponten (eine als Reserve) im Jahre 1873 350 744 Wagen und 286 Lokomotiven, wobei die größte Tagesleistung innerhalb 24 Stunden 1467 Wagen betrug. Bei dem Bericht über diese verhältnismäßig gute Leistung wird aber besonders hervorgehoben, daß der Betrieb der Fähranstalten (Bonn-Obercassel, Rheinhausen-Hochfeld und Griethausen-Welle) im Jahre 1873 keine Störung erlitt, da weder Eisgang noch Hochwasser vorgekommen ist. Daß gerade zu der Zeit, wo der Kohlentransport am lebhaftesten ist, unter Umständen die Fähre außer Betrieb gesetzt werden mußte, war neben dem stetigen Wachsen der Förde-

Die Gestalt der Brücke ist aus Abb. 1 u. 2²⁾ ersichtlich. Sie ist zweigleisig und hat auf beiden Seiten je einen Fußgängersteg von 1 m Breite. Die Stromöffnungen haben 96,67 m l. Weite und 98,08 m Stützweite, etwa das gleiche Maß wie alle Rheinbrücken bis in die 90er Jahre. Für die Festlegung dieser Öffnung waren die Rheinflöße maßgebend, die in Mannheim in einer Breite von etwa 70 m zusammengestellt wurden und eine Durch-

²⁾ Aus „Die neue Eisenbahnbrücke bei Duisburg-Hochfeld“ von Reichsbahnrat Tils. „Die Bautechnik“ 1926, Heft 11.

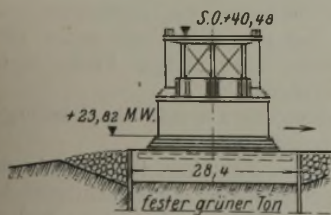


Abb. 2.

	1871			1872										1873														
	Ok.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Ok.	Nov.	Dez.	Jan.	Febr.	März	April	Mai	Juni	Juli	Aug.	Sept.	Ok.	Nov.	Dez.	
Bau der Stromsfeiler																												
Bau der Flußbrücken																												
Aufstellung d. Eisenkonstruktion																												

Bemerkung: Erteilung der Konzession mittels allerhöchster Kabinettsorder vom 29. Juli 1871

Erster Spatenstich 29. Juli 1871

Probeprobeklastung 4. Dezember 1873

Landespolizeiliche Abnahme 23. Dez. 1873

Eröffnung für den Güterverkehr 24. Dezember 1873

Personenverkehr 1. Februar 1874

Abb. 3. Bauplan.

ung der Ruhrkohle ausschlaggebend für den Entschluß, schon so bald nach Inbetriebnahme der Fähre eine feste Brücke zu errichten.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bzw. preuß. Grenz	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Alt-Breisach	58,4	E	1875 bis 1877	287 545	347	828		5,0 t/lfdm Gleis
Germersheim	217,5	E	1875 bis 1876	746 000	409	1824		3,68 t/lfdm Gleis
Neuenburg nördliches Glies	32,3	E	1876 bis 1878	305 053	368	828		5,0 t/lfdm Gleis
Horchheim (Koblenz)	86,4	E	1876 bis 1879	470 000	394	1196	 Verstärkt 1901-1902 Eingebaut 1788 t Ausgebaut 604 t Körner 940 000 M Jetziges Gesamtgewicht 2380 t	3,35 t/lfdm Gleis
Mainz	331,47	S	1882 bis 1885	1 165 000	332	3511		Hauptträger 0,35 t/m² Fahrbahn S01 S01
Roppenheim	169,1	E	1893 bis 1894	1 296 000	265	4896		
Kehl	127,0	S	1896 bis 1898	704 000	260	2713		2,8 t/lfdm für Straßenbahn und 9 Wagen, 0,5 t/m² Menschenged.
Bonn	152,9	S	1896 bis 1898	960 000	306	3136 ohne Geländer		Hauptträger 0,4 t/m² einschl. Gehv
Düsseldorf	242,8	S	1896 bis 1899	1 840 000	369	4990		Hauptträger: 2,98 t/lfdm Fahrbahn: 1 Wagen je 20 t und 2 je umgeben von 0,4 t/m² Menschenged. Fußweg: 0,56 t/m²
Worms, Ernst-Ludwigs-Brücke	276,3	S	1897 bis 1900	586 800	327	1793		Hauptträger: 0,4 t/m² in voller Br. breite Fahrbahn: 2 nebeneinander fahr 12-t-Wagen, umgeben von Mensc gedränge. Fußweg: 0,56 t/m²
Worms	278,5	E	1898 bis 1900	1 777 000	328	5419	 16 Öffnungen je 34,50 m	

