

EISENBETON-BALKENBRÜCKE FÜR EINE ANSCHLUSSBAHN MIT ELEKTRISCHEM ZAHNRADBETRIEB.

Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Geschäftsführer der Fa. Rob. Grastorf, G. m. b. H., Hannover.

A. Vorbemerkungen.

Im Okertal, etwas unterhalb des gleichnamigen Ortes, liegen die „Metall- und Farbwerke A. G.“, ein industrielles Unternehmen, das die Verhüttung von Erzen und Erzeugung von Farbstoffen zum Gegenstande hat. Das Werksgelände ist auf der einen Seite begrenzt durch die Oker, auf der anderen Seite durch einen Steilabhang, längs dessen etwa in halber Höhe die zweigleisige Hauptstrecke Goslar—Vienenburg—Halberstadt—Halle verläuft.

Bis vor etwa 4 Jahren besaß das Werk kein Anschlußgleis; vielmehr erfolgte die gesamte Güterzustellung auf Bahnhof Oker, und es wurde die An- und Abfuhr mittels Pferdegespannen auf gepflasterter, etwa 2 km langer Fahrstraße bewirkt.

In der Vorkriegszeit ging dieses Fuhrgeschäft ziemlich reibungslos vonstatten, zumal die Gütererzeugung des Werkes, das erst in den Jahren 1912/13 entstanden war, sich noch in verhältnismäßig bescheidenen Grenzen hielt, so daß auch die geldlichen Aufwendungen für An- und Abfuhr nur gering waren.

B. Anschlußgleisprojekte.

Wie allorts ergaben sich aber schon bald nach Kriegsausbruch Schwierigkeiten bei dieser Art Güterbeförderung, hervorgerufen durch den gewaltigen Bedarf der Heeresverwaltung an Pferdmaterial, den schlechten Zustand der noch zur Verfügung stehenden Pferde infolge zunehmender Futterknappheit und nicht zuletzt durch das Fehlen geübter Fuhrleute. Diese Schwierigkeiten vergrößerten sich mit zunehmender Kriegsdauer und machten sich auch in geldlicher Hinsicht durch das ständige Anwachsen der Fuhr- und Wagenstandgelderkonten unangenehm fühlbar.

Wie anderwärts trat deshalb auch die Werksleitung der Metall- und Farbwerke gegen Kriegsende der Erbauung einer Anschlußgleisanlage näher. Hierfür ergaben sich folgende Möglichkeiten:

1. Anschluß vom Bahnhof Oker aus längs der Hauptstrecke Goslar—Vienenburg.

Dieses Projekt scheiterte infolge der hohen Kosten für Grunderwerb, umfangreiche Dammschüttungen und Anlage von Kunstbauten (Viadukt über die Oker und verschiedene ca. 10 m hohe Stützmauern).

2. Abzweigung vom Anschlußgleis der am Bahnhof Oker liegenden chemischen Fabrik von Gebr. Borchers. Linienführung nach Kreuzung der Straße Oker—Goslar, längs der sog. „Abzucht“ (Bach, welcher an der Papierfabrik in die Oker mündet). Kreuzung der Oker unmittelbar unterhalb der bestehenden Straßenbrücke an der Papierfabrik.

Dieses Projekt, das zwar ebenfalls ziemlich erhebliche Aufwendungen für Grunderwerb und Kunstbauten erforderte, hatte den großen Vorteil, daß noch mehrere andere Werke, u. a. die Papierfabrik, sich anschließen konnten, so daß die Baukosten des Hauptanschlusses auf mehrere Interessenten sich verteilen.

Auch dieses Projekt konnte jedoch nicht verwirklicht werden aus Mangel an Interesse bei den übrigen Teilnehmern.

3. Es blieb hiernach nur noch eine Möglichkeit, nämlich diejenige, von der in etwa 1 km Entfernung vom Werk auf dem

Hochplateau verlaufenden Strecke Goslar—Harzburg abzuzweigen, wobei ein Höhenunterschied von etwa 23,5 m zu überwinden war. Hierbei ergaben sich wiederum verschiedene Lösungen und zwar:

a) Benutzung einer ca. 500 m unterhalb des Werkes vorhandenen Feldwegunterführung im Bahnkörper der Strecke Oker—Vienenburg. Die verhältnismäßig geringe Breite dieser Unterführung gestattete jedoch nur die Anlage einer Schmalspurbahn mit Güterumschlag an der Abzweigstelle.

Infolge der großen hierbei in Frage kommenden Gleislänge von ca. 1600 m stellten sich die Gesamtkosten für dieses Projekt ziemlich hoch; auch war diese Lösung wegen des erforderlichen Güterumschlages und der verhältnismäßig geringen Leistungsfähigkeit durchaus nicht ideal, so daß von der Verwirklichung derselben Abstand genommen wurde.

b) Ausführung eines normalspurigen Anschlusses in gerader Richtung auf das Werk zu bis an den Rand des Steilhanges. Dasselbst Güterumschlag in Feldbahnwagen unter Einschaltung von Silos für die Zwischenlagerung der ankommenden Güter (Kohle, Erze usw.). Alsdann Überwindung des Höhenunterschiedes mittels Aufzügen in zwei Stufen unter Überbrückung der Strecke Goslar—Vienenburg.

Trotzdem eine derartige Anlage — wegen der Schwierigkeiten bei der Verladung der abgehenden Güter — auch nicht in jeder Beziehung befriedigte und insbesondere die Beförderungskosten der ankommenden Schwergüter infolge ihrer Verschiedenartigkeit und ihrer Verarbeitung an verschiedenen Stellen ziemlich erheblich sind, entschloß sich die Werksleitung doch zur Verwirklichung dieses Projektes.

Die Vorarbeiten hierfür waren so weit gediehen, daß alle Entwürfe für die verschiedenen baulichen Anlagen ausführungsfähig zur Einreichung an die für die Prüfung und Genehmigung zuständigen behördlichen Stellen bereit lagen, als die Werksleitung einen neuen Oberingenieur in der Person des Herrn Hilger erhielt. Dieser griff das Anschlußgleisprojekt sofort auf, machte sich die Lösung des in gerader Richtung auf das Werk führenden Anschlusses, abzweigend von der Goslar—Harzburger Strecke, zu eigen, schlug jedoch vor:

c) den normalspurigen Anschluß auf einer Schrägstrecke mit Zahnradbetrieb bis ins Werk hineinzuführen, wodurch sich die Möglichkeit bot, durch Anlage entsprechender Gleisstränge auf dem Werksgelände die ankommenden Güter ohne Umladung bis an die verschiedenen Verbrauchsstellen zu befördern, die abgehenden Güterwagen an den Ursprungsstellen zu beladen. Hierbei sollte lediglich die Schrägstrecke Zahnradbetrieb, dagegen alle übrigen Strecken, insbesondere auch das ausgedehnte Gleisnetz innerhalb des Werkes, Adhäsionsbetrieb erhalten.

Dieser für norddeutsche Begriffe — zumal es sich um ein Anschlußgleis handelte — etwas neuartige Plan fand nach anfänglichen Bedenken bald die ungeteilte Zustimmung der Werksleitung, zumal die große Wirtschaftlichkeit des Betriebes sich leicht nachweisen ließ und billiger elektrischer Strom, erzeugt aus eigener Wasserkraftanlage, für elektrischen Betrieb zur Verfügung stand. Auch entsprach die zu erzielende Leistungsfähigkeit einer solchen Anlage, trotzdem auf einmal nicht mehr als zwei beladene oder drei leere Güterwagen befördert werden können und die Geschwindigkeit auf der Zahn-

während die Endauflager zwischen zwei Abteilungen durch einen gemeinschaftlichen Gruppenpfeiler aus Stampfbeton mit Eiseneinlagen unterstützt werden.

Am unteren Ende erfolgt die Auflagerung des Überbaues auf einem massiven Widerlager aus Stampfbeton, das im Zusammenhang mit Flügelmauern zugleich als Abschluß der Dammschüttung dient.

Als Auflager am oberen Ende der Brücke dient eine ausreichend tief in die Böschung des Steillanges eingelassene Betonschwelle.

Die zwei zu beiden Seiten der Staatsbahngleise stehenden Pendelpfeiler sind symmetrisch zur Bahnachse angeordnet, so daß bei 10 m Abstand der Pfeiler von Mitte zu Mitte und 0,50 m Breite der Stützen, außerhalb der Umgrenzungslinie des Lichtraumprofils, dessen Breite $3,50 + 2 \cdot 2,0 = 7,50$ m beträgt, bis Pfeilerinnenkante noch ein Zwischenraum von je 1 m verbleibt.

Ebenso ist oberhalb des Lichtraumprofils bis Unterkante Überbau am tiefsten Punkt noch eine Höhe von rd 0,50 m vorhanden, welches Maß für die Einrüstung erforderlich war.

III. Einzelheiten der Konstruktion.

a) Überbau.

Derselbe besteht aus zwei in gegenseitigem Abstand von 1,50 m angeordneten Hauptträgern aus Eisenbeton von $0,30 \times 1$ m Querschnitt. Zwischen die Hauptträger spannt sich eine 15 cm starke Eisenbetonplatte, welche beidseitig je 1 m ausgekragt ist und an den Enden massive Brüstungen aus Monierkonstruktion von 1,10 m Höhe und 7 cm Stärke trägt, so daß sich die Gesamtbreite des Überbaues zu 3,50 m ergibt. Ein Hereinragen der mit Oberkante rd 0,80 m über S. O. liegenden Brüstungen in das Lichtraumprofil findet hierbei nicht statt.

Jeweils über den Gruppenpfeilern sowie über dem mittleren Pendelpfeiler jeder Abteilung, d. h. also in Abständen von 20 m, sind beidseitig Austritte in Form von Auskragungen der Fahrbahnplatte bzw. der Versteifungsträger angeordnet, um Personen, die sich beim Herannahen eines Zuges auf der Brücke befinden, die Möglichkeit zu geben, sich in Sicherheit zu bringen.

Auf dem einen Austritt über den beiden Gruppenpfeilern sind rd 6 m hohe Eisenbetonmaste, an welchen die eisernen Ausleger der Fahrleitung befestigt sind, zur Aufstellung gelangt.

Über jedem Pfeiler, ebenso in der Mitte jeder Öffnung, sind die Hauptträger durch Eisenbetonträger von der jeweiligen Höhe derselben und 0,25 m Breite in der Querrichtung ausgesteift.

Um die Auflagerbedingungen möglichst genau zu erfüllen und insbesondere ein Zusammenschieben der Überbauten nach unten infolge der Stoßwirkung beim Zahnradbetrieb und dadurch bedingter Aufhebung der Wirkung der Dehnungsfugen zu verhindern, ist jeweils das untere Auflager einer jeden Abteilung als festes, das obere als längsbewegliches Auflager ausgebildet. Dies wurde dadurch erreicht, daß die Überbauten unten ohne irgendwelche Zwischenlage sich gegen eine Abstufung auf dem jeweiligen Gruppenpfeiler bzw. dem unteren Endwiderlager legen, während für die beweglichen Auflager Flacheisen von $2000 \times 100 \times 16$ mm mittelst Dübeln in die Pfeiler eingelassen sind, so daß die zu überwindenden Reibungskräfte verhältnismäßig gering ausfallen.

Auf die Pendelpfeiler sind die Überbauten ohne Zwischenlage lose aufgelegt, wobei vorausgesetzt werden kann, daß die Pendelpfeiler bei der verhältnismäßig großen Höhe genügende Elastizität besitzen, um den Bewegungen der Überbauten ohne bleibende Deformation folgen zu können.

b) Pfeiler.

Die Pendelpfeiler bestehen aus zwei gespreizt angeordneten Eisenbetonstützen von $0,50 \times 0,40$ m bzw. bei dem höchsten Pfeiler der mittleren Abteilung von $0,50 \times 0,50$ m Querschnitt und sind je nach der Höhe durch 1–3 Eisenbetonquerriegel von ebensolchem Querschnitt miteinander verbunden.

Die Stützen stehen auf gemeinschaftlichem Fundamentbankett aus Eisenbeton.

Die Fundamente der beiden den Gleisen benachbarten Pendelpfeiler sind nach Staatsbahnvorschrift zur Sicherung bei Entgleisungen als massive 0,70 m über S. O. hinausragende, beidseitig spitz zulaufende Stampfbetonklötze ausgebildet.

Die Gruppenpfeiler wurden in Stampfbeton vorgesehen und zur Kostenersparnis in zwei einzelne Pfeiler aufgelöst, die, soweit erforderlich, im unteren Teil eine Rundeisenbewehrung erhalten haben und auf gemeinschaftlicher Grundplatte von 0,80 m bei dem niedrigeren und 0,90 m Stärke beim höheren Pfeiler stehen. Der höhere der beiden Pfeiler ist außerdem in halber Höhe durch einen Querbalken ausgesteift.

c) Fahrbahnausbildung.

Für den Oberbau sind hölzerne Querschwellen, auf welchen gleichzeitig auch die Zahnstange (System Abt) befestigt ist, verwendet. Hierbei wurde aus Ersparnisgründen von der Anordnung eines Schotterbettes abgesehen, und die Schwellen lagern unmittelbar auf der Fahrbahnplatte auf, wobei jedoch zur Dämpfung der Stöße und zum Ausgleich kleiner Höhenunterschiede Streifen aus imprägnierter Pappe von entsprechender Breite und Stärke untergelegt sind.

Die Befestigung des Oberbaues auf dem Eisenbetonunterbau ist in der Weise erfolgt, daß jede vierte Schwelle unter Verwendung eines Winkeleisenpaares mit der Fahrbahnplatte verschraubt ist, und es wurden zu diesem Zwecke Gasrohrabschnitte in die Fahrbahnplatte einbetoniert. Außerdem sind in Abständen von 10 m, d. h. jeweils am unteren Ende einer Öffnung, Betonklötze auf die Fahrbahn aufbetoniert und durch Rundeisen mit dem daselbst befindlichen Versteifungsträger verankert. Gegen diese Betonklötze legt sich der Oberbau, und dadurch wird das Wandern desselben verhindert; außerdem sollen diese Klötze die in der Brückenachse wirkenden wagenrechten Kräfte, herrührend vom Zahnradbetrieb, auf die Versteifungsträger und von diesen auf die Hauptträger übertragen.

Endlich sei erwähnt, daß der über den Staatsbahngleisen liegende Teil des Oberbaues auf eine Länge von rd 30 m mit Zwangschienen, um ein Entgleisen von Fahrzeugen auf diesem Teile der Brücke auf alle Fälle auszuschließen, ausgerüstet ist.

d) Verschiedenes.

Die Oberfläche der Fahrbahn hat einen wasserdichten Zementanstrich erhalten; außerdem einen Schutzanstrich aus Inertol, da bekanntlich beim Zahnradbetrieb verhältnismäßig viel Öl und Fett von der Maschine und Zahnstange abgesondert wird.

Die Dehnungsfugen sind mittels einseitig auf der Fahrbahnplatte befestigter Schleppbleche überdeckt.

Sämtliche Ansichtsflächen der Pfeiler und Überbauten haben einen schlichten Zementmörtelputz erhalten; dagegen wurden die Untersichten mit Zementmilch nur geschlämmt. Die Fahrbahnuntersichten über den Staatsbahngleisen sind zum Schutze gegen die schädlichen Einflüsse der Rauchgase der Lokomotiven außerdem mit einem Schutzanstrich versehen. (Rauchschutztafeln sind von der Aufsichtsbehörde nicht verlangt und daher auch nicht angebracht worden.)

Um bei den dünnwandigen massiven Brüstungen Risse infolge elastischer Bewegungen des Überbaues beim Befahren der Brücke und bei Temperaturänderungen möglichst zu vermeiden, sind Fugen in den Brüstungen nicht nur über den Gruppenpfeilern, sondern auch über den Pendelpfeilern, d. h. also in Abständen von 10 m, zur Ausführung gelangt. In jeder Öffnung haben die Brüstungen außerdem in Fahrbahnhöhe Schlitz erhalten, um das Herausfegen von Schnee und Schmutz zu ermöglichen (s. Abb. 3).

IV. Statische Berechnung.

Dieselbe ist sehr eingehend unter Berücksichtigung aller in Frage kommenden Kräfteinflüsse durchgeführt. Hierbei wurden folgende Belastungsannahmen zugrunde gelegt.

a) Lotrechte Lasten.

Fahrbahn- und Kragplatte sind, da eine Belastung durch das Gleis nicht stattfindet, für eine gleichmäßig verteilte Last von 500 kg/m² berechnet und dimensioniert, außerdem die Fahrbahnplatte für eine Einzellast in Mitte, herrührend aus der Komponente des Zahndruckes (s. unten), $\frac{6000}{9} = 670$ kg.

Für den Bahnbetrieb war in Aussicht genommen, daß auf der Fahrt zu Berg die elektrische Zahnradlokomotive 2 beladene oder 3 leere Güterwagen vor sich herschiebt bzw. auf der Fahrt zu Tal hinter sich hat. Da nun das Dienstgewicht der Lokomotive nur 12 t, verteilt auf 2 Achsen in gegenseitigem Abstand von rd 2 m, beträgt, wurde ein Lastenzug, bestehend ausschließlich aus Güterwagen gemäß den Vorschriften der preußischen Staatsbahn (Achsdruk von 13 t, Achsabstand 3), in der jeweils ungünstigsten Anzahl und Zusammenstellung der Berechnung zugrunde gelegt. Als lotrechte Belastung kommt ferner eine gleichmäßig verteilte Last, herrührend aus dem Windkippmoment des Verkehrsbandes (s. unten), in Frage, und zwar in Höhe von $p_w = \frac{3,0 \cdot 150 \cdot 1,5}{15} = 450$ kg/m.

b) Wagerechte Kräfte.

1. In Richtung der Brückenachse.

Zahndruck von max. 4000 kg, wobei zur Sicherheit mit einem Erschütterungszuschlag von 50 % gerechnet ist.