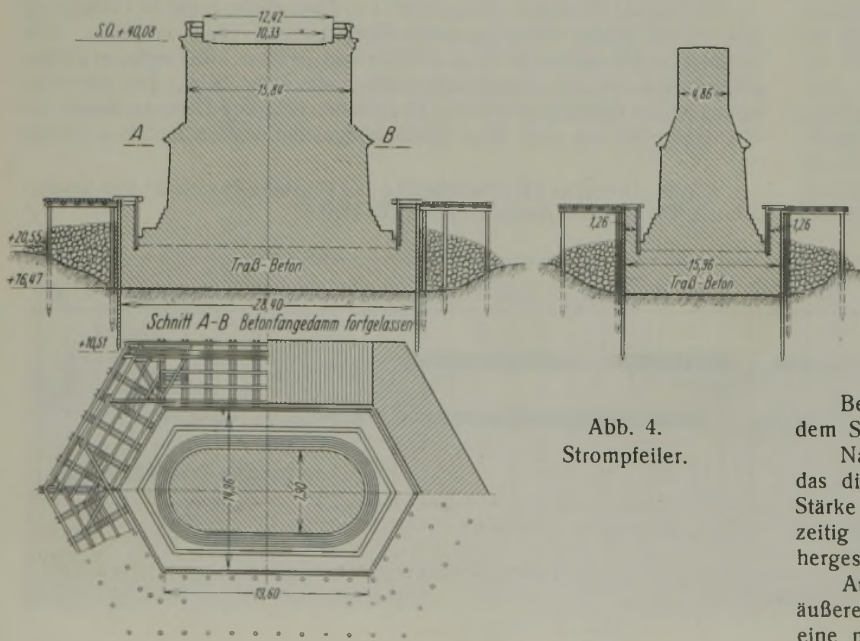


Abb. 4. Strompfeiler.

fahrt von 90 m Weite erforderten. Auf beiden Seiten schließen sich je eine Drehbrücke an — aus militärischen Gründen —, linksrheinisch eine massive Flutbrücke von 16 Öffnungen von je 15,69 m Weite und rechtsrheinisch eine Flutbrücke von sechs Öffnungen gleicher Weite. Die Strombrücke hat eine Länge von 434 m, die Gesamtlänge der Brücke beträgt 934 m.

Wie aus dem Arbeitsplan (Abb. 3) hervorgeht, hat der gesamte Bau nur etwas mehr als zwei Jahre gedauert, bei dem Umfange der Arbeiten: 12 000 m³ Beton, 40 000 m³ Bruch- und Werkstein-, 16 000 m³ Ziegelmauerwerk und 2814 t Eisen ist dies eine recht beachtliche Leistung.

Die Gründung der drei Strompfeiler, der unmittelbar an den Ufern stehenden Turmpfeiler, der Drehpfeiler und der Widerlagspfeiler der Flutbrücke geschah mit Beton zwischen Spundwänden, die Gründung aller übrigen Pfeiler in offener Baugrube mit Bruchsteinmauerwerk.

Bei den Turmpfeilern und Strompfeilern wurde die Gründung unter dem Schutze von Fangedämmen vorgenommen.

Nach Ausbaggerung der Baugrube wurde (Abb. 4) die Pfahlwand und das diese umgebende Baugerüst gerammt, der Fundamentbeton in 4 m Stärke als Schüttbodyen mittels eiserner Trichter eingebracht und gleichzeitig ringsherum zwischen den Gerüstpfählen eine kräftige Steinschüttung hergestellt.

Auf dem Betonfundament wurde ein Betonfangedamm errichtet, dessen äußere Wand die vorher erwähnte Pfahlwand und dessen innere Wand eine neu gesetzte Bohlenwand bildete. Zwischen diese beiden Wände

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bzw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Baujahr	Gesamtkosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamtgewicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Kaiserbrücke	333,9	E	1901 bis 1904	2 100 000	307	6846		
Homburg	278,7	S	1904 bis 1907	1 930 000	345	5600		Hauptträger: 0,4 t/m ² auf Fahrbahn und Fußweg Fahrbahn: Wagenzug Achsabstand 3,0 m, Achslast 13 t, Normalspur Gehwege: 0,5 t/m ²
Walden	4,7	E	1905 bis 1906	444 000	322	1378		
Walden	32,3	E	1905 bis 1906	482 000	323	1494		
Südbrücke	183,7	E	1908 bis 1910	2 050 000	390	5255		
Hohenzollernbrücke	186,4	S	1908 bis 1910	2 692 000	412	6535	Straßenbrücke 1780 t Eisenbahnbrücke 2 2231 + 2462 t 2 zweigiebelige Überbauten ~ 2945 t 2 2280 + 4560 t ~ 1810 t 2 1262 + 2524 t	Fahrbahn 0,51 t/m ² Hauptträger 0,31 t/m ² Fußweg 0,31 t/m ² p 5,375 t p 12,0 t p 12,0 t p 5,375 t
Hohenzollernbrücke	186,4	E	1908 bis 1910	3 950 000	412	9546		
Hamm	236,15	E	1909 bis 1911	963 000	225	4278		
Walden	329,4	E	1910 bis 1912	1 666 000	333	5002		
Ruhrort	283,0	E	1910 bis 1912	525 000 1 530 000	198,5 245	2645 ¹⁾ 6259	2 3 110 + 960 t 1235 t 3789 t 1235 t 2 9 110 + 980 t	
Hamm	236,2	E	1911 bis 1912	1 073 000	250	4292		

1) Die oberen Zahlen beziehen sich auf die Überbauten der Flutbrücke, die unteren auf die Stromüberbauten.

wurde der Beton durch kleine Versenkungskasten eingebracht. Beim Auspumpen zeigten sich mehr oder weniger Undichtigkeiten, ohne daß jedoch das Wasserhalten größere Schwierigkeiten verursacht hätte. Beim letzten Stropfweiler wurde daher auch dieser Beton mit Trichter geschüttet. Der so hergestellte Fangedamm erwies sich als vollkommen dicht, so daß die Dampfmaschine nach erstmaliger Trockenlegung der Baugrube ausgebaut werden konnte, ein Zeichen, daß man bei sorgfältiger und sachgemäßer Schüttung mit Trichter einen einwandfreien Beton herstellen kann.