Die Wirkung von Bremskräften braucht nicht berücksichtigt zu werden, da erfahrungsgemäß ein Bruch der Zahnstange oder des Zahnrades und damit ein Abgleiten des Zuges nicht in Frage kommt. Dagegen wurde bei den beiden Gruppenpfeilern und der Auflagerschwelle am oberen Ende der Brücke die Wirkung von Reibungskräften infolge der Längenänderung der Überbauten bei Temperaturänderungen untersucht, wobei der Reibungskoeffizient (Beton auf Eisen) zu $\mu = 0,3$ angenommen ist.

2. Senkrecht zur Brückenachse.

Winddruck von 150 kg/m² wagerecht getroffene Fläche der Pfeiler, Überbauten und eines 3 m über S. O. hohen Verkehrsbandes.

Zulässige Beanspruchungen.

a) Eisenbeton des Überbaues:

Nach den in den amtlichen Bestimmungen für Brücken unter Eisenbahngleisen vorgeschriebenen Spannungswerten $\frac{\sigma_b}{\sigma_e} = 30/750$ kg/cm² brauchte im vorliegenden Falle nicht dimensioniert zu werden, da bei der geringen Geschwindigkeit auf der Brücke von nur 1 m keine erheblichen Erschütterungen zu erwarten waren. Es wurden demzufolge in Anlehnung an die Spannungswerte der amtlichen Vorschriften für Teile von Straßenbrücken, die der unmittelbaren Erschütterung durch Fahrzeuge ausgesetzt sind, folgende zulässigen Beanspruchungen der Berechnung und Dimensionierung zugrunde gelegt:

Beton auf Druck.

Mischungsverhältnis 1:5

ohne Berücksichtigung der Windkräfte: bis 35 kg/cm²
mit " " " " 40 "

Eisen auf Zug

ohne Berücksichtigung der Windkräfte: bis 900 kg/cm²
mit " " " " 1000 "

b) Sonstige Eisenbetonkonstruktionsteile:

Stützen auf Druck } Mischung { bis 30 kg/cm²
Versteifungsriegel } 1:4½ { „ 40/1000 kg/cm²
Fundamente M. 1:5 „ 40/1200 „

c) Bodenpressungen:

Im gewachsenen Boden (grober Kies) 3,0 kg/cm²
Im Bahnkörper (vor ca. 40 Jahren
aus Kies geschüttet) 2,0 „

Durchführung der Berechnung:

1. Brüstungen.

Berechnet für Winddruck von außen und innen. Senkrechte Bewehrung demzufolge beidseitig, bestehend aus je 7 R. E. 6 mm Ø p. m. Wagerechte Bewehrung zur Vermeidung von Rissebildungen infolge Temperaturänderungen ist reichlich bemessen.

2. Kragplatte.

Stärke: 10 cm am Ende, 15 cm beim Anschluß an den Hauptträger.

Bewehrung: 0 11 R. E. 8 Ø p. m. nach außen hin abnehmend.

3. Fahrbahnplatte.

Größte und kleinste Momente: ständige Last, Komponente des Zahndruckes, Wind auf Brüstung von außen, Kragplatte unbelastet + 10 400 cmkg

Ständige Last, Fahrbahnplatte unbelastet, Kragplatte voll belastet, Winddruck auf Brüstung von innen - 52 400 cmkg

Plattenstärke 15 cm

Bewehrung: 0 9 R. E. 8 Ø p. m.

u 5 R. E. 8 Ø p. m.

4. Hauptträger.

Die Untersuchung ist durchgeführt für einen durchlaufenden, frei aufliegenden Balken über 4 Öffnungen mit Hilfe von Einflußlinien, deren Ordinaten dem Tabellenwerk von Griot entnommen sind.

Die jeweils ungünstigsten Laststellungen ergeben folgende Größt- und Kleinstwerte für die Biegemomente; hierbei Angaben in () ohne Winddruck.

Endfeld:	$M_{max} = + 3 791 000$ cmkg (+ 3 341 000 „)
mittl. Feld:	$M_{max} = + 2 761 000$ „ (+ 2 399 000 „)
	$M_{min} = - 125 000$ „
Stütze I	$M_{min} = - 4 832 000$ „ (- 4 290 000 „)
Stütze II:	$M_{min} = - 4 094 000$ „ (- 3 566 000 „)

Querschnitte und Bewehrungen.

Felder:	Höhe 100 cm;	Breite 30 cm
Stütze	„ 140 „	„ 30 „
Bewehrung	Endfeld	u 8 R. E. 26 Ø in zwei Lagen
	mittl. Feld	u 6 R. E. 26 Ø in einer Lage
	Stütze I	0 8 R. E. 26 Ø in zwei Lagen u 5 R. E. 20 Ø in einer Lage
	Stütze II	0 7 R. E. 26 Ø u 3 R. E. 20 Ø

Der Nachweis der Betonzugspannungen ergab im ungünstigsten Falle Werte von 29,4 kg/cm² mit und 25,9 kg/cm² ohne Winddruck.

Nachweis der Schubspannungen ist sehr sorgfältig für jedes Auflager unter Berücksichtigung der ungünstigsten Stellung und Veränderlichkeit der Verkehrslasten vorgenommen.

Es wurden jeweils unter 45° aufgebogen
im Endfeld 5 R. E. 26 \emptyset (1 + 2 + 2)
im mittl. Feld 4 R. E. 26 \emptyset (1 + 1 + 2)
Bügel in der Nähe der Auflager R. E. 10 \emptyset
im mittleren Teil der Felder R. E. 8 \emptyset je in 25 cm
Abstand von einander.

5. Versteifungsträger.

Querschnitt: 100 x 25 cm bzw. 140 x 25 cm über
den Pendelpfeilern.

Bewehrung u und o je 3 R. E. 16 \emptyset

Die Versteifungsträger an den Enden jeder Abteilung
sind außerdem zur Sicherheit für eine wagrecht wirkende
Einzellast von 6000 kg in Mitte, herrührend vom Zahndruck,
bewehrt, und zwar mit u und i je 4 R. E. 16 \emptyset , da denselben die
Aufgabe der Übertragung des Zahndruckes dann zufällt, wenn
man annimmt (was allerdings nicht wahrscheinlich ist), daß
der Zahndruck nicht durch die Fahrbahnplatte in die Haupt-
träger und von da in die Pfeiler weitergeleitet wird.

6. Pendelpfeiler.

a) oberer Verbindungs-
riegel:

Derselbe wird dimen-
sioniert für ein größtes
Moment, herrührend aus

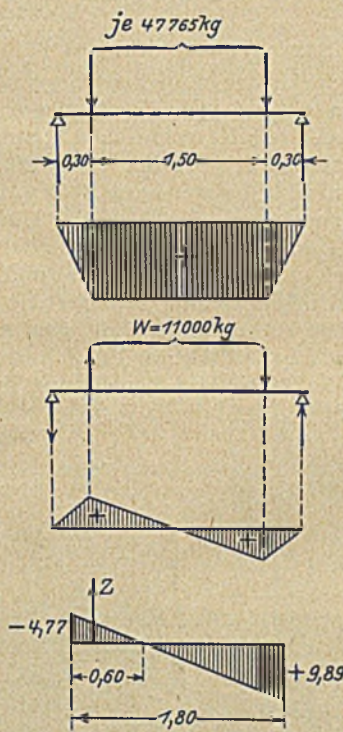


Abb. 2.

den lotrechten Lasten, zuzüglich des aus Winddruck sich
ergebenden Momentes (Abb. 2) von

$$M = 1\,257\,000 \text{ cmkg}$$

Querschnitt: Höhe 60 cm; Breite 50 cm

Bewehrung: u 6 R. E. 24 \emptyset
o 3 R. E. 24 \emptyset

b) Stützen.

Die Axialkraft, herrührend aus der lotrechten Belastung
und der Zusatzbelastung aus Winddruck, bewegt sich in den
Grenzen

von 63 565 kg bei dem niedrigsten Pfeiler
bis 77 275 „ „ „ „ höchsten „

Dementsprechend sind die Querschnitte

mit 50 x 40 cm u. 8 R. E. 16 \emptyset als Bewehrung
und 50 x 50 cm u. 8 R. E. 18 \emptyset „ „

gewählt.

c) Fundament.

Die beiden Stützen eines Pendelpfeilers stehen auf ge-
meinsamer Fundamentschwelle aus Eisenbeton und L-förmig-

gem Querschnitt. Entsprechend der Höhe der Pfeiler
schwankt die Länge zwischen 4,60 m beim niedrigsten und
5,50 m beim höchsten Pfeiler und entsprechend die Breite von
1,30 bis 1,50 m. Die Berechnung erfolgt für einen Balken auf
2 Stützen mit überkragenden Enden, wobei der Gegendruck
des Erdreichs gemäß dem ermittelten Spannungsverlauf in
der Fundamentfuge als Belastung eingesetzt wird. Demzufolge
liegen im mittleren Teil der Schwelle die Eiseneinlagen oben
in der Nähe der Stützen und in den Kragarmen unten. Bei
gleicher Höhe von 80 cm für sämtliche Fundamente betragen
die Bewehrungen in der Mitte 6 R. E. 20 \emptyset beim niedrigsten
und 6 R. E. 24 \emptyset beim höchsten Pfeiler. Außerdem haben
sämtliche Fundamente zwecks Gewährleistung gleichmäßiger
Druckverteilung auch in der Querrichtung eine Querbewehrung
unten, bestehend aus 7 R. E. 10 \emptyset p. m bzw. 7 R. E. 12 \emptyset p. m
erhalten.

7. Gruppenpfeiler.

Untersucht sind die Querschnitte zwischen Grundplatte
und Pfeilerschaft sowie die Fundamentsohle, und zwar sind
die Spannungen getrennt ermittelt aus ständiger Last, senk-
rechter Verkehrslast (wobei sich herausgestellt hat, daß Voll-
belastung beider auf einem Gruppenpfeiler zusammenstoßender
Überbauten die größten Spannungen ergibt), Winddruck auf
Überbauten, Verkehrsband und Pfeiler in der Querrichtung,
dem Zahndruck in der Längsrichtung und den Reibungskräften



Abb. 3.

bei unbelasteter und belasteter Brücke, ebenfalls in der Längs-
richtung der Brücke wirkend. Hieraus ergeben sich die größten
und kleinsten Kantenpressungen für die Längs- und Quer-
seiten der Querschnitte und endlich die größten und kleinsten
Eckpressungen. Nachfolgend sind die ermittelten Werte zu-
sammengestellt:

Niedriger Gruppenpfeiler.

a) Querschnitt zwischen Grundplatte und Pfeiler-
schaft (2 x 1,80 x 1,40 m).

Längsseite: $\sigma_{\max} + 9,89 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\min} - 4,77 \text{ kg/cm}^2$.

Stirnseite: $\sigma_{\max} + 3,79 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\min} + 1,33 \text{ kg/cm}^2$.

größte und kleinste Eckpressungen:

$$\sigma_{\max} + 11,12 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} - 6,00 \text{ kg/cm}^2.$$

Die für die Längsseiten ermittelten Kantenpressungen
ergeben nebenstehendes Spannungsbild. Die gesamte im
Querschnitt auftretende Zugkraft von 20 000 kg wird unter
Vernachlässigung der Zugfestigkeit des Betons durch 8 R. E.
18 \emptyset pro Pfeiler je an beiden Seiten aufgenommen, wobei ent-
sprechend dem Spannungsabfall nach oben hin 4 Stück je 3,5
und 4 Stück je 2,5 m lang gemacht wurden.

b) Fundamentsohle (3,00 × 5,20 m.)

Längsseite: $\sigma_{\max} + 2,62 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\min} - 0,60 \text{ kg/cm}^2$.

Bemerkung: Da der Sohlenquerschnitt keine Zugspannungen zu leisten vermag, erhöht sich die größte Kantenpressung auf $+ 2,88 \text{ kg/cm}^2$.

Stirnseite: $\sigma_{\max} + 1,48 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{\min} + 0,54 \text{ kg/cm}^2$.

Größte Eckpressung: $\sigma = + 3,35 \text{ kg/cm}^2$.

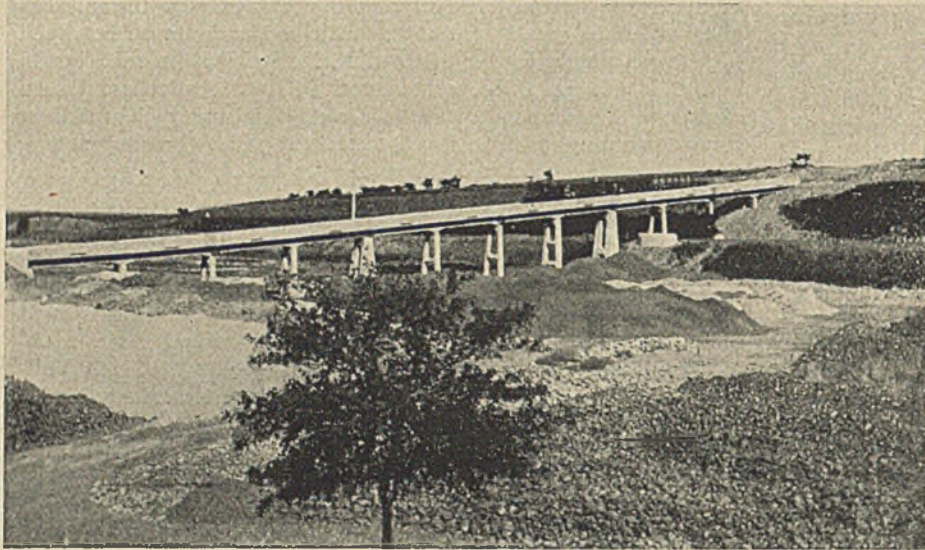


Abb. 4.

Aus der Summe aller wagerechten Kräfte $H = 25,65 \text{ t}$ und der Reibungskraft an der Fundamentsohle:

$$R = 157,28 \cdot 0,45 = 70,80 \text{ t}$$

ergibt sich die Sicherheit gegen Gleiten:

$$n = \frac{70,80}{25,56} = 2,76 \text{ fach.}$$

Höherer Gruppenpfeiler.

a) Querschnitt zwischen Grundplatte und Pfeilerschaft (2 × 2,00 × 1,50).

Längsseite:

$$\sigma_{\max} + 12,22 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} - 6,40 \text{ kg/cm}^2.$$

Stirnseite:

$$\sigma_{\max} + 4,33 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} + 1,49 \text{ kg/cm}^2.$$

Größte und kleinste Eckpressungen:

$$\sigma_{\max} + 13,64 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} - 7,82 \text{ kg/cm}^2.$$

Bewehrung der Pfeilerlängsseiten an beiden Seiten je 9 R. E. 20 Ø (davon 5 Stück 3,0 m und 4 Stück je 4,5 m lang).

b) Fundamentsohle (3,40 × 6,00 m).

Längsseite:

$$\sigma_{\max} + 2,82 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} - 0,68 \text{ kg/cm}^2.$$

bzw. $+ 3,14 \text{ kg/cm}^2$.

Stirnseite:

$$\sigma_{\max} + 1,56 \text{ kg/cm}^2; \sigma_{\min} + 0,58 \text{ kg/cm}^2.$$

Größte Eckpressung: $\sigma = + 3,53 \text{ kg/cm}^2$.

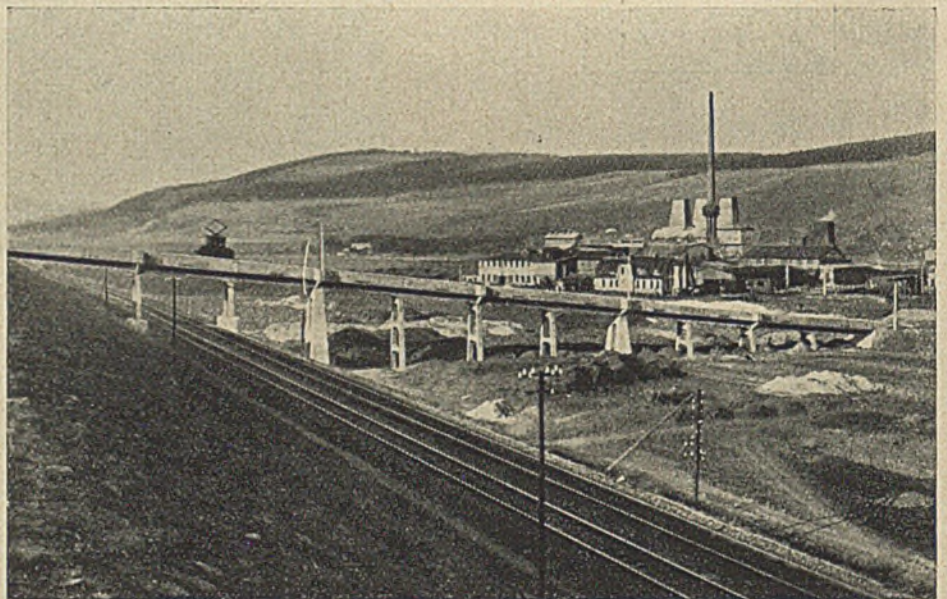


Abb. 5.

V. Bauausführung (vergl. hierzu Abb. 3).

Es wurden zunächst, von unten beginnend, die Pfeiler (Abb. 3) hergestellt, alsdann erfolgte die Einrüstung der Überbauten, wobei in der untersten Abteilung, bei den noch nicht besonders großen Höhen, die im Eisenbeton übliche Einrüstungsweise mittels senkrechter Steifen gewählt wurde, während in der mittleren Abteilung Lehrgerüste in Form von Sprengwerken zur Anwendung gelangten.

Über den Staatsbahngleisen wurden zur Freihaltung des

Lichttraumprofils I-Träger, und zwar unter jedem Hauptträger 2 Stück NP 30, eingezogen. Die Einrüstung und Reihenfolge der Arbeiten geht anschaulich aus der Abb. 3 hervor.

Die Mischanlage für den Beton befand sich oben am Rande des Steilhanges, und das Mischgut wurde mittels Loren, die unter Benutzung einer Winde auf der Rüstung heruntergelassen und heraufgezogen wurden, an die einzelnen Verwendungsstellen befördert.

Als Zuschlagsstoff für den Beton der Überbauten gelangte ein Gemisch von je zur Hälfte Grauwackesplitt aus dem Harz und einem scharfen, reinen Kiessand aus benachbarten Gruben zur Verwendung, während die Pfeiler unter Verwendung von Kies aus der Oker, die in geringer Entfernung von der Baustelle vorbeifließt, hergestellt wurden.

Das gesamte für den Brückenbau erforderliche Eisen ist auf dem Werkplatz der Unternehmerin gebogen, so daß am Bau selbst nur noch das Verlegen in Frage kam.

VI. Schlußbemerkungen:

Die Brücke konnte, dank der weitgehenden Unterstützung von seitender Werksleitung, insbesondere des Leiters der technischen Abteilung, Herrn Oberingenieur Hilger, ohne Störung und Unfälle in rd 6 Monaten hergestellt werden. Die Ausführung war der Firma Robert Grastorf, G. m. b. H., Hannover, übertragen, die auch den Entwurf aufgestellt und die Einzelbearbeitung desselben durchgeführt hat.

In diesem Zusammenhange sei erwähnt, daß von seiten der Aufsichtsbehörde, der Reichsbahndirektion Magdeburg, die Prüfung des Entwurfes und der statischen Berechnung durch einen staatlich anerkannten Sachverständigen verlangt wurde;

dies geschah durch Herrn Dipl.-Ing. Rietzschel, Dresden, der in dankenswerter Weise auch manche Anregung für die konstruktive Verbesserung einzelner Teile gegeben hat.

Endlich kann wohl gesagt werden, daß auch in ästhetischer Hinsicht das Bauwerk befriedigt und sich harmonisch in das liebliche Landschaftsbild einfügt (vergl. die Abb. 4 und 5, welche Aufnahmen der fertigen Brücke darstellen). Es dürfte hier ein weiteres charakteristisches Beispiel des Grundsatzes von der Schönheit der rein konstruktiven Formgebung gegeben sein.

NÄHERUNGSFORMELN FÜR DIE ECKMOMENTE IN EINEM SYSTEM RECHTECKIGER SILOZELLEN.

Von Dipl.-Ing. Stephan Link, Aachen.

Wird man in der Praxis vor die Aufgabe gestellt, ein System rechteckiger Silozellen durchzuarbeiten, so würde es sehr zeitraubend sein, das System genau mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen zu berechnen, da ja bekanntlich dreimal so viele Unbekannte auftreten, als Zellen vorhanden sind.

Wenn man sich andererseits damit behilft, die einzelne Zelle vollkommen von dem System losgelöst zu betrachten, so würden die Fehler, die man dabei macht, um so kleiner sein, je mehr sich das Verhältnis der beiden Seiten $\frac{a}{b}$ dem Werte 1 nähert (schon bei $\frac{a}{b} = \frac{3}{4}$ würde er jedoch bei der Dimensionierung der Zellenwände von Bedeutung sein).

Bei genauer Durchrechnung eines Systems wird man erkennen, daß der Einfluß der Elastizität der anstoßenden Wände auf die Eckmomente einer Zelle mit dem Verhältnis a/b wächst. Wenn dieser Einfluß auch sehr schnell mit der Entfernung von der zu untersuchenden Zelle abnimmt — in der übernächsten Zelle ist er schon so klein, daß er auch bei sehr ungünstigem Verhältnis nicht mehr berücksichtigt zu werden braucht —, so darf er doch in den direkt anschließenden Zellen nicht vernachlässigt werden.

Von letzterer Erwägung ausgehend sind im folgenden die Eckmomente, die infolge der Belastung einer Zelle in den Wänden dieser und der anstoßenden Zellen auftreten, ermittelt.

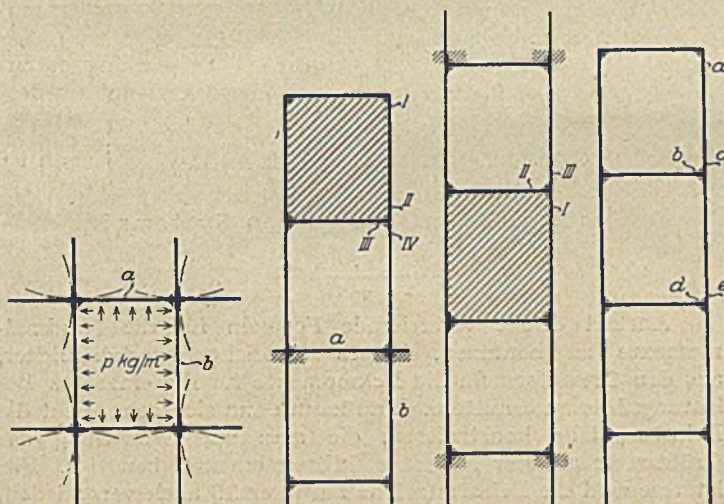


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Abb. 4.

Es ist dabei die Annahme gemacht — hierin besteht die oben erwähnte Annäherung —, daß die Anschlußwände in ihren von der betreffenden Zelle abgewandten Enden starr eingespannt sind, ein Fehler, der auf die ermittelten Momente selbst nur geringen Einfluß hat. Dafür sind aber die Wandstärken, die von großer Bedeutung hierbei sind, durch das Verhältnis ihrer Trägheitsmomente in den Formeln berücksichtigt.

Für alle Zellsysteme gelten folgende Bezeichnungen:

J_a = Trägheitsmoment der Seite a,

J_b = „ „ „ „ b.

$$i = \frac{b}{a} \cdot \frac{J_a}{J_b}$$

Als positiv seien die Momente in den Ecken der belasteten Zelle bezeichnet, die die Zellenwände in der in Abb. 1 angedeuteten Weise zu biegen suchen (Abb. 1).

A. Das einreihige System.

1. Belastung der Endzelle (Abb. 2).

$$M_I = + \frac{P}{12 m} [a^2 (i + 7) + b^2 i (i + 5)],$$

$$M_{II} = + \frac{P}{12 m} [a^2 (i + 1) + b^2 (i^2 + 5 i + 6)],$$

$$M_{III} = \frac{P}{12 m} [a^2 (3 i + 7) + b^2 i (i + 3)],$$

$$M_{IV} = \frac{P}{6 m} (i + 3) (b^2 - a^2)$$

$$m = i^2 + 6 i + 7.$$

2. Belastung einer Mittelzelle (Abb. 3).

$$M_I = + \frac{P}{12 (i + 3)} [a^2 + (i + 2) b^2],$$

$$M_{II} = + \frac{P}{12 (i + 3)} (3 a^2 + i b^2),$$

$$M_{III} = + \frac{P}{6 (i + 3)} (b^2 - a^2).$$

Bei gleichmäßiger Belastung der Zellen ergeben sich daraus die **Maximalmomente** bei entsprechender Belastung (Abb. 4):

$$M_a = + \frac{P}{12 m} [a^2 (i + 7) + b^2 i (i + 5)].$$

$$M_b = \pm \frac{P}{12 m} [(3 i + 7) a^2 + i (i + 3) b^2].$$

$$M_{c_1} = + \frac{P}{12 m} [a^2 (i + 5) + b^2 (i^2 + 7 i + 12)],$$

(wenn b größer als a ist).

$$M_{c_2} = + \frac{P}{12 m} [(i + 1) a^2 + (i^2 + 5 i + 6) b^2],$$

oder: $M_{c_2} = - \frac{P (i + 3)}{6 m} (a^2 - b^2),$ } wenn a größer als b ist.

$$M_d = \pm \frac{P}{12 (i + 3)} (3 a^2 + i b^2).$$

$$M_{e_1} = + \frac{P}{12 (i + 3)} [(i + 4) b^2 - a^2],$$

(wenn b größer als a ist).

$$M_{e_2} = \frac{P}{12 (i + 3)} [a^2 + (i + 2) b^2],$$

oder: $M_{e_2} = \frac{P}{6 (i + 3)} (b^2 - a^2),$ } wenn a größer als b ist.

B. Das zusammenhängende System.

1. Belastung einer Randzelle (Abb. 5).

$$M_I = + \frac{P (5 i + 3)}{6 n} (b^2 - a^2),$$

$$M_{II} = + \frac{P}{12 n} [(i + 1) (7 i + 6) b^2 + (5 i + 3) a^2],$$

$$M_{III} = + \frac{P}{12 n} [i (7 i + 3) b^2 + 3 (5 i + 3) a^2],$$

$$M_{IV} = + \frac{P (i + 1) (5 i + 6)}{12 n} (b^2 - a^2),$$

$$M_V = + \frac{P}{12 n} [i (i + 3) b^2 + 3 (i + 1) (2 i + 3) a^2],$$

$$M_{VI} = + \frac{P}{12 n} [b^2 (7 i^2 + 15 i + 6) + a^2 \cdot 3 (i + 1)],$$

$$M_{VII} = + \frac{P i (i + 1)}{12 n} (a^2 - b^2).$$

$$n = 7 i^2 + 18 i + 9.$$

2. Belastung einer Mittelzelle (Abb. 6).

$$M_I = + \frac{P i}{18 (i+1)} (a^2 - b^2),$$

$$M_{II} = + \frac{P}{18 (i+1)} (b^2 - a^2),$$

$$M_{III} = + \frac{P}{36 (i+1)} [(2i+3)a^2 + i b^2],$$

$$M_{IV} = + \frac{P}{36 (i+1)} [a^2 + (3i+2)b^2].$$

Die **Maximalmomente** treten wiederum bei entsprechender Belastung auf (Abb. 7):



Abb. 5.

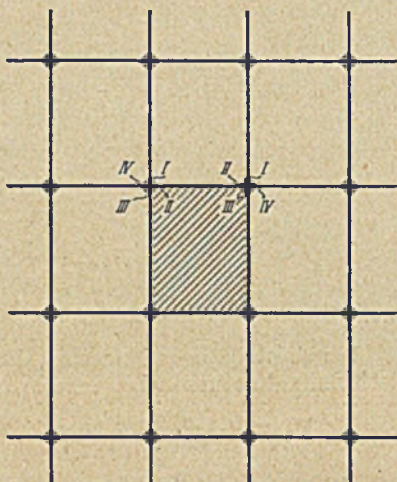


Abb. 6.

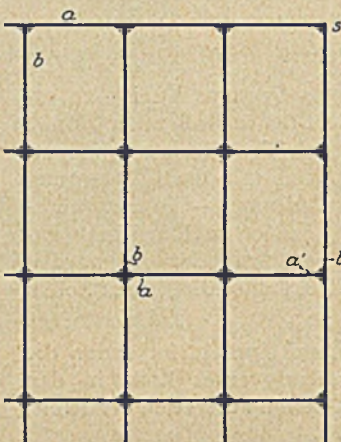


Abb. 7.

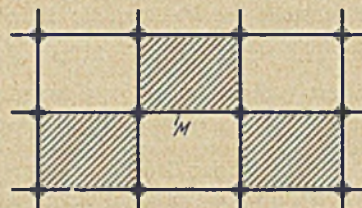


Abb. 8.

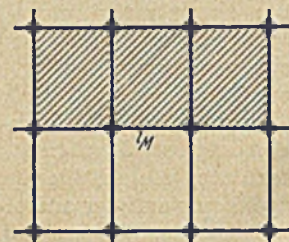


Abb. 9.

a) Maximalmoment in der Wand a:

1. Ist a größer als b, so sind die beiden Felder zu belasten, die eine gemeinsame Wand b haben:

$$M_{a_1} = \pm \frac{P}{36 (i+1)} [(4i+3)a^2 - i b^2].$$

2. Ist b größer als a, so sind die beiden diagonal in der Ecke zusammenstoßenden Zellen zu belasten:

$$M_{a_2} = \pm \frac{P}{36 (i+1)} [3a^2 + 3i b^2].$$

b) Maximalmoment in der Wand b.

1. Ist a größer als b, so sind die diagonal liegenden Zellen zu belasten:

$$M_{b_1} = \pm \frac{P}{36 (i+1)} (3a^2 + 3i b^2).$$

2. Ist b größer als a, so sind die Zellen mit der gemeinsamen Wand a zu belasten:

$$M_{b_2} = \pm \frac{P}{36 (i+1)} [(3i+4)b^2 - a^2].$$

a') Moment in der Wand a am Rande.

$$M'_a = \pm \frac{P}{12 n} [i(7i+3)b^2 - 3(5i+3)a^2].$$

b') Moment in der Wand b am Rande

$$M'_{b_1} = + \frac{P}{12 n} [(7i^2 + 23i + 12)b^2 - (5i+3)a^2]$$

(wenn b größer als a ist).

$$\left. \begin{aligned} M'_{b_2} &= + \frac{P(5i+3)}{12 n} (b^2 - a^2), \\ \text{oder } M_{b_2} &= + \frac{P}{12 n} [(i+1)(7i+6)b^2 + (5i+3)a^2] \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{wenn a} \\ \text{größer} \\ \text{als b ist.} \end{array}$$

c) Das Eckmoment des ganzen Systems ist

$$M_s = + \frac{P}{12 (i+1)} (a^2 + i b^2).$$

Anstatt direkt vorstehende Formeln für die Maximalmomente zu benutzen, ist es vielleicht zweckdienlicher, aus den Grundformeln die Eckmomente für die einzelnen Belastungsfälle zu ermitteln. Man kann dann sich sehr leicht die Belastungsfälle konstruieren, die man zur Ermittlung der Größtwerte anderer Momente (Mittelmomente) benötigt. Für letztere sind die Belastungsfälle naturgemäß auch verschieden, je nachdem a oder b größer ist. So gilt z. B. für das Feldmoment in a:

Falls a größer ist als b: Fall a); falls a kleiner ist als b: Fall b) (Abb. 8).

DIE ENTWICKLUNG DES BETON- UND EISENBETONBAUS IN DEN VEREINIGTEN STAATEN.

(Eindrücke von einer Studienreise.)

Von E. Probst, Karlsruhe i. B.

(Fortsetzung von Seite 418.)

VII. Andere Anwendungsgebiete.

Im folgenden mögen einige Beispiele aus anderen Anwendungsgebieten erwähnt werden.

Vorausgeschickt sei, daß mit Eisenbetonschwellen dieselben Erfahrungen wie bei den italienischen Bahnen gemacht wurden, über die ich seinerzeit berichtet habe. Auf Grund von Beobachtungen an Probestrecken vertritt man die Ansicht,

daß die derzeitigen Systeme aller Art Eisenbetonschwellen sich für den Hauptbahnverkehr nicht eignen.

Es sei ferner darauf hingewiesen, daß in einigen Städten des Westens ein Verfahren angewendet wird, das der verstorbene Reg.-Baumeister Magens in Hamburg eingeführt hat, den Beton in einer Zentralstelle zu verarbeiten und zu überwachen und ihn zur Baustelle zuzuführen. Hier handelte es

sich darum, an kleinen beengten Baustellen auf die Aufstellung einer besonderen Mischanlage verzichten zu können.

Bei der Schaffung von Zentralmischanlagen in einigen Städten des Westens wurde mir als wesentlicher Grund angegeben, daß man durch derartige Stellen eine gleichmäßige Verarbeitung des Betons überwachen könne. Der Umkreis, bis zu dem dieser Transportbeton angewendet wurde, beträgt 15 bis 20 engl. Meilen.

Ferner soll auf ein bauliches Kuriosum hingewiesen werden. Im Jahre 1897 wurde in Nashville in Tennessee, dem Staat, der im letzten Jahr durch seine Angriffe auf die Darwinsche Theorie weit bekannt wurde, anlässlich einer Hundertjahresausstellung eine Nachbildung des griechischen Parthenon aus einer Art Rabitz (aus Holzlatten und Gips) hergestellt. Innerhalb von 20 Jahren war diese Nachbildung griechischer Kunst eine Ruine. Man überlegte, wie man die Idee für eine längere Dauer wieder ausführen könnte, und kam zu dem Entschluß, das ganze Bauwerk aus Beton und Eisenbeton herzustellen. Im Jahre 1921 wurde mit der Ausführung begonnen und man scheint in Tennessee auf das Bauwerk stolz zu sein. Man hofft auch, das Innere nach dem antiken Vorbild auszubauen und dabei den Beton reichlich anzuwenden. Dieses Beispiel ist an sich etwas merkwürdig. Es zeigt nur, was in den Vereinigten Staaten alles aus Beton hergestellt wird.

Schließlich möge noch von einem anderen Anwendungsgebiet gesprochen werden: von der künstlerischen Verwendung des Betons bei der Herstellung eines Brunnens im Washington-Park in Chicago.

Die Riesengruppe „Brunnen der Zeit“ (Abb. 25), von 30 m Länge, 5,4 m Höhe und 4 m Breite, verdankte ihre Entstehung der Eingebung des Künstlers, einen monumentalen skulpturellen Abschluß im Washington-Park in Chicago zu schaffen. Die Idee wurde einem kleinen Epigramm zugrundegelegt: „Die Zeit läuft, sagt man, nein, die Zeit steht still, wir schreiten!“ Der Künstler Lorado Taft wollte sie durch 100 Kolossalfiguren in bildnerischer Sprache ausdrücken. Da als Material weder Bronze noch Stein in Frage kam, wählte er auf Grund einer Anregung Beton.

Taft ist der Ansicht, daß mit diesem Denkmal eine Epoche amerikanischer Kunst beginnt, und damit dem an künstlerischen Eindrücken und monumentalen Bildwerken armen Lande Kunstwerke von dauerhaftem und zugleich billigem Material ermöglichen werden.

Der Werk- und Kunststeinbildner J. Early aus Washington beschreibt das von ihm ausgeführte Werk wie folgt:

In der Möglichkeit einer Formgebung des Betons, solange er in plastischem Zustand ist, liege die Verwendungsmöglichkeit der Herstellung eines Bildwerkes, wie das des „Brunnens der Zeit“. Dabei sei aber die sorgfältig durchdachte Herstellungstechnik von seiten des mit den Materialeigenschaften vertrauten Ingenieurs Bedingung.