Das Aufgehende der Pfeiler ist Bruchsteinmauerwerk mit Traßmörtel. Die Pfeiler und die massiven Bogen der Flutbrücken sind in Ziegelsteinmauerwerk hergestellt.

Die Ausrüstung der Baustelle war auf einer für die damalige Zeit erstaunlichen Höhe. An Maschinen wurden unter anderen verwendet: zwei große Dampfbagger zum Vorbaggern der Baugruben, ein Handbagger zu deren Nachbaggern, vier Dampfkränen, von denen zwei später bei den Wölbungsarbeiten der Flutbrücke zum Heben der Materialien benutzt wurden, indem sie mit geringen Kosten in Dampfauzüge umgebaut wurden, vier Dampfkrane, 14 Laufkrane mit Handwinden auf den festen Gerüsten, eine durch Lokomobile getriebene Betonmischtrommel, zwei eiserne Betontrichter mit drei Laufbühnen, sechs durch Pferde getriebene Mörtelmühlen, zwei durch Lokomobile getriebene Zentrifugalpumpen zum Auspumpen der Baugruben, drei desgl. Kolbenpumpen, drei Dampfschiffe, 50 Schiffsgefäße, zwei Lokomotiven mit 32 Eisenbahnwagen. Mit dieser guten Ausrüstung der Baustelle war es möglich, die Arbeiten an

den Stropfweilern in 14 Monaten durchzuführen, wobei noch Hochwasser und Eisgang eine längere Unterbrechung brachten und das in die Baugrube des einen Stropfweilers eingebrochene Hochwasser beträchtliche Mehrarbeit verursachte. Auch muß man hier die Schwierigkeiten berücksichtigen, die die sehr umfangreichen Zimmerarbeiten verursachten, da zur Ersparnis dieselben Rüstungen bei zwei oder drei Pfeilern Verwendung



Abb. 5. Absetzen eines halben Bogens auf Kähne zum Einschwimmen.

Ort und Name der Brücke	Strom-km von Basel bzw. preuß. Grenze	E = Eisenbahn-, S = Straßenbrücke	Bau-jahr	Gesamt-kosten für Eisen R.-M.	Kosten je t R.-M.	Gesamt-ge-wicht t	Skizze der Eisenkonstruktion	Lastenzug
Rüdesheim, Hindenburg-Brücke	23,8	E	1913 bis 1915	3 505 000	302	11608		
Köln, Hängebrücke	185,95	S	1913 bis 1915	3 696 200	446	8287		
Wesel-Büderich	311,85	S	1914 bis 1917	1 555 000	330	4711		
Engers-Neuwied Kronprinz-Wilhelm-Brücke	100,1	E	1916 bis 1918	2 821 000	417	6770		
Remagen, Ludendorff-Brücke	130,28	E	1916 bis 1918	2 143 000	450	4762		
Düsseldorf	242,8	S	1925 bis 1926	2 700 000	527	5125		
Duisburg-Hochfeld	273,53	E	1925 bis 1927	3 950 000	469	8418		
Wesel	313,2	E	1926 bis 1927	2 150 000	545	3946		
Köln-Mülheim		S	1927 bis	8 400 000	579	14500		
Düsseldorf-Neuß		S	1927 bis 1929			12500		

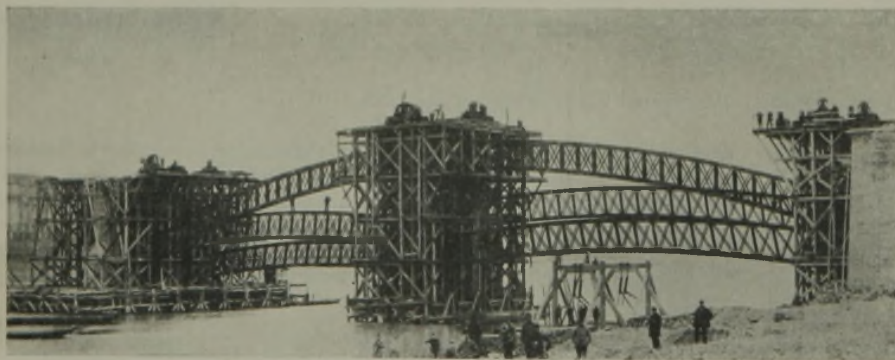


Abb. 6. Aufstellung der Eisenkonstruktionen der Koblenzer Brücke.