Die Herstellungsschwierigkeiten wachsen mit der Größe des Objekts, und darin liege die Bedeutung der Ausführung des Brunnens.

Die Gruppe soll eine einheitliche künstlerische Wirkung insbesondere hinsichtlich der Oberflächenausbildung, Farbe und Struktur hervorbringen. Bei dem Guß mußte der Beton innerhalb einer sehr unregelmäßig gestalteten Betonhülle untergebracht werden und seinen Zusammenhang mit dieser bis zum Erhärten behalten. Ein Formkern mußte dabei unverrückbar die Betonschicht tragen, wobei außerdem besondere Vorsicht getroffen werden mußte, daß bei den vielen einspringenden Teilen der Formen kein Wegschwinden von der äußeren Formumhüllung eintrat. Gleichzeitig mußte der Beton eine frühzeitige Festigkeit aufweisen, damit eine Entfernung der Form möglich war, bevor das Abbinden ganz vollendet war. Endlich mußte der Beton so beschaffen sein, daß er beim Waschen die gewünschte einheitliche Farbe und Struktur aufweist. Da Wasseransammlungen in den Hohlräumen zwischen den Figuren vermieden werden mußten, entschloß man sich, die ganze Masse in Elemente eines „Gebäudes“ mit Dach, erstem, zweitem Stock und Gründung zu zerlegen. Das „Dach“ wurde gebildet durch die oben abschließenden Teile, soweit sie ein zusammen-

hängendes Ganze bildeten. Den „zweiten Stock“ bildete die sehr unregelmäßig gestaltete Umhüllung durch die Figuren. Dieser Teil wurde in 26 Abteilungen bzw. in Schichten von solcher Stärke zerlegt, daß sie in je einem Tag vergossen werden konnten. Trennungsfugen sind dabei an einspringende Stellen des Modells gelegt. Der „erste Stock“ und die „Gründung“ boten keine Schwierigkeit.

Damit man die Formstücke leicht entfernen konnte, wurde die Gesamtform in entsprechen-

de Teile von genügend einfacher Gestalt zerlegt. Dabei durfte kein Verrücken dieser Teile beim Guß eintreten. Der Guß wurde hohl ausgeführt, um die Formen leicht halten zu können.

Die Form bestand aus Gips, bewehrt mit Jutfaser und Eisenrohren. Sie wurde in horizontale Abschnitte von 75 cm Höhe geteilt, wobei an gewissen Stellen die Formabschnitte eine Überlappung über die ganze Höhe der Form aufweisen.

Wichtig waren für die Gestaltung der Form die quer im oberen Teil von einer Seite zur anderen laufenden brückenartigen Verstrebungen, die sich selbst und die sie umgebenden Formstücke trugen. Wenn Formteile, wie Arme usw., horizontal seitlich herausragten, waren besondere Formstücke zum Abstützen nötig, die anders wie die normalen jederzeit für sich entfernt werden konnten. Die normalen Formstücke mußten den Druck von innen aufnehmen und waren nur in umgekehrter Reihenfolge herauszunehmen, wie sie eingesetzt waren. Die einzelnen Stückformen wechselten in ihrer Größe im Gewicht von 10 bis 45 kg.

Zur Herstellung des Kerns wurde ein Kontrollmodell gemacht, um bei diesem mittels Drähten (als Koordinaten von einer Mittelachse) in verschiedenen Schichthöhen die Entfernung der notwendigen Innenverschalung von der Außenhülle festlegen zu können. Darnach wurden die Holzschablonen geschnitten, mit Metallstreifen übernagelt, und diese mit einem mageren Betonmörtel überdeckt, damit auf dieser Grundlage der Guß vollzogen werden konnte. Nach Herstellung des Kerns

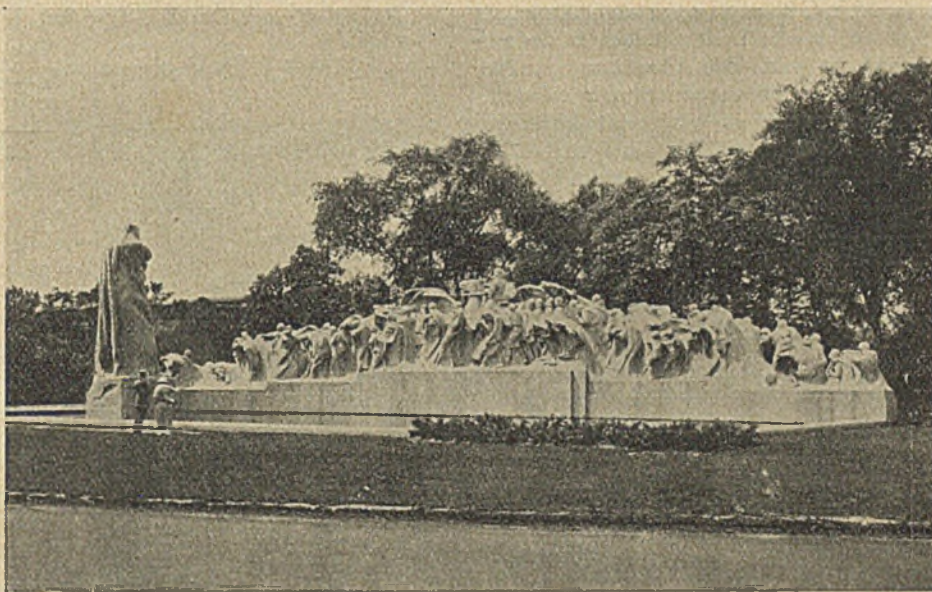


Abb. 25. Brunnenanlage im Washington-Park in Chicago.

wurden dann zur Basis vertikale Hölzer angebracht, verschraubt und untereinander durch Streben verbunden. Sie bildeten das Auflager, gegen das sich die Form selbst abstützte, und dienten gleichzeitig zum Hochziehen der Formteile.

Der Beton bestand aus Kies mit Teilchen von verschiedener Farbe: weiß, gelb und braun, und in Korngrößen, daß der Beton in einer Entfernung von 30 m einheitlich in Farbe und Struktur erschien.

Die Mischung mußte sehr plastisch sein, um die Form ausfüllen zu können. Damit nicht bei dem oberen kuppelartigen Teil der Beton wegschwinde, hätte das Gemisch sehr steif gemacht werden müssen. Dieser Schwierigkeit wurde man Herr, indem man einen Wechsel der Konsistenz verursachte, während der Beton in der Form war, indem man das Überschußwasser entzog.

(Schluß folgt.)

MITTEILUNGEN ÜBER DEN BAU EINER STAMPFBETONBRÜCKE VON 70 m SPANNWEITE IN DER STRASSE VON SIEGBURG NACH MUCH

(z. Zt. größter Dreigelenk-Stampfbeton-Brückenbogen im In- und Ausland).

Von Reg.-Baumeister Schmidt, Obercassel (Siegburgkreis).

(Fortsetzung von Seite 425.)

Die Absenkung des Lehrgerüsts erfolgte am 9. Nov. 1925, nachdem der zuletzt eingebrachte Beton also ein Alter von 6 Wochen erreicht hatte. Abb. 12 (s. H. 21, S. 425) zeigt den Zustand des Bogens kurz vor dem Absenken des Lehrgerüsts, nachdem die Stirnschalung bereits entfernt war. Die Absenkung mußte leider in einer ungünstigen Jahreszeit vorgenommen werden. Durch die langen Bodenuntersuchungen war viel kostbare Zeit verloren gegangen, so daß wir mit den Absenkungsarbeiten in den kalten und nassen Herbst kamen. Von einem selbsttätigen Abheben des Bogens infolge Längenänderung durch Temperaturerhöhung konnte somit gar nicht die Rede sein. Der Bogen mußte also auch erst noch in Spannung gebracht werden.

Die Absenkung des Lehrgerüsts sollte in der bisher bei uns gepflogenen Weise vorgenommen werden, also so, daß die Absenkung im Scheitel begann und sich nach den Kämpfern zu fortpflanzte. Dem Bogen sollte also unter allen Umständen die Möglichkeit gegeben werden, sich um seine Kämpfer zu drehen.

Bei einem wenige Wochen vorher ausgerüsteten 25 m Dreigelenkbogen war man auch in dieser altbewährten Weise

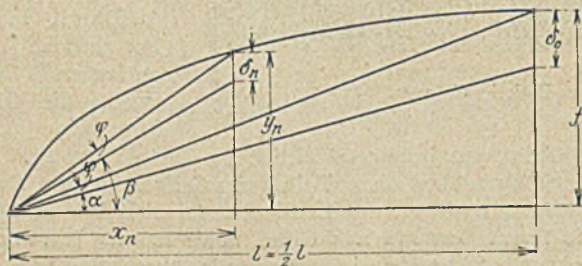


Abb. 13.

vorgegangen, die sich mit der von Professor Mörsch in der Zeitschrift „Beton und Eisen“ 1925 Nr. 9 nochmals veröffentlichten Weise deckt, und die darauf abzielt, daß zunächst unter dem Scheitel um ein bestimmtes Maß abgesenkt wird, dann unter dem Scheitel und auf jeder Seite unter den zunächst liegenden Stützpunktreihen. Beim nächsten Mal wird auf jeder Seite eine Stützpunktreihe hinzugenommen und zugleich abgesenkt; und so wird in entsprechender Weise dann fortgeföhren.

Diese Ausrüstungsmethode sollte im Prinzip auch beibehalten werden, nur wollte man, soweit es praktisch angängig war, gleich mehrere Sandtopfreihen auf einmal entleeren, um in den verschiedenen Absenkungsstadien evtl. Zugbeanspruchungen auf alle Fälle zu vermeiden. Es sollte eben von vornherein jeder Punkt des Gewölbes in einem bestimmten Verhältnis mitgenommen werden. Einer Absenkung δ0 im Scheitel mußte also eine Absenkung δn eines beliebigen Punktes entsprechen. Diese Beziehung zwischen δ0 und δn wurde nun folgendermaßen ermittelt (vgl. Abb. 13).

Es ist:

$$\operatorname{tg}(\alpha + \varphi) = \frac{f}{l'}; \operatorname{tg} \alpha = \frac{f - \delta_0}{l'}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg}[(\alpha + \varphi) - \alpha] = \frac{\operatorname{tg}(\alpha + \varphi) - \operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg}(\alpha + \varphi) \operatorname{tg} \alpha}$$

$$= \frac{f - (f - \delta_0)}{l' + \frac{f}{l'}(f - \delta_0)} = \delta_0 \frac{1}{l' + \frac{f}{l'}(f - \delta_0)}$$

weiterhin ist:

$$\delta_n' = y_n - x_n \operatorname{tg} \beta = y_n - x_n \operatorname{tg}[(\varphi + \beta) - \varphi]$$

$$= y_n - x_n \frac{\operatorname{tg}(\varphi + \beta) - \operatorname{tg} \varphi}{1 + \operatorname{tg}(\varphi + \beta) \operatorname{tg} \varphi};$$

$$\operatorname{tg}(\varphi + \beta) = \frac{y_n}{x_n};$$

mithin

$$\delta_n' = y_n - x_n \frac{y_n + x_n \operatorname{tg} \varphi}{x_n + y_n \operatorname{tg} \varphi}$$

$$= \frac{x_n y_n + y_n^2 \operatorname{tg} \varphi - x_n y_n + x_n^2 \operatorname{tg} \varphi}{x_n + y_n \operatorname{tg} \varphi} = \frac{x_n^2 + y_n^2}{\operatorname{tg} \varphi + y_n}$$

und hier den Wert für tg φ eingesetzt, ergibt:

$$\delta_n' = \delta_0 \frac{x_n^2 + y_n^2}{x_n \left[l' + \frac{f}{l'}(f - \delta_0) \right] + y_n \delta_0}$$

Da nun δ0 im Verhältnis zu f und y sehr klein ist, so kann man setzen:

$$f - \delta_0 \sim f \text{ und } y \cdot \delta_0 = 0,$$

und man erhält:

$$\delta_n' = \delta_0 \frac{x_n^2 + y_n^2}{x_n \left(l' + \frac{f^2}{l'} \right)}$$

Die Richtigkeit dieser Formel wird durch Einsetzen der Grenzwerte bewiesen, nämlich für x = l' und y = f wird

$$\delta_0' = \delta_0 \frac{l'^2 + f^2}{l'(l'^2 + f^2)} = \delta_0.$$

Für die einzelnen Sandtopfreihen ergeben sich dann an Hand der vorgangs aufgestellten Formel die Verhältniswerte der entsprechenden Absenkung, und zwar:

Reihe	x	y	δ'
0	34,145	7,412	1,000 δ0
1	29,835	7,252	0,884 δ0
2	25,525	6,872	0,765 δ0
3	21,215	6,266	0,647 δ0
4	16,905	5,361	0,520 δ0
5	12,595	4,207	0,391 δ0
6	8,285	2,792	0,258 δ0
7	3,975	1,059	0,119 δ0

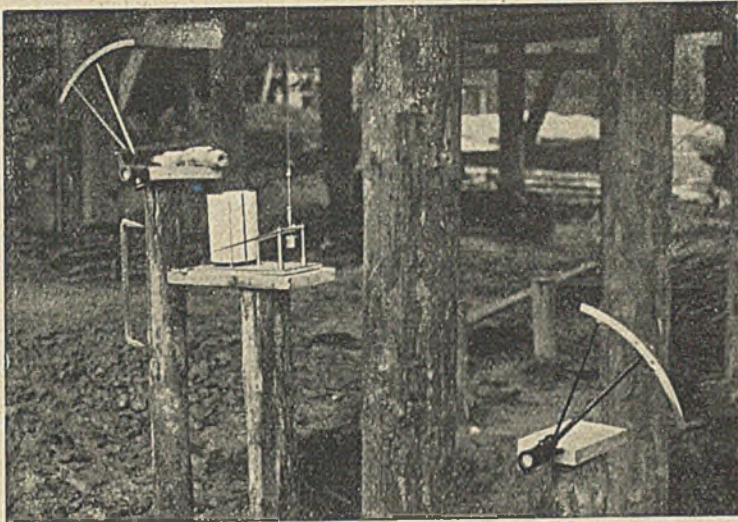


Abb. 14.

In diesem Verhältnis mußte die Absenkung vor sich gehen. Sollte nun eine Drehung des Gewölbes um den Kämpfer erfolgen, so mußten sämtliche Sandtopfreiheiten entsprechend den errechneten Verhältniszahlen um ebensoviele Einheiten entleert werden, wie die unter dem Scheitel stehenden, ehe wieder im Scheitel weiter entleert werden dürfte. Aus praktischen Gründen (man hätte da 119 Arbeiter nötig gehabt) konnte diese Regel jedoch nicht ganz streng innegehalten werden, man war eben gezwungen, die verhältnismäßige Absenkung in Zeitabständen bis zum Kämpfer durchzuführen.

Außerordentlich wichtig war es nun, neben der Messung der für eine Absenkungseinheit entnommenen Sandmenge die tatsächliche Einsenkung der Sandtopfstempel fortlaufend zu beobachten. Denn wenn auch die in den einzelnen Stadien den Sandtöpfen zu entnehmenden Sandmengen an Maßgefäßen genau markiert waren, so hätte es doch vorkommen können, daß zwischen der beabsichtigten und der eingetretenen Bewegung größere oder kleinere Unterschiede eingetreten wären, die sich dann mit unzulässiger Geschwindigkeit auszugleichen versucht hätten. Die Belastung der Sandtöpfe ist nun einmal nicht regelmäßig infolge der inneren Spannungen im Gerüst und im Gewölbe, und daher wird die Einsenkung der Sandtopfstempel der entnommenen Sandmenge in der Regel nicht voll entsprechen. Die Einsenkung wird nur dort den möglichen Höchstwert annehmen, wo eine genügend große Pressung herrscht und die Steifigkeit des Gerüsts eine entsprechende Durchbiegung zuläßt.

Um nun hier die Senkung des Sandtopfstempels beobachten zu können, waren an den Stempeln Skalen angebracht, die ihrerseits wieder mit den jeweils abzuzapfenden Sandmengen in Einklang standen. Bei einem lichten Durchmesser der Sandtöpfe von 20 cm entsprach die mögliche Einsenkung von $\frac{1}{2}$ cm im Scheitel einer Sandmenge von $\frac{\pi d^2}{8} = 157 \text{ cm}^3$ in Reihe o der Lehrgerüstpfosten, d. i. also unter dem Scheitel. Für die anderen Reihen wird dieser Wert im Verhältnis $\frac{\delta_n}{\delta_0}$ verringert.

Bei dem ganzen Absenkungsvorgang wurde dann besonders darauf geachtet, daß die größtmögliche Einsenkung so begrenzt wurde, daß keine unzulässigen Formänderungen auftraten. Kleine ruckweise Bewegungen, die sich absolut nicht vermeiden ließen, mußten mit in Kauf genommen werden. Es wurde aber versucht, dies nach Möglichkeit einzuschränken; durch Klopfen in der Nähe der Sandtöpfe wurde beispielsweise die Bewegung unterstützt. Allerdings hatte dies sehr beschränkt zu geschehen, denn da Messungen vorgenommen wurden, mußte auf die Apparate Rücksicht genommen werden.

Bei unserm Bauwerk liegt die letzte Sandtopfreiheit außerhalb des Kämpfergelenks. Für die Bewegung des Gewölbes war daher ihre Absenkung belanglos. Immerhin aber wurde sie rasch durchgeführt, um Klemmungen des Gerüsts unter den aus dem Widerlager hervorragenden Gelenksteinen zu verhindern und um nach dem Freitragen des Bogens den durch die Absenkung des Lehrgerüsts hervorgerufenen Höhenunterschied in der Schwelle des Obergerüsts zwischen Scheitel und Kämpfer auszugleichen.

Zur Messung der durch das Absenken des Lehrgerüsts hervorgerufenen Veränderungen waren verschiedene Instrumente angebracht und aufgestellt. Unter den beiden Scheitelsteinen an der Nordseite war je ein Bauschinger-Apparat (Abb. 14) und an der Südseite je ein Griotscher Apparat (Abb. 15) angebracht, ferner unter den $\frac{1}{4}$ -Punkten je ein Bauschinger-Apparat.

Um die Veränderungen an den Widerlagern festzustellen, waren an der Nordseite der Widerlager je zwei Zeißsche Uhren aufgestellt (Abb. 16), die die Messungen sowohl in horizontaler wie in vertikaler Richtung anzeigten. Die Aufstellung war derart erfolgt, daß die Instrumente auf eine Glasplatte gestellt waren, die wiederum auf drei Punkten aufgelagert war. Die Stifte der Uhren legten sich gegen ein poliertes Vierkant-eisen, das in die Widerlager eingepiast war.

Auf dem Scheitel war auf jeder Seite zwischen zwei Haken der Gelenksteine ein Druckmesser aufgestellt, ferner drei



Abb. 15.

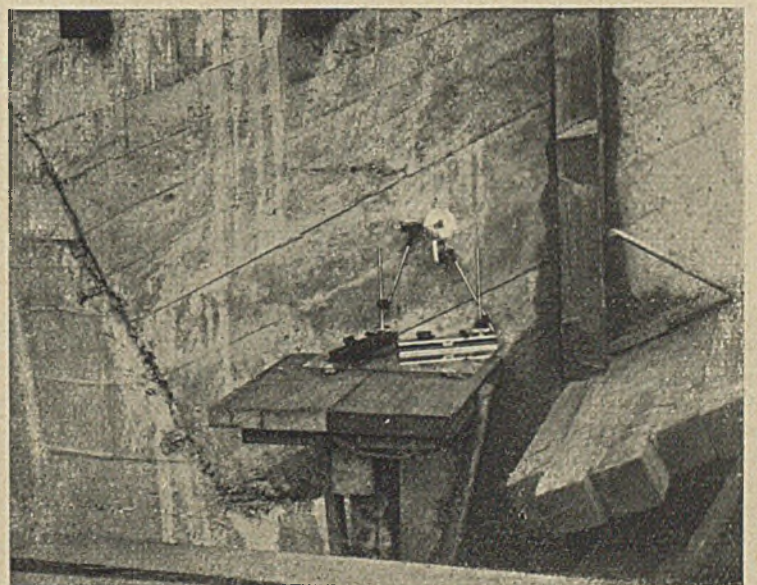


Abb. 16.

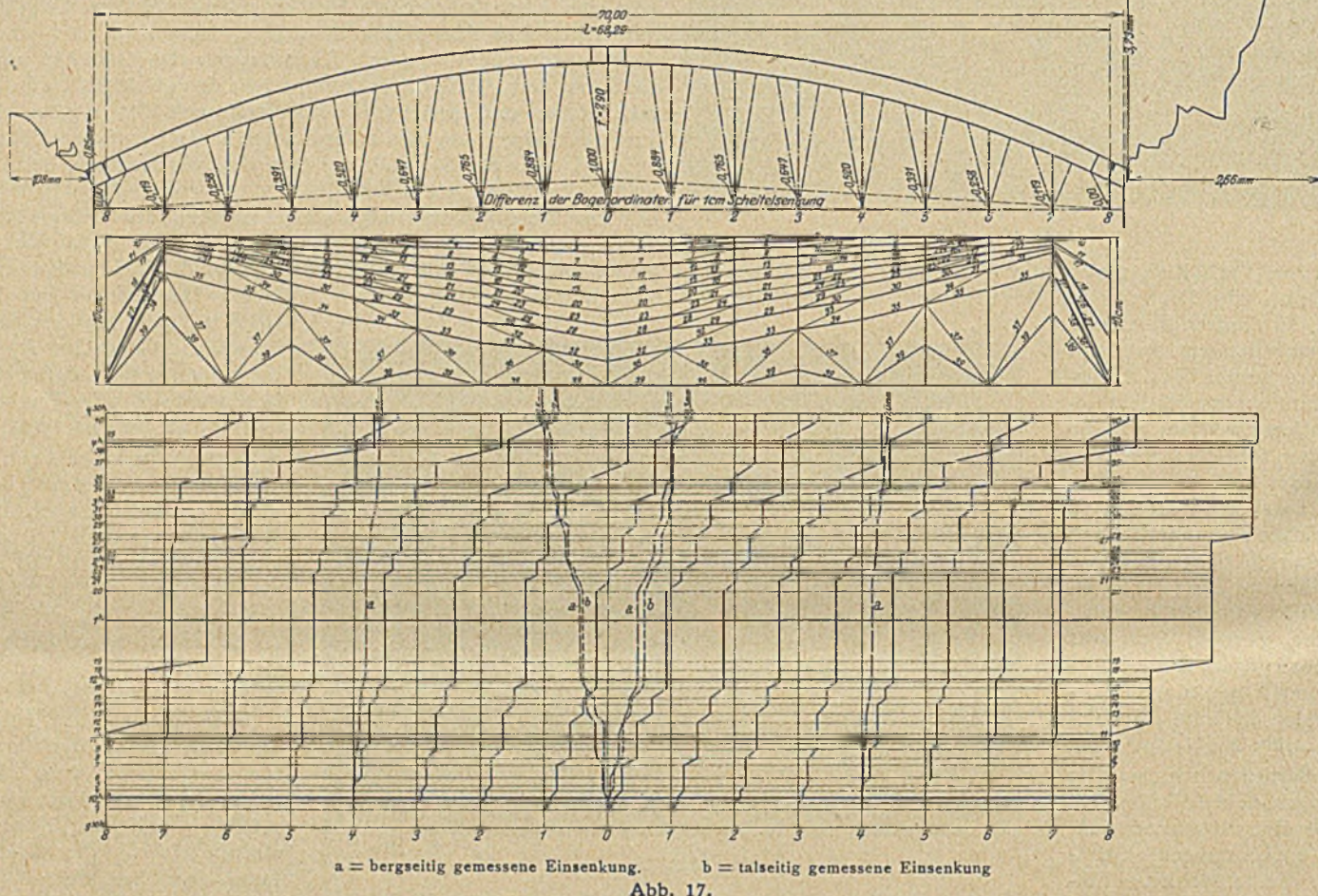
Libellen, um die Winkeländerungen zu beobachten. — Zum Messen des elastischen Verhaltens des Lehrgerüsts waren zwei Griotsche Meßapparate angebracht, einer im Obergerüst und der andere im Untergerüst.

Nebenher ging dann noch während der ganzen Absenkungsperiode eine Kontrolle durch Nivellementablesung.

Die Absenkung ging in der Weise vor sich, daß vorher jedem Kolonnenführer genau angegeben wurde: „Deine Kolonne hat auf Ertönen eines Signalpiffes für die und die Sandtopfreihe soviel Sand aus den betreffenden Sandtöpfen herauszukratzen, daß das Meßgefäß so und so viel faßt.“

vorgangs erwähnten Meßapparate registriert wurden, sind ebenfalls in die Zeichnung mit eingetragen, und zwar durch die Aufzeichnung der Ablesung der einzelnen Absenkungsstadien.

Berücksichtigt man dann noch ferner die mit dem Nivellierinstrument an den Scheiteln gemessene Gesamteinsenkung am Ende des Ausrüstungsprozesses mit 50 mm, so wird man erkennen, daß die bei Berechnung des Bauwerkes angenommene Einsenkung mit der tatsächlich eingetretenen ziemlich genau



Die Einsenkung der Holzstüpsel der Sandtöpfe, die sich bei der jedesmaligen Sandabzapfung ergab, wurde besonders kontrolliert und der Zentralstelle übermittelt.

Während der ganzen Absenkungsperiode wurde das Gewölbe durch besondere Leute ständig beobachtet und abgeklopft.

Der ganze Absenkungsvorgang wurde später zeichnerisch festgelegt (Abb. 17). Im oberen Teil der Zeichnung sind die entnommenen Sandmengen entsprechenden möglichen Einsenkungen der Sandtopfstempel in natürlicher Größe in der Reihenfolge des Absenkungsvorganges eingetragen. Die Ziffern bedeuten die laufenden Nummern des Piffes, der den betreffenden Vorgang einleitete. Im unteren Teil dieser Zeichnung sind als Ordinaten die Zeiten, als Abszissen wiederum die möglichen Stempelsenkungen, bezogen auf die Senkrechte unter den betreffenden Sandtopfreihen, aufgetragen. Man erhält auf diese Weise die Kurve der Sandtopfentleerung, die mit der Kurve der tatsächlich eingetretenen Bewegung in irgendeinem Zusammenhang stehen muß, also eine Vergleichskurve, die sich mehr oder minder der Wirklichkeit anpaßt, je nachdem der Wert k , die der Steifigkeitsziffer des Lehrgerüsts entsprechende Zahl, eingesetzt wird.

Die wirklich eingetretenen Bewegungen des Gewölbes sowohl im Scheitel wie in den 1/4-Punkten, die durch die

übereinstimmt. Bei der Überhöhung des Lehrgerüsts waren berücksichtigt, wie auch dort besonders erwähnt,

1. Bogenverkürzung durch Vollast = 2,15 cm,
2. Schwind- und Temperaturabfall = 3,95 „
3. Einpressen der Widerlager = 1,10 „

Zieht man von diesen angenommenen Werten

- für laufende Nummer 1 = $\frac{2}{3}$ = 1,45 „
 - für lfd. Nr. 2 = $\frac{15}{25} = \frac{3}{5}$ = 2,40 „
 - für lfd. Nr. 3 = 1,10 „
- 4,95 cm

in Betracht, so wird man eine sehr gute Übereinstimmung zwischen unseren Annahmen und den tatsächlich eingetretenen Einsenkungen feststellen können.

Die in den 1/4-Punkten gemessenen Einsenkungen betragen 17,25 mm bzw. 17,0 mm.

Die Bewegungen bzw. die Zusammenpressungen der Widerlager sind äußerst minimal; die mit den Zeißschen Uhren gemessenen Veränderungen betragen am Widerlager gegen Losende vertikal nach oben gemessen 0,89 mm und horizontal 1,08 mm, und gegen Losanfang vertikal nach oben 3,73 mm und horizontal 2,66 mm.

Aus den ganzen Auftragungen der zuletzt erwähnten Zeichnung ersieht man u. a., daß der Schritt 36, 37 unbedenklich

erfolgen konnte, da bereits bei 32/34 eine Entlastung der geradzähligen Sandtöpfe eingetreten sein mußte, was auch tatsächlich beobachtet wurde. Dagegen wäre es vorsichtiger gewesen, den Schritt 39 kleiner zu nehmen; denn dabei treten immer noch merkliche Bewegungen im Gewölbe auf.

Die im Obergerüst des Lehrgerüsts beobachteten Dehnungen infolge Nachlassens der Belastungen durch das Gewölbe ergaben 10,4 mm, im Untergerüst wurden 7,62 mm beobachtet.

Auf Grund der Winkelmessungen mittelst Libellen beim Absenken des Lehrgerüsts ergibt sich für einen aus den Ablesungen errechneten Ausschlag von $\tau = 0,001927$ eine Abwärtswälzlänge von $w = \frac{\tau R r}{R - r} = 0,001927 \cdot 3155,56 = 6,8$ cm, d. h. also, auch hier stimmt die Berechnung mit der Wirklichkeit recht gut überein.

Ich bin hiermit am Schluß meiner Ausführungen über den Bau des 70,00 m-Dreigelenkbogens. Möge das Bauwerk, das unter den schwierigsten Verhältnissen sowohl in politischer wie in wirtschaftlicher Beziehung seinen Anfang nahm, seiner Vollendung so ruhig und sicher weiter entgegengehen, wie es bislang die einzelnen Stadien seines Entstehens durchgemacht hat; dann werden ihm auch fernere Erschütterungen, seien sie unterirdischer oder oberirdischer Natur, nichts mehr anhaben können.

Zum Schluß meines Vortrages möchte ich noch kurz auf etwas anderes eingehen. Nach Fertigstellung des vorgangs erwähnten Berichtes kam mir der letzte Artikel des Herrn Reichsbahnrat Blunk: „Zur Frage des Ausrüstens von Dreigelenkbogen aus Beton“, erschienen in der Bauwelt Nr. 4 vom 22. Januar 1926 und im „Beton und Eisen“, Heft II, Jahrgang 1926, zu Gesicht. Da konnte ich zunächst feststellen, daß die in dem Artikel vorgeschlagene Ausrüstungsmethode sich mit der bei uns stets angewandten Methode vollkommen deckt. Das bezieht sich nicht nur auf das von mir besprochene Bauwerk, sondern auf sämtliche bisher von der Firma ausgeführten Brücken.

Weiterhin möchte ich noch kurz auf die in dem betreffenden Artikel angeschnittenen 7 Fragen eingehen und zu deren Beantwortung aus der Praxis mit beitragen.

Frage 1: Soll man für Gewölbe Stampfbeton, plastischen oder Gußbeton wählen?

Antwort: In reinen Stampfbetonbögen, in denen man eine hohe Festigkeit erzielen will, muß, wie ich auch bereits in meinen Mitteilungen besonders erwähnte, der Beton in einem solchen Feuchtigkeitsgrad eingebracht werden, der sich dadurch kennzeichnet, daß der sehr stark gestampfte Beton anfängt,

breiig zu werden. Dies ist der Zustand, der die größten Festigkeiten ergibt. Eisenbeton muß plastisch eingebracht werden.

Mit dem Gußbeton erreicht man solche Festigkeiten nicht.

Ob man erdfeucht oder plastisch betonieren soll, hängt dann weiter noch davon ab, wie hoch bei der Lamellenbetonierung des Betonbogens der Stich des Gewölbes ist; es kann da sehr leicht bei der Betonierung einer Zwischenlamelle bei einem Gewölbe mit hohem Stich passieren, daß der Beton an der oberen Fuge zu sehr absackt.

Frage 2: Sind vorübergehende Zugrisse in Betongewölben beim Ausrüsten bedenklich?

Antwort: Wenn es sich nur um vorübergehende Zugrisse, die radial verlaufen, handelt, kann es nicht bedenklich sein, da diese sich ja wieder schließen, wenn der Bogen unter Druck kommt.

Frage 3: Müssen Eiseneinlagen, die man zur Sicherung gegen die Gefahren des Ausrüstens gegebenenfalls für empfehlenswert erachtet, bei Betonbogen von einer schwächeren Mischung als 1 : 4 wegen der Rostgefahr für sich in eine fettere Zone verlegt werden?

Antwort: Man soll möglichst immer anstreben, den Bogen aus einer gleichmäßigen Mischung herzustellen. Wenn man aber die Eisen besonders schützen zu müssen glaubt, dann soll man die Eisen unmittelbar vor dem Betonieren mit einem dicken Zementbrei bestreichen.

Frage 4: Würde die dadurch entstehende unhomogene Beschaffenheit des Betons schädlich sein?

Antwort: Diese Frage ist im wesentlichen schon durch die vorhergehende beantwortet. Man soll die Homogenität nicht stören, da jede Ungleichmäßigkeit stört und ändert.

Frage 5: Wird die lamellenweise Fertigstellung von Gewölben mit Eiseneinlagen durch diese wesentlich erschwert?

Antwort: Diese Frage ist unbedingt zu bejahen. Enthält das Gewölbe oben und unten Eiseneinlagen, die durch Haken verbunden sind, so kann unter Umständen eine Lamellenbetonierung unmöglich werden.

Frage 6: Wodurch entstanden die schrägen Risse, die bei einigen alten Gewölben vorhanden sind?

Antwort: Ohne Angabe über Lage und Richtung der Risse ist schwer eine Ursache anzugeben. Sie kann in fehlerhafter Konstruktion, in mangelhaftem Baustoff und in schlechter Arbeit liegen.

Frage 7: Sind solche Schrägrisse durch lamellenweise Herstellung der Gewölbe zu vermeiden?

Antwort: Jedenfalls ist soweit wie möglich lamellenweise Betonierung vorzuziehen.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Erwiderung

zu der Äußerung des Herrn Obering. Alfons Schröter in Heft 34, 1925, über

„Die wirtschaftliche Querschnittsgestaltung der Untergrundbahntunnel“.

Bevor der zweite Teil meines Aufsatzes in Heft 16 des Jahrganges 1925 erschien, hat Herr A. Schröter sich dazu geäußert.

1. Mit dem einzigen wissenschaftlichen Gutachter, mit dem ich in Beziehungen getreten bin, habe ich nur Differenzen über die Art der Berechnung gehabt. Die Ausführungen in meinem Aufsatz geben jedem die Möglichkeit, diese Berechnung selbst zu prüfen.

2. Das Verfahren, zuerst in schmaler Baugrube die Tunnelseitenwände herzustellen, betrifft nur Bauten in städtischen Straßen. Bauten in freiem Gelände sind davon nicht berührt. Das Patent über die Tunnelbauweise mit getrennter Belastung der Seitenwände und gelenkartigem Anschluß der Sohle ist im Jahre 1916 angemeldet, das Patent über die Deckenbewehrung mit Entlastung der Seitenwand im Jahre 1922. Dies zeigt wohl, daß kein Zusammenhang zwischen den Patenten besteht. Mir und meinen technischen Freunden scheint das Sohlengelenk auch mit jeder anderen Deckenkonstruktion wirtschaftlich und statisch vorteilhaft zu sein. Ich bemerke ausdrücklich, daß diese Patente von mir nicht erwähnt worden sind, sondern sie unnötigerweise hier hereingezogen worden sind.