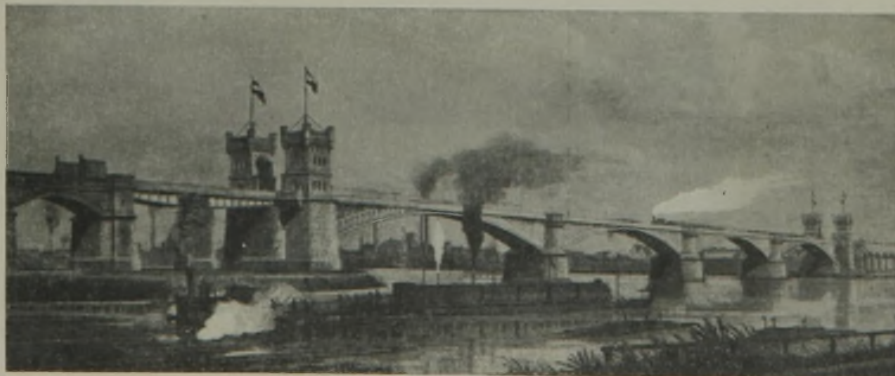


Abb. 7. 24. Dezember 1874.

finden mußten. Die Zeit zum Umbau dieser Rüstungen war nur kurz, da die Maurerarbeiten keine Unterbrechung erfahren durften.

Die Eisenkonstruktion jeder Öffnung besteht aus drei Zweigelenkbogen, zwei äußeren und einem mittleren. Die Bogen durchschneiden die Fahrbahn, die Gleisachsenentfernung ist daher auf 5,07 m vergrößert. Die äußeren Bogen tragen auf Konsolen je einen Fußsteg von 1 m Breite. Die Gurtungen sind parallel, die Füllungsstäbe stehen senkrecht und diagonal. Das Material ist Schweiß-eisen, für die Lager Gußeisen, für die Keile und Rollen Schmiedeeisen. Der Entwurf und die Durchbildung der Eisenkonstruktion entsprechen genau der im Jahre 1862 bis 1864 erbauten Pfaffendorfer Rheinbrücke bei Koblenz, die, unter der Leitung von Hartwich, Hermann Sternberg entworfen hat. Die ausführliche Darstellung des Koblenzer Brückenbaues durch den Bau-Dirigenten der Rheinischen Eisenbahngesellschaft, Geheimen Oberbaurat Emil Hartwich, mag vielleicht ein Grund gewesen sein, den Bau der Rheinhäuser Brücke in der technischen Literatur nicht mehr zu behandeln.

Die Lieferung und Aufstellung der Eisenkonstruktion wurden durch Vertrag vom 21. März 1872 „den Herren Jacobi, Haniel und Huysen“ (der Gutehoffnungshütte in Sterkrade) übertragen. Der Zusammenbau der Bogen geschah auf Zulage an Ort und Stelle unmittelbar unterhalb der Baustelle am linken Ufer. Die vorbereitenden Arbeiten wurden auf dem Werk erledigt. Auf der Zulage wurden die Bogen zusammengelegt und mit Ausnahme eines Mittelstückes im Scheitel vernietet. Jede Hälfte in

einem Gewicht bis 120 t wurde auf ein im Strom gebautes Gerüst geschoben (Abb. 5), hier mittels zweier Krane hochgerichtet, auf zwei besonders ausgerüstete, miteinander verbundene Schiffe abgesetzt und in die betreffende Öffnung eingefahren. An den Pfeilern und in der Mitte jeder Öffnung (Abbildung 6) waren Rüstungen aufgestellt, auf die nacheinander die sechs Bogenhälften abgesetzt wurden. Nach Vervollständigung der Mittelrüstung wurden die Bogenhälften durch Schrauben und Druckwasserpumpen gehoben. Am Schluß wurden die Scheitelstücke der Temperatur entsprechend eingepaßt und vernietet. Abb. 6 stellt die Montage der Koblenzer Brücke durch die Gesellschaft Harkort dar, da ein entsprechendes Bild vom Bau der Hochfelder Brücke nicht mehr aufzufinden ist.

Nachdem die drei Bogen einer Öffnung zusammengesetzt und vernietet waren, wurde das Gerüst umgesetzt. Die übrigen Konstruktionsteile wurden mit Hilfe einer leichten, in die Bogenträger eingebauten Rüstung aufgestellt.