3. Die Forderung, daß ein Bauwerk stabil sein muß, besteht zu Recht. Es ist aber übertrieben, bestimmte Kräftegruppen auszuschalten und trotzdem diese Forderung aufrechtzuerhalten. Ein Bauwerk, das stets und vollständig vom Erdboden umschlossen und allseitig gestützt ist, kann sehr wohl z. B. als Gelenkviereck ausgebildet sein, wenn nur alle möglichen Fälle genügend berücksichtigt sind, z. B. Tunnel ohne Sohle. Es ist unerfindlich, weshalb der passive Erddruck, den ich bei jeder Bogenbrücke in erheblichem Maße in Anspruch nehme, hier als ausgleichende Gegenkraft nicht in die Rechnung eingestellt werden darf, da er vorhanden und stets wirksam ist. Es ist sogar der Fall rechnerisch ohne Schwierigkeiten erfaßbar, daß auf der einen Seite Hausdruck, auf der anderen Seite eine längere Kanalbaugrube — ohne Abstützung — sich befinden. Die Steifigkeit der Sohle und der Decke, als horizontal liegender Balken, wird keine Bewegung eintreten lassen.

4. Die gewöhnliche Herstellung des Tunnels erfolgte so, daß man eine durchgehende Betonsohle mit den nötigen Eiseneinlagen herstellte, mit geringer Abschwächung an den Seiten, um dort für die später hergestellte Seitenwand eine Verzahnung zu erhalten. Der Vorschlag, in der offenen Baugrube erst die Seitenwand, mit Einschluß der Eckisen, zu betonieren, erfordert eine schwierige Herstellung der Verschalung mit erheblichem Holzverschnitt.

5. Die verschiedenen starke Beanspruchung der Sohle und des Seitenwandfundamentes, auf die Herr A. S. seine weiteren Folgerungen gründet, beruht wohl auf einem Lesefehler. Der Unterschied

beträgt durch den Wechsel der Verkehrslast tatsächlich nur etwa $0,1 \text{ kg/cm}^2$, so daß die starken Zerrungen der Dichtungspappe in Wirklichkeit gar nicht vorkommen können.

6. Infolge der Reihenfolge der Herstellung ruht die Hauptlast auf der Seitenwand. Falls das Setzen langsamer erfolgt und Bewegungen noch nach Herstellung der Sohle eintreten, so wird einmal die Gelenkfuge, die nur die Pressungen durch das Stampfen des Sohlenbetons anfänglich hatte, stärker beansprucht werden, schlimmstenfalls wäre eine stärkere Beanspruchung des Sohlenbogens denkbar. Es treten jedoch, was das wesentliche ist, keine Momente in der Sohle auf, und es sind auch keine Eisenverstärkungen nötig, da die Tragfähigkeit des Bogens erheblich größer als die im allgemeinen mögliche Belastung ist. Es wird jedenfalls keine Fugenbewegung von Belang auftreten. Die Kräfte, die nötig sind, um die Mauer nach außen zu drücken, sind größer als jede dort mögliche Kraft.

7. Die Verstärkung eines Gelenks durch bessere Mischung oder Eiseneinlage ist von den besonders bei hohem Wasserstand auftretenden höheren Drücken abhängig.

8. Nachdem bisher der Fall eines Setzens der Seitenwand infolge ihres stärkeren Sohlendruckes erwogen wurde, kann ich dem Fall des Setzens der Sohle „infolge der geringeren Sohlenkompression unter dem Sohlenstück“ nicht mehr folgen. Dem wirkt einmal der Auftrieb entgegen, ferner ist der Druck der Seitenwand wohl stets größer, und schließlich läßt sich dieser Möglichkeit durch schwalbenschwanzförmige Ausbildung des Widerlagers begegnen. Wie gesagt: der Gedanke, daß die Seitenwände auf die Sohle heraufklettern, ist mir statisch und mechanisch nicht verfolgbar.

9. Dem Bedenken, daß das Sohlengewölbe, um als solches zu wirken, feste Widerlager haben muß, ist wohl in der Hauptsache mit der Nachprüfung entgegenzutreten, wann denn eine solche Bogenwirkung verlangt wird. Bei etwa $3,0 \text{ m}$ Wasserhöhe über der Sohle ist das Gewicht der Sohle, des Schotters und Oberbaues und der Verkehrslast ausgeglichen. Erst bei höherem Wasserstand tritt Bogenwirkung ein, die durch den aktiven Erddruck aufgenommen wird. Der Besorgnis, daß die Schalbohlen verrotten und Betonbohlen unter chemischen Einwirkungen zermürben, ist entgegenzuhalten, daß Holz im Wasser (das ja zur Erzeugung der Bogenwirkung nötig ist) nicht verfault — beim Bau der AEG-Bahn gefundene 300 Jahre alte Bohlen waren noch ganz frisch und 600 Jahre alte noch durchaus raumbeständig —, und daß mürber Beton nicht an Volumen verliert, also Drücke überträgt.

10. Auch im Balken bildet sich ein Druckbogen. Ein Ausprengen der Zugzone ist infolge der Schotterauflast nicht zu befürchten und auch nicht schädlich.

11. Es ist bekannt, daß steife Rahmen gegen die unvermeidlichen Maßabweichungen infolge von Baufehlern viel empfindlicher sind als statisch bestimmte Systeme, so daß bei rechnermäßiger Baustoffausnutzung in Wirklichkeit leicht Überbeanspruchungen eintreten. Und als Hauptsache: die Verteilung der äußeren Kräfte ist eine willkürliche Annahme. Die Seitenwand ist, meinen Untersuchungen nach, statisch gut erfassbar, wobei natürlich die entlastenden Reibungsmomente nicht berücksichtigt sind.

12. Entgegen den Behauptungen des Herrn A. S. ist die gewölbte Sohle schwächer als die früher übliche von etwa 80 cm Stärke, jedenfalls nicht stärker als die armierte Sohle des Troges; sie erfordert keinen Mehraushub und erspart die Eisenbewehrung. Bei der angegebenen scheinbaren Herstellung des Sohlengewölbes ist auch kein Mehrschotterverbrauch nötig.

13. Die Bodenziffer ist ein so rasch wechselnder und unzuverlässiger Wert, daß man sie für die Ausführung nicht verwerten kann.

14. Die erwähnten neueren Autoren führen den Nachweis, daß eine Endlast sich in dem von mir dargelegten Sinne auf die Sohle äußert. Ich verweise ganz besonders auf Hayashi 1921 Seite 117, 121, 139 und 141. Auch ich habe diese Druckänderung aus dem Bauvorgang herzuleiten gesucht.

15. Es sei zum Schluß noch bemerkt, daß, um eine durchgebogene Bohle spannungslos zu machen, also sie zurückzubiegen, allein und lediglich der passive Erddruck in Anspruch genommen wird, der aktive wird durch die Festigkeit der Bohle aufgenommen.

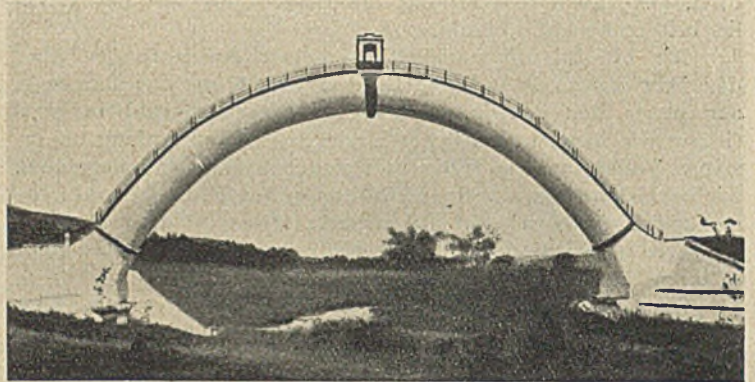
16. Zu der Frage der Schalldämpfung ist zu bemerken, daß in den von Untergrundbahnen durchfahrenen städtischen Straßen die Häuser nicht 6 bis 10 m , sondern meist 1 bis 4 m von dem Tunnel entfernt stehen, und zwar häufig mit dem Fundament in halber Höhe der Seitenwand, so daß in der Tat die Schwingungen der Seitenwand den größeren Anteil an der Schallübertragung zu haben scheinen. Der Vergleich, den Herr A. S. anstellt, ist in keiner Weise zwingend. Es wäre wünschenswert, daß die Frage der Schallübertragung, die in keiner Weise geklärt ist, in staatlichen Versuchen behandelt wird. Die Frage der Schallübertragung spielt bei Fabriken und bei dem zu erwartenden stärkeren Ausbau des Untergrundbahnnetzes eine bedeutsame Rolle, und es werden sich schwerlich einzelne Firmen finden, die diese Kosten im Interesse der Gesamtheit ausgeben.

17. Zum Schluß will ich noch auf die Eingangsbehauptung zurückkommen, daß die Praxis keine Vorteile in meinen Vorschlägen gefunden habe. Die Behauptung erledigt sich dadurch, daß sogar die Stelle, bei der Herr A. S. bisher tätig war, mein Deckenprinzip anwendete.

Seidel.

Eisenbeton-Rohrbogen über den Rio Majaceite in Südspanien.

Der in ebenem Talgelände errichtete Rohrbogen aus Eisenbeton dient der Überführung eines Bewässerungskanal über den Rio Majaceite in der spanischen Provinz Cadix. Abgesehen von bestimmten Gründen, die eine Verlegung der Talkreuzung durch den Bewässerungskanal vermeiden ließen, wurde mit Rücksicht auf die im Laufe der Jahre entstandenen und beobachteten Flußbettverschiebungen und der in diesem Zusammenhang zu fürchtenden Kolkungsgefahren auch auf eine Unterführung durch eine Dükerleitung verzichtet und die aus der Abbildung ersichtliche Konstruktion gewählt. Der lichte Durchmesser des Betonrohres beträgt $2,50 \text{ m}$, die lichte Weite des gesamten Bogens 40 m , die Rohrwandung hat eine Stärke von 28 cm im Scheitel, die bis zu den Widerlagern um 18 cm zunimmt. Für die Form des Rohrbogens, auch Siphon genannt, war die Stützlinie maßgebend, die unabhängig von dem jeweiligen Belastungszustand, stets innerhalb des



Kerns verläuft. Lediglich zur Aufnahme der Temperaturspannungen und der aus den Windkräften entstehenden Spannungen wurde eine kreuzweise Bogenarmierung vorgesehen. Die im Tale beiderseitig anschließenden Rohre liegen auf der ganzen Strecke in einer Rohrwiege aus Beton, die das Siphonrohr bis zur halben Höhe einfaßt; in diesen Rohrstrecken beträgt die Wandung nur 20 cm . Der Zulaufkanal zu dieser gesamten Talsiphonleitung ist offen, seine Sohle liegt etwas über dem Scheitel des Rohrbogens. Um die gelegentlich der Rohrfüllungen erforderlichen Luftentweichungen zu ermöglichen, hat man im Scheitel ein Ventil eingebaut, das durch einen kleinen Überbau geschützt ist. Der Rohrbogen dient schließlich als Fußgängersteg; über ihn führt zu diesem Ende eine Treppe.

Zur Vermeidung zu starker Erwärmung ist der Rohrbogen weiß gekalkt, so daß er weithin aus der Talebene herausleuchtet. Ob diese Maßnahme, vom ästhetischen Standpunkte aus betrachtet, angesichts des ohnehin ungewohnten und eigenartig anmutenden Bauwerkes dem Landschaftsbild zum Vorteile gereicht, und der praktische Nutzen nicht sogar teuer erkauft ist, muß dahingestellt bleiben. (Rivista de Obras Publicas Madrid, 15. XI. 1923 u. 1. II. 1924.) E.

Ein bemerkenswerter Holzbau auf der „Gesolei“ in Düsseldorf.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf.

Am 8. Mai dieses Jahres ist in Düsseldorf die „Gesolei“, das heißt die „Große Ausstellung für Gesundheitspflege, soziale Fürsorge und Leibesübungen“ eröffnet. Eine Fülle von Arbeit ist hier in der kurzen Frist etwa eines Jahres geleistet. Voller Bewunderung durchwandert der Besucher die scheinbar endlosen Ausstellungsräume, die in ihrer Gesamtheit einer kleinen Stadt gleichen. Neben einer Anzahl fester Bauten, die zur dauernden Bereicherung des Stadtbildes von Düsseldorf dienen sollen, fanden die Aussteller in Interimshallen Unterkunft, die vorwiegend aus Holzkonstruktion mit Verkleidung durch Bakulagewebeputz erstellt wurden.

Auch das im nachstehenden kurz beschriebene Restaurationsgebäude weist die gleiche Bauart auf. Rund 3700 m^2 Grundrißfläche, ohne die Terrassen, sind mit zum Teil freitragenden neuzeitlichen Holzkonstruktionen überdacht, welche durch werk- und kunstgerechte Anwendung von Verschalung und Gewebeputz in ästhetisch hochwirksame architektonische Formen gebracht sind. Im Innern sowohl wie in der äußeren Erscheinung, in jeder kleinen Einzelheit sowie im Gesamteindruck läßt der Bau harmonische Zusammenarbeit zwischen den entwerfenden Baukünstlern und dem ausführenden Ingenieur und Unternehmer erkennen. Entworfen wurde das vorliegende Gebäude durch die Architekten B. D. A. Tietmann u. Haake, ausgeführt durch die Rheinisch-Westfälische Bauindustrie A.-G., beide zu Düsseldorf. Letztere hatte die freitragende Holzkonstruktion der Deutschen Hallenbau A.-G., München-Essen, in Unterausführung übertragen. Über die Konstruktion selbst ist wenig zu sagen. Die Umfassungswände bestehen aus üblichem Holzfachwerk mit innerer Verschalung bzw. Gewebeputz und äußerem Bakulaputz.

Die Dachausbildung ist teils als freitragende Binderkonstruktion, teils als normales Holzdach mit Zwischenstützung durchgebildet. Der große Kongreßsaal erhielt entsprechend seiner Formgebung ein freitragendes Bogendach, dessen Binder durch Dreigelenkbogen mit parallelen Gurtungen gebildet werden. Die Einzelausbildung dieser Haupttragwerke geschah nach neuzeitlichen Gesichtspunkten — die Gurtungen bestehen aus verleimten Bohlen, die Knotenpunkte sind mit Hilfe von geschlossenen Ringdübeln durchkonstruiert —; be-

Die neue Brücke über den Piave bei Cesana (Belluno).

(Fortsetzung von Heft 13, S. 265.)

Die Gelenke sind keine besonderen Bauteile, sondern Einschnürungen der Gewölbe an den Durchkreuzungen der Bewehrungsseisen, durch Spiralbewehrung verstärkt; die Spannungen dort berechnen sich mit 940 (Scheitel) und 950 (Kämpfer) kg/cm^2 für Druck-, 39,7 und 49,4 kg/cm^2 für Scher- und 4,4 und 4,45 kg/cm^2 für Haftfestigkeit.

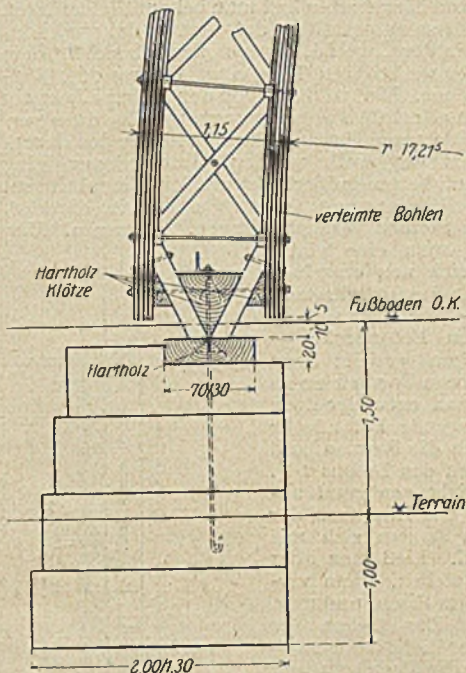


Abb. 1. Kämpfergelenk des Hallenbinders.

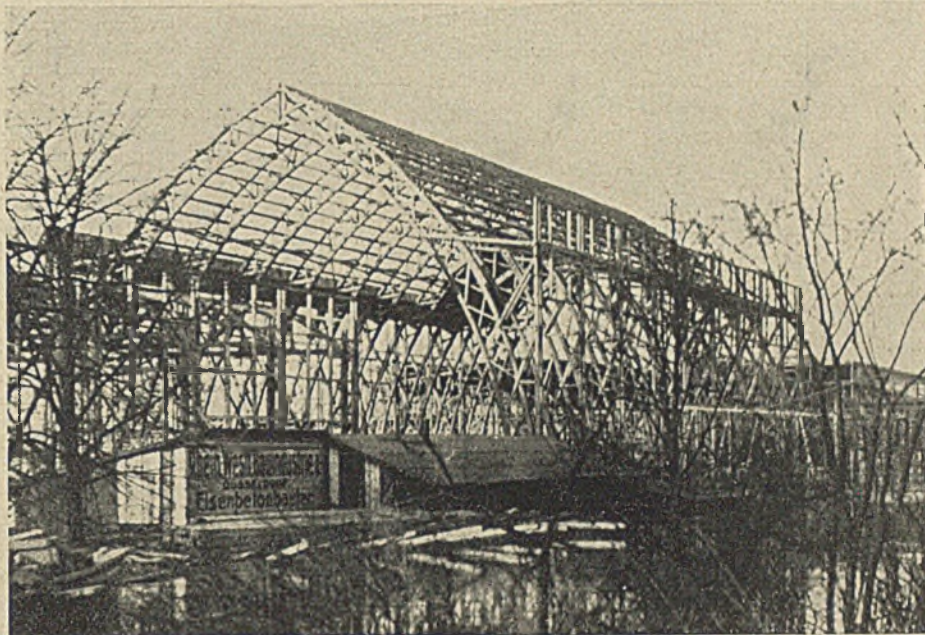


Abb. 2. Tragwerk der großen Halle im Hochwasser, Neujahr 1926.

sonderer Wert wurde auch auf die praktische Erfüllung der Auflagerbedingungen sowie der statischen Bestimmtheit durch zweckentsprechende Formgebung der Gelenkpunkte gelegt (s. Abb. 1). Daß das Tragwerk der großen Halle für sich konstruktiv einwandfrei und dem Auge wohlgefällig in die Erscheinung tritt, wird wohl durch die Abb. 2 bewiesen, welche die Halle zur Zeit des großen Rheinhochwassers um die Wende des Jahres 1925 zeigt.