Am 5. März 1873 wurde der erste Niet auf Zulage geschlagen, am 27. November gleichen Jahres der letzte, so daß am 24. Dezember 1873

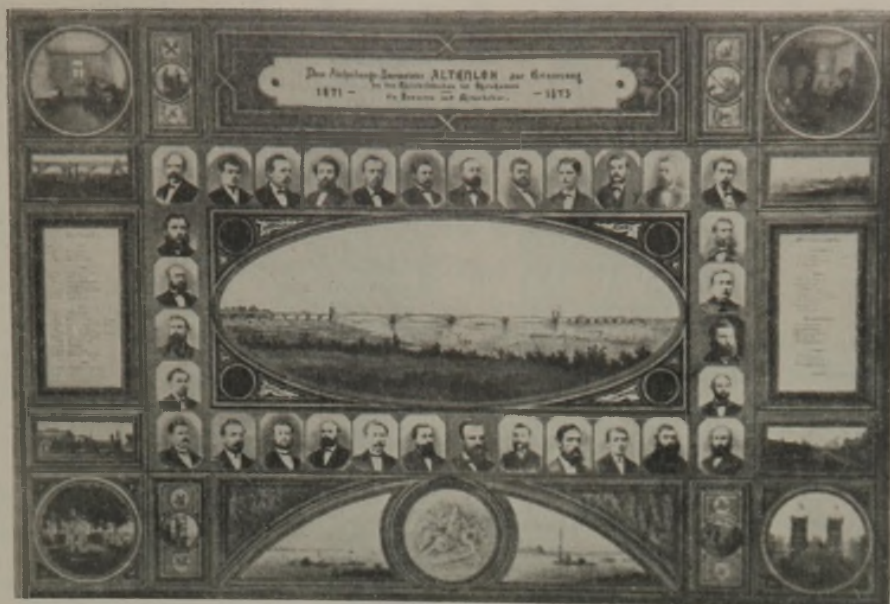


Abb. 8. Erinnerungsblatt an die Fertigstellung des Baues.

bis Wesel mit kurzen Bemerkungen über Baujahr, Gewicht, Belastung usw. zusammengestellt.

Wünschenswert wäre, daß ähnliche Zusammenstellungen auch über die Brückenbauten anderer deutscher Ströme gemacht würden, damit der Vater Werke wenigstens in Wort und Bild erhalten bleiben.

³⁾ Abb. 8 ist der Leipziger Illustr. Zeitung Nr. 1637 vom 24. 7. 1874 entnommen.

der Güterzugbetrieb über die Brücke eröffnet werden konnte: Der Bau war in rund zwei Jahren ohne Unfall unter Leitung des Abteilungsbaumeisters Altenloh durchgeführt worden (Abb. 7 u. 8).³⁾

Die Tatsache, daß bereits sechs alte Rheinbrücken abgebrochen sind, denen bald zwei weitere folgen werden, dürfte es rechtfertigen, eine kurze zusammenfassende Übersicht zu geben von den bisherigen Rhein-Brückenbauten. In Erweiterung der von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Tils in seinem genannten Aufsätze veröffentlichten Tabelle sind in vorstehenden Übersichten alle Rheinbrücken von Basel

Vermischtes.

Preisaufrage der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues.

„Der Eisenbetonbau kann in der Konstruktion und Formgebung noch vervollkommen werden.

Es ist zu untersuchen, wie eine Vervollkommnung zu erreichen ist, insbesondere auch, ob sie durch erweiterte Anwendung von Schalen und Platten aus Eisenbeton und ob sie durch den Zusammenbau fabrikmäßig hergestellter Eisenbetonbauteile zu erzielen ist. Die Bearbeitung kann sich auf eins oder mehrere dieser Teilgebiete erstrecken. Die bisherigen Verwendungsarten und die Entwicklungsmöglichkeiten sind in Theorie und Praxis darzustellen.“

Die Abhandlung ist in deutlicher Handschrift oder Maschinenschrift auf DIN-Format A 4 mit Rand zu liefern. Die nötigen Abbildungen (Handzeichnungen, Umdruckzeichnungen, aufgeklebte Ausschnitte aus Druckwerken, aufgezogene Pausen, Photographien usw.) sind, soweit sie nicht in den Text eingefügt werden, in handlicher Form in einer Mappe vorzulegen und mit Nummern zu versehen, auf die im Texte hinzuweisen ist. Durch einen Quellennachweis ist darzulegen, woher die Angaben der Arbeit und die Zeichnungen entnommen sind.

Zur Bewerbung werden Architekten und Ingenieure, die Angehörige des Deutschen Reiches, des Saargebiets oder des Freistaates Danzig sind, zugelassen.

Die Abhandlungen sind mit einem Kennwort zu versehen und nebst einem durch das gewählte Kennwort bezeichneten verschlossenen Umschlag, der den Namen und die Wohnung des Verfassers enthält, bis zum 15. Januar 1930, 14 Uhr, bei der Geschäftsstelle der Akademie des Bauwesens (Berlin C 2, Am Festungsgraben 1) einzureichen oder an diesem Tage bei der Post aufzugeben.

Das Preisgericht wird durch die Akademie des Bauwesens berufen. Von den als preiswürdig anerkannten Arbeiten wird die beste mit einem Preise von 6000 R.-M., die zweitbeste mit einem Preise von 3000 R.-M. ausgezeichnet. Eine etwaige andere Verteilung der Preise bedarf der Einstimmigkeit des Preisgerichts.