Durch zwei kräftige als Rahmen geformte Längsversteifungen wird der bei der vorhandenen großen Windangriffsflächen notwendige Windlängsverband des Hauptsalles sowie der anschließenden Räume gegeben. Gerade auf diesen Punkt, der bei Interimbauten leicht vernachlässigt wird, wurde besonderer Wert gelegt, wie auch die senkrechten Pfosten der freistehenden Giebelwände eine besonders steife Ausbildung, verbunden mit genügender Verankerung im Fundament bzw. Schaffung angemessener oberer Auflager, erfuhr. Nur durch sinngemäße wirtschaftliche Ausbildung, wobei bisweilen alte Zimmermannstechnik zugunsten unserer hochentwickelten Ingenieurkunst verlassen wurde, konnten alle Forderungen der Standsicherheit mit geringem Materialaufwand in ästhetisch befriedigender Weise erfüllt werden.

Über die sonstige Gestaltung des Baues ist nichts zu erwähnen. Die beigelegten Abbildungen sprechen für sich selbst, und zwar für die Konstruktion wie für die innere und äußere Gestaltung; bei letzterer ist durch Verwendung farbigen Putzes sowie Leistenverkleidung und farbige Ausmalung im Innern ein Höchstmaß der Vollendung erreicht worden.

Wie die „Gesolei“ im Sommer dieses Jahres in Düsseldorf als Ganzes, so soll dieser Bau als ein Stück von ihr der Welt wiederum beweisen, daß deutsches Können und deutsche Tatkraft noch lebendig sind allen Nörglern und Kleingläubigen zum Trotz.

Nachtrag zum Aufsatz Kammüller.

Der Verfasser des Aufsatzes „Konstruktion und Berechnung eines größeren Staudammes“ in Heft 9 Jahrgang 1926, Herr Dr.-Ing. Kammüller teilt nachträglich mit, daß er durch die Veröffentlichungen von Professor Dr.-Ing. Dörr zunächst auf die Engessersche Erddrucktheorie aufmerksam gemacht wurde, und daß sich diese für ein eingehendes Studium der geometrischen Erddrucktheorie besonders empfiehlt.

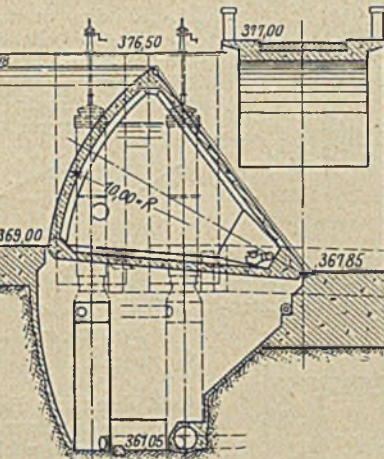


Abb. 1.

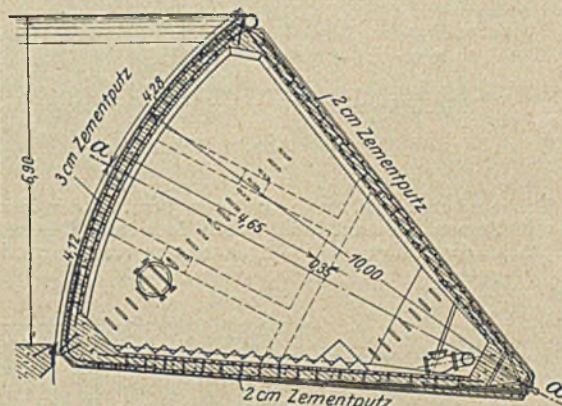


Abb. 2 (Schnitt cc).

Für die mittels Einflußlinien berechneten Gewölbe haben sich Druckspannungen von 22,2 und 23,5 kg/cm^2 ergeben, für die neuen Pfeiler 14,2 kg/cm^2 Druck- und 3,7 kg/cm^2 Zugspannung, bei Ausscheidung des Zugbereichs 16,2 kg/cm^2 Druckspannung im Mauerwerk und 2 kg/cm^2 Bodenpressung. (Nach Ing. Albert Oberziner im Cemento armato vom Dez. 1925, S. 133—135 u. Febr. 1926, S. 11—15.) N.

Selbsttätige Pendelwehre aus Eisenbeton.

Die Talsperre für das Kraftwerk bei Camarasa in den spanischen Pyrenäen, mit 163 Mill. m^3 Stauinhalt, 151 m Mauerlänge, 92 m

Mauerhöhe über der Talsohle und 102 m über der Gründung, hat für die beiden Überfälle von je 27 m Länge neben der Stauwand Pendelwehre (Sektorwehre) aus Eisenbeton erhalten, die den Überlauf bis zum höchsten Stau von 6,98 m über der festen Wehrkrone selbsttätig regeln und bei voller Überfallhöhe zusammen 2000 m^3/s durchlassen. Die Bauart stammt von der A.-G. für selbsttätige Wehre in Zürich. Der Verschlusskörper (Abb. 1) schwimmt, um eine Achse am flußabwärtigen Ende drehbar, in einer Kammer unterhalb der Wehrkrone und ist in der höchsten Stellung ringsum durch federnde Stahlbleche gegen die Kammerwände abgedichtet. Durch schwimmergesteuerte Regelung des Abflusses aus der Kammer, die durch den engen Spalt an der gekrümmten Stirnwand mit dem Stauwasser in

Verbindung steht, stellt sich der Wasserstand in der Kammer und damit der Verschlusskörper so ein, daß die Oberkante des Verschlusses den Stau hält, für den die Schwimmer eingestellt sind. Durch Hilfsleitungen kann Wasser in die Kammer geleitet und der Verschlusskörper gehoben werden, auch wenn der Stauspiegel unter die feste Wehrkrone sinkt. Die selbsttätigen Regelungsvorrichtungen sind, für

Verschlusskörpers angeordnet. Die am höchsten Punkte des Verschlusses gezeichnete Luftröhre (Abb. 1, 2 u. 3) hat sich beim Betriebe als unnötig erwiesen und ist zubetoniert worden. (Nach Engineering vom 12. März 1926, S. 323—326 u. 336 und Taf. 44 mit 38 Abb.) N.

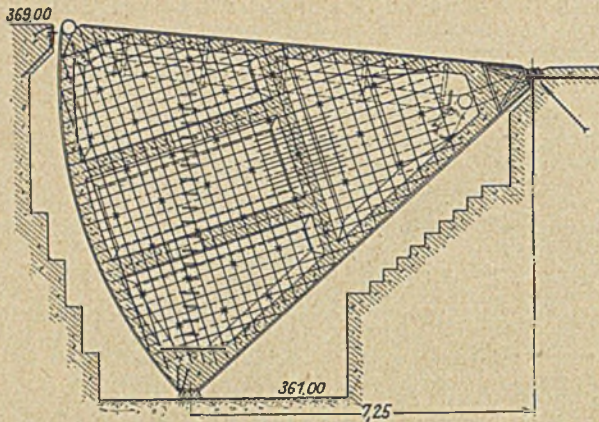


Abb. 3 (Schnitt d d).

jede Wehrhälfte gesondert, in dem 6 m starken Trennungspfeiler zwischen Staumauer und Überfall untergebracht und durch die über das Wehr führende Straßenbrücke zugänglich.

Der Verschlusskörper aus Eisenbeton, dessen Bauart die Abb. 2—4 zeigen, wiegt 1100 t und ist in der Stirn 33 cm, im Boden und in der

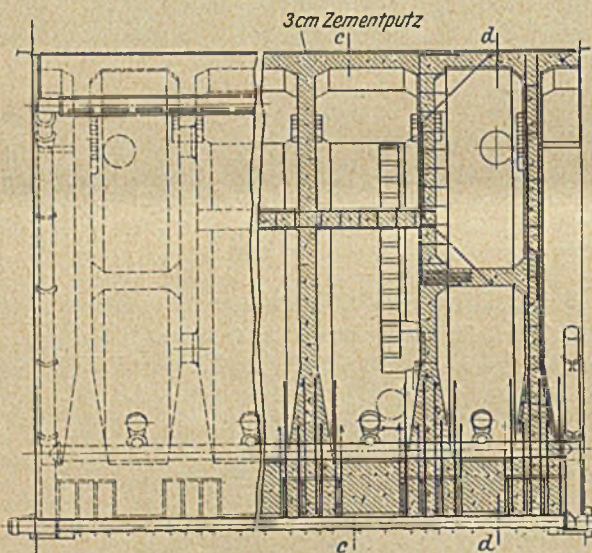


Abb. 4 (Schnitt a a).

Decke 28 cm stark, an der ersteren 3 cm, an den letzteren 2 cm stark mit Zement geputzt und durch lotrechte Querwände von 35 cm Stärke, die sich gegen die Lager auf 1 m verbreitern, in 2,25 m Mitten-

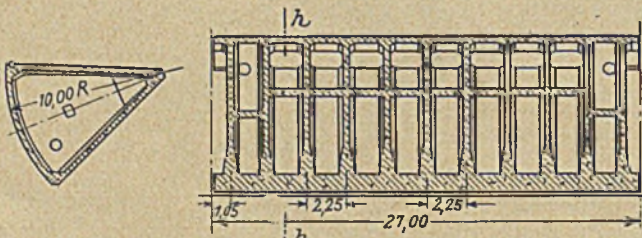


Abb. 5.

Abb. 6.

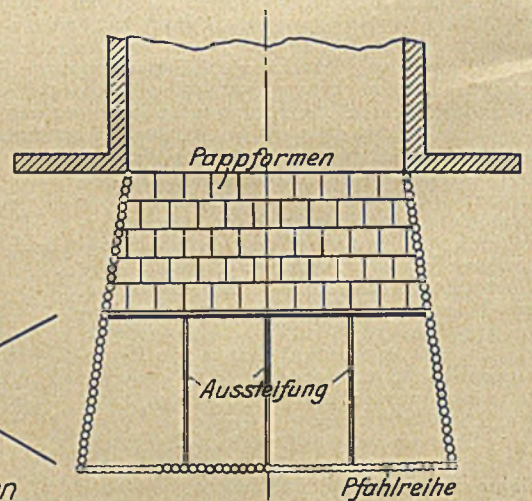
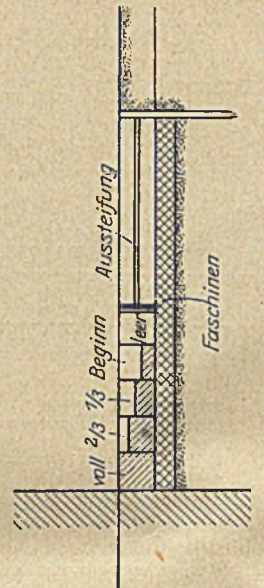
abstand sowie durch Zwischenlängswände (Abb. 5 u. 6) in wasserdichte Abteilungen gegliedert, ausgenommen die zwei Randabteilungen, die sich aus der Wehrkammer mit Wasser füllen können. Die inneren Abteilungen sind durch Mannlöcher und Steigeisen zugänglich und haben für alle Fälle eine Entwässerungsleitung, die in der Verlängerung der Drehachse mittels Stopfbüchsen durch die Kammerwand geht. Die Lager sind je 1 m lang und gegenüber den 11 Querwänden des

Sturzbettausbildung.

Bei der Ausbildung von Sturzbetten legt man bekanntlich größten Wert darauf, das Sturzbett so zu gestalten, daß man es dauernd kontrollieren kann und stets in der Lage ist, festzustellen, ob sich in dem Sturzbett — als einem der wichtigsten Teile eines Wehres oder ähnliches — Kolke gebildet haben. Man ist dabei von den früher allgemein üblichen Steinschüttungen allmählich abgekommen, weil die dazu verwandten Steine meist nur kleineren Umfang hatten und von den durchströmenden Wassermengen weggerollt wurden. Infolgedessen ging man dazu über, in den Sturzbetten größere Betonblöcke einzubringen, die gleich an Ort und Stelle gegossen wurden. Bekannt ist die Herstellung von sechseckigen Steinen mittels sogen. X-Formen. Man erreichte hierdurch, daß man eine glatte Betonsole bekam, die sich aus einzelnen sechseckigen Betonprismen zusammensetzte. Das Wesentliche aber — die Vermeidung einer zusammenhängenden Betondecke — wurde dabei noch nicht ganz erzielt; denn bei Verwendung von eisernen Formen ergab sich der Übelstand, daß man entweder doch wieder eine zusammenhängende Betondecke bekam, wenn man nämlich die Formen bald kurz nach dem Einbringen des Betons zog. Der Beton hatte noch nicht genügend abgeunden, und die durch das Einsetzen der Formen erstrebten Fugen setzten sich mit abbröckelndem Beton voll. Ließ man aber die Formen längere Zeit stehen, dann verband sich der Beton mit dem Eisen, und man erhielt quasi Eisenbeton. Das Ziehen der Formen war dann entweder nicht mehr möglich, oder aber man zerriß die Eisenform und zerstörte dabei auch große Teile des Betons. Durch diese Zerstörung der Eisenform aber wurden die Kosten der Herstellung des Sturzbettes wesentlich vergrößert.

Auf dem Neubau der Stauanlage im Stadtkanal zu Brandenburg-Havel hat sich nun folgendes Verfahren als günstig erwiesen:

Statt der Eisenformen wurden Formen aus starker Pappe hergestellt. Durch die Wahl der Stärke der Pappe ist man in der Lage, die Stärke der Fugen beliebig zu gestalten. Diese Pappformen werden in den gewünschten Verband versetzt



und dann mit Beton ausgefüllt, und zwar beginnt man damit, daß man die hinterste Reihe ungefähr ein Drittel mit Beton füllt und austampft, die nächste Reihe etwas weniger, die dritte Reihe noch geringer. Dann beginnt man mit dem Vollfüllen der Formen in demselben Maße wiederum von hinten. Ist nun die dritte Reihe ein Drittel gefüllt, ist die letzte Reihe fertig, und man setzt sofort nach vorn weitere Reihen von Formen an. Vermittels eines durchgehenden Brettes werden diese Formen fest aneinander gepreßt, so daß die Fugen stets die gewünschte Größe erhalten.

Nach Fertigstellung des Sturzbettes läßt man die Pappe zwischen den Fugen stehen. Dieselbe fault allmählich aus. Die dann entstehenden Hohlräume schwimmen entsprechend der Verfaulung mit Sand voll. In dieser Zeit aber hat der Beton abgeunden und ist erhärtet, so daß dann tatsächlich gut geformte Blöcke unabhängig voneinander gelagert sind, die sich jeder Bewegung des Sturzbettes anpassen.

Die Kosten für solche Formen beliefen sich bei dem oben erwähnten Bau auf 0,55 M pro Form 58 . 58 . 50 cm.

Friedrich Gutberlet, Dipl.-Ingenieur.

Einsturz eines Eisenbetondaches.

Es war eine Fabrikhalle mit shedförmigem Dach errichtet worden. Die Umfassungswände waren als 1 Stein starke Ziegelmauern, alles übrige in Eisenbeton aufgeführt, und zwar die Stützen, Rahmen und Unterzüge in Gußbeton, die Dachhaut in Stampfbeton.

Um die Schalungsfristen abzukürzen, war hochwertiger Zement ausländischer Herkunft verarbeitet worden.

Am zweiten Tage nach Beendigung der in 9 Tagen durchgeführten Betonierung wurde mit dem Ausschalen in derselben Reihenfolge, wie betoniert war, begonnen. Als am 19. Tage nach Beginn der Ausschalung der Bau nahezu ausgerüstet war, stürzten plötzlich ohne vorherige Anzeichen fast alle in Eisenbeton aufgeführten Teile des Bauwerks in sich zusammen, wobei ein Arbeiter tödlich verunglückte.

Die niedergebrochenen Betonmassen waren zwar von gleichmäßigem Gefüge, aber ganz zermürbt und in kleine Teile zerfallen. Auch waren die Eiseneinlagen teilweise freigelegt und blank, ein Zeichen dafür, daß der Zement nur mangelhaft abgebunden hatte. Der verwendete Zement sollte nach 7 Tagen 300 bis 350 kg/cm² Druckfestigkeit erreichen. Er war seit zwei Jahren mit gutem Erfolg verwendet worden. Der bauausführenden Firma ist daher kein Vorwurf daraus gemacht worden, daß sie den Zement als hochwertig ansah und die Ausschalung des Bauwerks nach kurzer Abbindezeit vornahm. Es waren für im ganzen 343,2 m³ Beton 97 800 kg Zement verarbeitet, d. s. i. M. rd. 284 kg je m³ Beton.

Die nachträgliche Untersuchung von Proben des noch auf der Baustelle lagernden unverarbeiteten Zements ergab, daß er die für

hochwertige Zemente zu erwartenden Festigkeiten, wie sie auch neuerdings vorgeschrieben sind (vgl. A § 5 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton September 1925), nicht aufwies. Da sich in den Zementpackungen teilweise Knollen vorgefunden hatten, ist auch die Vermutung ausgesprochen, daß der Zement beim Transport oder der Lagerung durch Aufnahme von Wasser aus der Luft bereits vor der Verwendung abzubinden begonnen hatte. Dadurch ist die Erhärtung des Betons vermutlich derart beeinträchtigt worden, daß 5 Tage nach Beendigung des Betonierens einsetzender strengerer Frost dem Beton noch schaden konnte und so den Unfall veranlaßte.

Das von der Staatsanwaltschaft eingeforderte Gutachten stellte Bauweise, statische Berechnung, Mischungsverhältnis, Durchmischung und Verarbeitung des Betons als einwandfrei fest und erklärte, daß nicht genügende Festigkeit des Betons, vielleicht verursacht durch nicht mehr einwandfreien Zement und verschlimmert durch ungünstige Witterung, die Hauptschuld am Einsturz hatte.

Da der bauausführenden Firma ein Verschulden nicht nachgewiesen werden konnte, wurde das Verfahren wegen fahrlässiger Tötung gegen sie eingestellt. Br.

Ehrenpromotion.