Die preisgekrönten Arbeiten gehen in das Eigentum der Akademie über. Das Ergebnis des Preisausschreibens wird in der Festsitzung der Akademie des Bauwesens anlässlich ihres 50jährigen Bestehens am 7. Mai 1930 öffentlich verkündet und in Fach- und Tageszeitungen bekanntgemacht. Die nicht mit einem Preise bedachten Arbeiten sind 14 Tage nach der Veröffentlichung des Ergebnisses von der bezeichneten Geschäftsstelle unter Vorzeigung eines Lichtbildausweises persönlich abzuholen. Andernfalls werden sie nach Öffnung der Briefumschläge den Verfassern auf eigene Gefahr kostenpflichtig durch die Post zurückgesandt. Die Veröffentlichung des Preisrichtergutachtens behält sich die Akademie vor. Berlin, den 22. März 1929.

Akademie des Bauwesens.
Geyer.

Kai für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London.
Die Bevans-Werke der „Associated Portland Cements Manufacturers, Ltd.“ liegen sehr günstig an dem schiffbaren Ufer der Themse, gegenüber den Tilbury-Docks. Diese bevorzugte Lage, die für die Verladung des Zements in Schiffe große Vorteile hat, führte zu einer bedeutenden Vergrößerung der genannten Werke auf eine jährliche Erzeugung von 500 000 t. Die weitere Folge war, daß auch die Umschlag- und Verladeanlagen entsprechend ausgebaut wurden. Über die letzteren Arbeiten wird in „Concrete and Constructional Engineering“ 1929, Nr. 1, berichtet.

An dem Verladeplatz ist eine Wassertiefe von 7,9 m vorhanden, so daß Schiffe von 10 000 bis 12 000 t Größe anlegen können. Ein weiterer Vorzug der neuen Anlage ist, daß die alten vorhandenen Kaimauern keinen Umbau erforderten und daß die Verladekrane die Lasten unmittelbar von dem Stapelplatz in die Schiffe bringen können (Abb. 1 u. 2). Es ergab sich ferner zwischen dem neuen Kai und den alten Kaimauern noch ein für Leichter geeigneter Hafen, wodurch die Umschlagsmöglichkeit weiter verbessert wurde. Schließlich wurde noch eine Kohlenladeanlage mit einer Leistungsfähigkeit von 150 t/h gebaut, die über ein am Ostende der Kai-Brücke angeordnetes Förderband in die Kohlenbunker des Zementwerkes entlud.

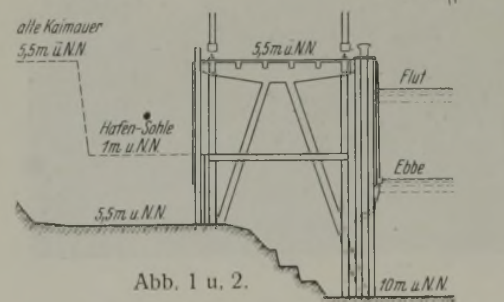
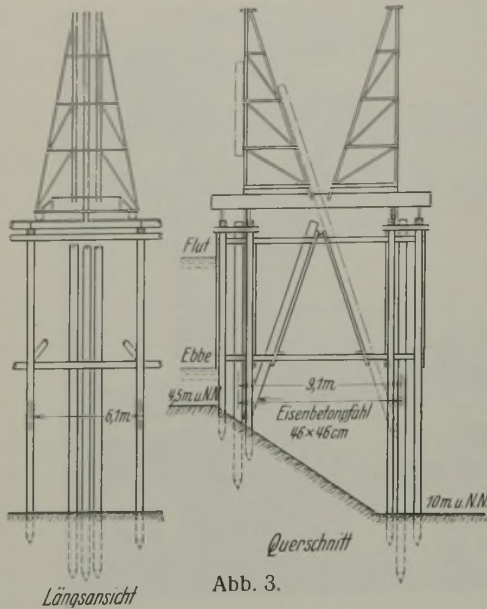


Abb. 1 u. 2.

Das Flußbett bestand an der Baustelle zumeist aus festem Kalk, von dem 4000 m³ zur Herstellung der erforderlichen Wassertiefe ausgebaggert wurden. Der Baggerboden wurde in der Längsrichtung des neuen Kais treppenförmig abgelagert, um für die Rammpfähle ein ebenes Bett vorzubereiten.

Die Gesamtlänge der Kai-Brücke ist 185 m bei einer Breite von 12,5 m. Sie wird von Eisenbetonböcken in 6 m Abstand getragen. Jeder Bock besteht aus 6 Pfählen von 46 x 46 cm² Querschnitt. Die Anordnung der Pfähle geht aus Abb. 3 hervor. Insgesamt sind 31 Eisenbetonböcke vor-

handen. Jeder besteht aus zwei unter den Kranbahnschienen angeordneten senkrechten Pfählen und vier Schrägpfählen, die paarweise beiderseits der senkrechten Pfähle verlaufen. Ihre Spitzen treffen in der Längsachse der Kai-Brücke zusammen. Alle Pfähle eines Bockes sind dicht über NW durch einen nach dem Rammen der Pfähle betonierten Balken zusammengefaßt.



Die Brückenbahn besteht aus einer 18 cm starken Eisenbetonplatte, die sich über in 1,8 m Abstand angeordneten Längsträger spannt. Die Bewehrung der Platte besteht aus Rundstählen 12 mm ϕ in 15 cm Abstand. Vor der Brücke sind Reibepfähle eingerammt, von denen jeder aus 3 Holzpfählen von 35 cm ϕ besteht.

Die Pfähle haben eine Bewehrung von 4 R.-E. 38 mm ϕ . Pfähle von der verwendeten Länge, etwa 20 m, erleiden, wenn sie an dem Kopf gehoben werden, wobei der Fuß noch auf dem Boden schleift, ein Biegemoment, das eine Beanspruchung von etwa 3600 kg/cm² in den Eisen und 148 kg/cm² im Beton hervorruft, so daß hierbei der Pfahl zerstört würde. Daher wurden die Pfähle nur an Punkten angehoben, die $\frac{1}{5}$ der Länge von jedem Ende entfernt waren. Bei dieser Unterstüzung ergibt sich das kleinste Biegemoment, und die Beanspruchungen sanken auf 710 bzw. 31 kg/cm² für das Eisen und den Beton.

Die 21 m langen Schrägpfähle von 10 t Gewicht wurden ähnlich geführt. Doch wurde die Taubefestigung so gewählt, daß der Pfahl gleich in der gewollten Neigung schwebte und ohne weitere Befestigung auf die Läufer- rute der Ramme aufgelegt werden konnte.

Zum Rammen der Pfähle wurde eine Ramme besonderer Bauart mit einem 4 t schweren Bären benutzt. Die Ramme hatte eine senkrechte und eine schräge Läufer- rute auf einem gemeinsamen Untergestell und war in der Längsrichtung der Kai-Brücke auf einem hölzernen Lehrgerüst verschiebbar. Durch die Bauart der Rammen (Abb. 3) wurde deren Versetzen auf ein Mindestmaß beschränkt; noch günstiger wäre es jedoch gewesen, wenn auch eine geringe Querbewegung der Rammen vorgesehen worden wäre. Das Rammen wurde bis zu einem Einsinken des Pfahles von 0,25 cm je Schlag bei einer Fallhöhe des 4 t schweren Bären von 1,5 m fortgesetzt; doch mußte die Rammtiefe dann mindestens 3,6 m betragen. Anderenfalls durfte das Einsinken nur 0,125 cm betragen.



Abb. 4.

Es wurde ausschließlich schnellerhärtender Zement verwendet. Die durchschnittliche Würfel- festigkeit des Betons betrug nach 7 Tagen 260 kg/cm², nach 28 Tagen 316 kg/cm². Die Mischung bestand aus 0,11 m³ gebrochenem und gewaschenem Schotter von 6 bis 19 cm Korngröße, 0,06 m³ gewaschenem Sand und 46 kg schnellerhärtendem Zement, was einem Mischungsverhältnis von etwa 3,2 : 1,6 : 1 entspricht. Die Menge des Anmachewassers wurde sorgfältig beobachtet; während der gesamten Arbeiten wurde ein Setzen der Patzenprobe von 3,8 cm durchgeführt. Lp.

Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 7. bis 9. März 1929. (Fortsetzung aus Heft 15.)

Über „Leistungsversuche an Mischmaschinen“ erstatteten Prof. Dr. Garbotz und Prof. Graf Bericht. Diese gemeinsam von

Erzeuger- und Verbraucher- kreisen getragenen umfangreichen Untersuchungen sollen dazu dienen, die verschiedenen im Handel befindlichen Arten von Betonmischern auf ihre Zweckmäßigkeit zu prüfen, dabei den Energiebedarf und die Betriebseigenschaften der einzelnen Maschinen festzustellen sowie die Wasserabmeß- vorrichtungen zu erproben. Außerdem war u. a. der Einfluß der Größe der Mischtrommel und der Änderung der Umdrehungszahlen zu ermitteln. Aus einer größeren Reihe von Vorversuchen konnte bereits festgestellt und später bestätigt werden, daß die Reihenfolge der Aufgabe der Rohstoffe in den Mischer als belanglos anzusprechen ist, so daß die Forderung einer Trockenvormischung nicht mehr berechtigt erscheint. Ferner ergab sich, daß bei sorgfältiger Arbeit für Beton im allgemeinen eine Mischdauer von 1 min, bei Straßenbeton eine solche von $1\frac{1}{2}$ min ausreichend sei; die bei längerer Mischzeit etwa noch erzielbare Festigkeitserhöhung steht zu dem wirtschaftlichen Aufwand hierfür in keinem Verhältnis. Mit 30 verschiedenen Mischmaschinen wurden im ganzen über 5000 Versuchswürfel hergestellt und geprüft. Die Ergebnisse in bezug auf die erhaltenen Eigenschaften des Betons sowie bezüglich der Arbeitsweise der Mischer sind zusammengestellt und erst z. T. ausgewertet. Schon daraus läßt sich erkennen, daß für Stampf-, Eisen-, Guß- oder Straßenbeton jeweils wechselnde Eigenarten der Maschinen vorteilhaft sind, daß aber keiner bestimmten Maschinenbauart der uneingeschränkte Vorzug gegeben werden kann. Die Veröffentlichung der Versuchsauswertung, die sowohl für Erzeuger wie auch Verbraucher von Mischmaschinen von großem Wert sein dürfte, ist gegen Mitte dieses Jahres zu erwarten. Außer vielen Zahlentafeln und Schaubildern, die die Vorträge erläuterten, wurde ein Film über die Arbeitsvorgänge an Mischmaschinen vorgeführt.

In der an diesen Vortrag sich anschließenden Aussprache gab Dr. Bendel, Zürich, ergänzende Mitteilungen über eigene Versuche mit Lichtbild- und Filmvorführungen.

„Hochwertiger Beton unter Berücksichtigung der Darstellung im Vierstoffparallelogramm“ wurde von Oberbaurat Spindel, Innsbruck, behandelt. Bei den Zementen sind zu unterscheiden die spätfesten, frühfesten und frühhochfesten (frühhochverschleißfesten) Portlandzemente sowie die Tonerdeschmelzzemente. Ihre Erhärtung läßt sich laufend mit Hilfe der Kugeldruckprobe überwachen. Die Zuschlagstoffe sollen eine größere Festigkeit als der Betonmörtel besitzen, um die Gesamtdruckfestigkeit zu steigern, die man an Abnutzungsprüfmaschinen feststellen kann. Der Einfluß des Zementes, der Zuschlagstoffe und des Wasserzusatzes sowie der Verarbeitung auf die Güte des Betons wurden erörtert. Da die bisher angewendete Darstellung des Betons im Dreistoffdreieck nicht ausreicht, hat der Vortragende ein neues Verfahren ausgebildet. In dem Vierstoffparallelogramm läßt sich der Zement aus den Anteilen Kieselsäure, Kalk, Tonerde und Eisenoxyd darstellen. Für den Beton ergibt sich entsprechend eine Abhängigkeit zwischen Zement, Sand- und Kiesgemisch, Wasser und Luft, bezogen auf 1 m³ Festmenge frischen Betons; der Luftanteil ist von der Verarbeitungsweise abhängig. An Hand dieses Vierstoffparallelogramms kann nicht nur die Wahl der Zusammensetzung des Betons vorgenommen, sondern auch seine zu erwartende Druckfestigkeit im voraus bestimmt werden.

Dr.-Ing. Olsen, München, brachte „Untersuchungen über die Zugfestigkeit von Zementmörtel und Beton.“¹⁾ Für zahlreiche Eisenbetonbauten ist die Betonzugfestigkeit von wesentlicher Bedeutung. Da bisher nur wenige Erkenntnisse darüber vorhanden sind, von welchen Einflüssen die Betonzugfestigkeit abhängig ist und wie sie zuverlässig gesteigert werden kann, wurden umfangreiche Versuche durchgeführt, deren Ergebnisse hier mitgeteilt worden sind. Die Überschreitung der Zugfestigkeit gegenüber den in den Normen geforderten Werten ist bei Handelszement meist viel größer als bei hochwertigem Zement, bei dem sie mit zunehmendem Alter nach anfänglichem Anstieg wieder abfällt, um sich dann erneut zu vergrößern. Das Verhältnis von Druckfestigkeit zu Zugfestigkeit wurde durchschnittlich ermittelt bei hochwertigem Zement zu 12,0 bis 13,5, bei Handelszement zu 9,8 bis 12,1. Bei größerem Wasserzusatz wird die Zugfestigkeit geringer. Eine geeignete Nachbehandlung mit durchweg feuchter Lagerung ergab günstigere Werte. Während die verwendeten Zuschlagstoffe nur von geringerer Bedeutung sind, übt die Normzugfestigkeit des Zementes den größten Einfluß auf die Betonzugfestigkeit aus, wobei eine unmittelbare Übereinstimmung zu erkennen ist. Infolgedessen bleibt für die Weiterentwicklung der Zemente anzustreben, daß die Zugfestigkeit in höherem Maße gesteigert werden sollte als die Druckfestigkeit, da sie als mindestens ebenso wertvoll anzusehen ist.

An der folgenden Aussprache beteiligten sich Obering. Gensbaur als Zementerzeuger und Verbraucher, Direktor Prüssing als Erzeuger, Prof. Dr. Kühl und Oberbaurat Spindel, die eigene Versuchsergebnisse mitteilten, die die Ausführungen von Dr.-Ing. Olsen teilweise bestätigten. Immerhin lassen sich die hier angeschnittenen Fragen bisher nicht einwandfrei beantworten, da manche Zusammenhänge bzw. Widersprüche in den Versuchsergebnissen noch der Klärung bedürfen. (Schluß folgt.)

¹⁾ Dieser Vortrag wird demnächst in der Zeitschrift „Beton u. Eisen“ veröffentlicht.

INHALT: Die erste Eisenbahnbrücke aus Stützstahl der schweizerischen Bundesbahnen. — Bemerkenswerte Bauwerke der neuen Hamburger Ufergrundbahnlinie. — Zum Abbruch der alten Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Dulsburg-Hochfeld. — Vermischtes: Preisaufgabe der Akademie des Bauwesens in Berlin aus dem Gebiete des Eisenbetonbaues. — Kal für Zementverladung aus Eisenbeton in Northfleet, London. — Bericht über die 32. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung.)

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.