Herr Heinrich Butzer, Chef und Begründer der bekannten Eisenbeton- und Tiefbauunternehmung Heinrich Butzer in Dortmund, wurde von der Technischen Hochschule in Braunschweig zum Dr.-Ing. e. h. ernannt in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um den praktischen Eisenbetonbau im In- und Auslande und dessen wissenschaftliche Förderung.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Geplante Änderungen der Wege-, Wasser- und Betonbau-Ausnahmetarife im Reichsbahngütertarif.

Das Reichsverkehrsministerium hatte auf Antrag der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dem Reichseisenbahnrat zu seiner Sitzung am 19. Mai 1926 eine Vorlage unterbreitet, nach welcher die bisher gültigen Ausnahmetarife für Baustoffe, die zum Wegebau, zum Bahn- und Wasserbau sowie zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle verwendet werden, einer wesentlichen Neuordnung und teilweisen Verteuerung unterzogen werden sollten.

Nach den Sätzen der ermäßigten Ausnahmetarife 5, Teil A, können zurzeit rohe Steine (Bruchsteine, Feldsteine, Findlinge), gespaltene oder geschlagene Pflastersteine und Mosaikpflastersteine, gespaltene oder roh behauene Bord-schwellen, Bord-, Rand-, Streck- und Sperrsteine, Wasserbausteine, Packlagesteine, ungemahlener Steingrus und Steinsplitt, Schlackenpflastersteine, Kies, Grand, Sand, Mergel und Lehm, Hochofenschlacke in verschiedener Form sowie verschiedene Steinbrocken, die zur Verwendung im Wegebau, im Bahn- oder Wasserbau bestimmt sind, befördert werden. Baustoffe, die zur Ausführung von Kunstbauten bestimmt sind, worunter der Tarif Bauwerke aus Beton und Mauerwerk versteht, genießen die Vergünstigungen des Ausnahmetarif 5, Teil A, allerdings nicht. Zur Verwendung bei ortsfesten Betonbauten (Monolitbauten) kann nach Teil B des gleichen Tarif 5 nur Kies, Grand oder Bimskies, der mit Sand oder Bims-sand vermischt ist (nicht aber reiner Sand), sowie ungemahlener Steingrus und Steinsplitt gefahren werden. Die Sätze des Ausnahmetarif 5, Teil A und B, liegen z. Zt. um durchschnittlich 30% unter denjenigen der niedrigsten normalen Wagenladungsklasse F.

Durch den seit dem 1. Januar 1922 gültigen Ausnahmetarif 5 a, der zunächst auf ein Jahr als Notstandstarif eingeführt worden war, wurden die steinarmen Gegenden des östlichen Mecklenburg, der Provinz Brandenburg, von Vorpommern und Ostpreußen bei Bezug der Wege-, Bahn- und Wasserbaustoffe frachtl. besonders begünstigt. Ferner wollte man mit Hilfe dieses Tarif 5 die Abbeförderung der in Schlesien angesammelten großen Lagerbestände an Steinen erleichtern. Der Tarif besaß daher nur für die Stationen der genannten Gebiete Gültigkeit.

Der minderwertige ungemahlene und ungewaschene Steingrus und Steinplitt, sowie Steinschutt und Abraum aus Steinbrüchen, die zur Herstellung ortsfester Betonbauten, zum

Wege-, Bahn- oder Wasserbau oder zu Ausfüllungsarbeiten bestimmt sind, genießen z. Zt. noch eine Ermäßigung über die Sätze des Ausnahmetarif 5 hinaus. Sie können nach Ausnahmetarif 5 c gefahren werden, dessen Sätze 35% unter der Wagenladungsklasse F liegen.

Die dem Reichseisenbahnrat unterbreitete Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sah nun hinsichtlich der Wegebau-stoffe vor, daß die höherwertigen Pflastersteine, Mosaikpflastersteine, Bordsteine usw., die, sofern sie nicht zum Wegebau bestimmt sind, nach Klasse E tarifiert werden müssen und daher durch den Wegebauausnahmetarif eine Ermäßigung von 48% genießen, aus dem Ausnahmetarif 5 herausgelöst werden sollen. Es war geplant, für diese Steine einen neuen Ausnahmetarif einzuführen, der nur um 10% (Ausnahmetarif 5 um 30%) unter den Frachtsätzen der Klasse F liegen und auf die Gewinnungsstätten beschränkt bleiben soll. Gegen die geplante Maßnahme hat sich ein lebhafter Widerspruch der interessierten Kreise der Baustoff- und Bauindustrie erhoben. Es wird darauf hingewiesen, daß der Natursteinindustrie die Vergünstigungen des Ausnahmetarif 5 seinerzeit gewährt worden sind, weil die Einfuhr von Pflastersteinen usw. aus Schweden durch den früheren deutsch-schwedischen Handelsvertrag außerordentlich begünstigt und damit die Konkurrenzlage der deutschen Steinindustrie wesentlich erschwert worden war. Dieser Gesichtspunkt war allerdings in den letzten Jahren hinfällig geworden, weil sich Schweden und Deutschland hinsichtlich der Zölle stillschweigend Meistbegünstigung zugebilligt hatten, und damit ein deutscher Zoll für Pflastersteine in Höhe von M. 0,40, für Randsteine usw. von M. 0,50 für einen Doppelzentner erhoben werden konnte.

Am Tage vor Zusammentritt des Reichseisenbahnrats ist aber ein neuer Handels- und Schiffahrtsvertrag zwischen dem Deutschen Reich und dem Königreich Schweden unterzeichnet und im Reichsanzeiger veröffentlicht worden, nach welchem künftig Pflastersteine aus Schweden wieder zollfrei eingeführt werden sollen und der Zollsatz für Randsteine auf M. 0,20 für den Doppelzentner herabgesetzt ist. Die Voraussetzungen, die für die Auftarifierung von hochwertigen Steinen für den Wegebau zum Teil bei der Reichsbahn maßgebend waren, sind mithin entfallen. Das konnte auf die Beratungen des Reichseisenbahnrats nicht ohne Einfluß bleiben.

Die Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sah weiterhin vor, daß Kies, Grand und Sand aus dem Ausnahmetarif 5 sowohl, soweit das Material für den Wege-, Bahn-

und Wasserbau, wie auch soweit es im gemischten Zustand zur Herstellung ortsfester Betonbauten auf der Baustelle bestimmt ist, herausgenommen werden soll. Dafür war geplant, einen neuen für alle Verwendungszwecke gültigen Ausnahmetarif (Ausnahmetarif 2) zu schaffen, der im Durchschnitt 15% unter den Sätzen der Wagenladungsklasse F liegen sollte.

Es ist nicht zu verkennen, daß durch die Schaffung eines Ausnahmetarif für Kies, Grand und Sand, der nicht auf den Verwendungszweck beschränkt ist, das Tarifsystem für diese Baustoffe wesentlich vereinfacht werden würde. Nach dem jetzt noch gültigen Zustand müssen Kies und Sand, die zur Mörtelbereitung und für Putzzwecke, sowie reiner Sand, der für den Betonbau bestimmt ist, schließlich auch Sand, aus dem Betonwerksteine hergestellt werden sollen, nach Wagenladungsklasse F gefahren werden. Reiner Sand, Kies, Grand usw., die für den Wege-, Bahn- und Wasserbau bestimmt sind, und Kies mit Sand vermischt, der zur Herstellung ortsfester Betonbauten dienen soll, können nach Ausnahmetarif 5 gefahren werden.

Dieser Zustand ist in mancher Hinsicht unzuweckmäßig und unnatürlich. Bei Ausführung von Betonbauten werden die Verkleidungen und Ausmauerungen vielfach im Ziegelbau hergestellt. Es ist selbstverständlich, daß man bei der Mörtelbereitung, bei der Herstellung des Putzes auf der gleichen Baustelle nicht anderen Sand verwenden wird als denjenigen, der zur Betonbereitung bestimmt ist. Das ist aber nach den Bestimmungen des Ausnahmetarif 5 zurzeit unzulässig. Es kommt ferner hinzu, daß man zur Herstellung von Qualitätsbeton die einzelnen Bestandteile des Zuschlagmaterials, also Sand, Kies und Splitt nach einem bestimmten Verhältnis mischen muß, um die Sicherheit einer gleichmäßigen Beschaffenheit der ganzen Masse zu erhalten. In diesem Falle ist es notwendig, auch den Sand als Zuschlagsstoff getrennt zu beziehen, der dann aber nach Wagenladungsklasse F tarifiert werden muß. Die Behauptung der Reichsbahn, daß sie durch falsche Tarifierung der Sandtransporte um Millionenbeträge geschädigt worden sei, dürfte allerdings stark übertrieben sein. Die Mengen von Sand, die zur Mörtelbereitung und zum Putz auf dem Bau verwendet werden, fallen gegenüber den Mengen, die zur Herstellung eines Eisenbetonbaues gehören, gar nicht ins Gewicht. Auch der Hinweis der Bahn, daß zurzeit noch vielfach Zementwaren bzw. Betonwerksteine auf der Baustelle gestampft würden, dürfte in geringem Maße nur für die Inflationsjahre zutreffend gewesen sein, zu einer Zeit, in der man vornehmlich Wert auf Billigkeit unter Außerachtlassung der Qualität legte. Heute werden Betonwerksteine wohl fast ausschließlich in feststehenden Fabriken hergestellt. Auch das Stampfen von Bausteinen, z. B. Ambi-Steinen und ähnlichem Mauersteinersatz auf der Baustelle dürfte fast ganz aufgehört haben. Immerhin wäre eine Vereinfachung des Sand- und Kiestarif zu begrüßen, allerdings nur, wenn dadurch der Bezug von Sand und Kies für den Wege- und Wasserbau sowie für den Eisenbetonbau nicht fühlbar verteuert wird. Nach der Vorlage der Reichsbahn war dies aber zu befürchten.

Für den neuen Ausnahmetarif für Sand, Grand und Kies, der nicht auf den Verwendungszweck beschränkt werden sollte, war in der Vorlage der Reichsbahn eine Ermäßigung gegenüber der Wagenladungsklasse F um 15% als ausreichend bezeichnet worden. Bei näherer Prüfung der beigelegten Tabellen ergab sich aber, daß diese Ermäßigung nur auf den Entfernungen über 200 km zur Auswirkung kommen sollte. Auf die Entfernung von 50 km sollte der Ausnahmetarif 2 nur um 4%, auf 100 km erst um 11% unter den Sätzen der Klasse F liegen. Die geringe Ermäßigung der Nahentfernungen ergab sich, weil bei ihnen die Abfertigungsgebühren im Vergleich zu den niedrigen Frachtsätzen ungebührlich hoch sind. Die Entfernungen über 150 km kommen nun aber für Sand- und Kiestransporte kaum noch in Frage, da schon auf 50 km die Fracht nach Ausnahmetarif 5 112% des Kiespreises (Rheinkies) beträgt. Eine Ermäßigung von nur 4% gegenüber Klasse F

auf den wichtigsten Gebrauchsentfernungen würde aber den neuen Ausnahmetarif 2 für das Baugewerbe so gut wie wertlos machen, eine starke Verteuerung für den Sand- und Kiesbezug herbeiführen und zum Schaden der Reichsbahn eine immer stärkere Abwanderung dieser Transporte auf den Wasserweg bewirken. Es sei bemerkt, daß nach den Angaben des Jahresberichtes 1924 der „Statistik der Güterbewegungen auf den deutschen Eisenbahnen“ die Beförderung von Steinen und Erden im Jahre 1924 wie auch vor dem Kriege nächst den Brennstoffen etwa ein Sechstel der gesamten Güterbewegung ausmachte. An Steinen wurden 1924 28,7 Millionen Tonnen, das sind 10,6% des gesamten Bahnverkehrs, und an Sand und Erde 17,3 Millionen Tonnen, das sind 6,4 des gesamten Bahnverkehrs, befördert.

Die Bauindustrie kann sich mit der Einführung eines neuen für alle Verwendungszwecke gültigen Ausnahmetarif für Sand, Kies und Grand nur einverstanden erklären, wenn dessen Sätze denjenigen des jetzt gültigen Ausnahmetarif 5 entsprechen oder zum mindesten auf allen Entfernungen um 15% unter denjenigen der Wagenladungsklasse F liegen.

Aus den Wünschen der Reichsbahn um Abänderung der Wegebauausnahmetarife gewinnt man im übrigen den Eindruck, daß sie damit der ungleichen Konkurrenz, die ihr in steigendem Maße der Kraftwagenverkehr verursacht, begegnen will. In der dem Reichseisenbahnrat unterbreiteten Vorlage wird nämlich ganz offen erklärt, daß die Erleichterung des Straßenbaues Aufgabe der wegebaupflichtigen Stellen sein müsse. Die stärkere Abnutzung der Straßen werde in der Hauptsache durch den Kraftwagenverkehr verursacht, der daher zu den Wegebaukosten stärker herangezogen werden müsse. Von der Eisenbahn könne billigerweise nicht erwartet werden, daß sie ein Beförderungsmittel, mit dem sie im schärfsten Wettbewerb steht, mittelbar durch Frachtermäßigungen unterstützen soll. Aus diesem Grunde sind auch alle Anträge um Einbeziehung von Steinmehl, das bei der Herstellung von Walzasphaltstraßen gebraucht wird, und von geteilter Hochofenschlacke für den Teerstraßenbau von der Reichsbahngesellschaft kurzerhand abgelehnt worden. Es kann nicht behauptet werden, daß diese Stellungnahme den Interessen der Wirtschaft und der Volksgesamtheit entspricht.

Die Vorlage des Reichsverkehrsministeriums sieht weiterhin vor, daß der Ausnahmetarif 5a ganz aufgehoben wird. Die schlesische Steinindustrie, zu deren Gunsten er früher geschaffen worden ist, sei im allgemeinen ausreichend beschäftigt, habe ihre Erzeugnisse bis jetzt glatt abgesetzt und auch die Lagerbestände abbefördert. Eine Notlage liege bei ihr daher nicht mehr vor. Durch die Aufhebung dieses Tarifes werde weiterhin wieder die wünschenswerte einheitliche Tarifierung der Wegebaustoffe für das gesamte deutsche Reichsbahngebiet erzielt.

Schließlich soll auch der Ausnahmetarif 5c für Steingrus und Steinsplitt mit dem Ausnahmetarif 5 vereinigt werden, d. h. auch dieses Material soll, auch wenn es ungewaschen ist, zu einem Satz, der 30% unter Klasse F liegt, gefahren werden, gegenüber einer Ermäßigung von bislang 35%.

Es ist verständlich, wenn gegen diese geplanten Änderungen, die in mancher Hinsicht eine Verteuerung bei Bezug der Wege-, Bahn-, Wasserbau- und Betonbaustoffe herbeiführen sollten, in den Kreisen der Baustoffindustrien, der Bauindustrie, der Wegebaupflichtigen usw. lebhafter Widerspruch erhoben wurde. Der Reichseisenbahnrat hat sich daher in seiner Sitzung am 19. Mai nicht ohne weiteres dazu bereit erklären können, der Vorlage des Reichsverkehrsministeriums zuzustimmen. Die Angelegenheit ist vielmehr dem neugebildeten „Ständigen Ausschuss“ des Reichseisenbahnrates zugewiesen worden, der aus 8 Vertretern von Industrie, Gewerbe, Handel, Verkehr und Schifffahrt, 4 Vertretern der Land- und Forstwirtschaft und 4 Vertretern der Arbeitnehmer zusammengesetzt ist. Die Frage verdient weiterhin ernste Aufmerksamkeit der Bauindustrie, insbesondere des Beton- und Tiefbaues.

Verbandsmitteilungen.

Hauptversammlung 1926 des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. Am 10. und 11. Mai 1926 fanden in Baden-Baden die gut besuchten Hauptversammlungen des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. und des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. statt. In das Präsidium des Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verbandes für Deutschland E. V. wurden gewählt: die Herren Direktor Baurat F. Grages, Frankfurt a. M.; Generaldirektor Kommerzienrat Dr.-Ing. e. h. O. Meyer, Frankfurt a. M.; Kommerzienrat Julius Berger, Berlin; Direktor Ernst Dyckerhoff, Biebrich a. Rh.; Direktor Max König, Berlin; Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Wilhelm Langelott, Berlin; Baumeister Max Pommer, Leipzig; Direktor Dr.-Ing. e. h. Kieß, Berlin; Direktor Dr. Weidert, Berlin. Die bisherigen Verbandsvorsitzenden beider Verbände, und zwar für den Beton- und Tiefbau-Arbeitgeber-Verband für Deutschland E. V. Herr Direktor Baurat Grages, Frankfurt a. M. und für den Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband E. V. Herr Generaldirektor Dr.-Ing. e. h. Langelott, Berlin, wurden wiedergewählt.

Bei Beratung der sozialpolitischen Angelegenheiten entspann sich eine lebhaftere Aussprache über die Probleme der Arbeitszeit und der Löhne. Übereinstimmend wurde die Ansicht vertreten, daß die schlechte Wirtschaftslage dazu zwingt, die Bauarbeiterlöhne wieder mehr in den allgemeinen Rahmen einzupassen, als dies seit dem Sommer 1925 der Fall war.

In der Versammlung des Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverbandes E. V. wurde die Verabschiedung der „Allgemeinen Vergabebestimmungen und Vertragsbedingungen für die Ausführung von Bauleistungen“ durch das Plenum des Reichsverdingungsausschusses begrüßt. Es wurde als wünschenswert bezeichnet, daß die umfassende Arbeit, die innerhalb des Reichsverdingungsausschusses auf dem Gebiete des Vergabungs- und Vertragswesens geleistet worden ist, auch zur praktischen Durchführung und damit zu deren Normalisierung unter Befreiung vom überflüssigen Ballast führen möge. Es wurde beschlossen, für die unveränderte einheitliche Einführung der Verdingungsordnung im Reich, in den Ländern und Gemeinden zu wirken.

Einzelne Materien des Verdingungswesens fanden eingehende Erörterung. Es wurde betont, daß ein leistungsfähiges Gewerbe des Eisenbeton- und Tiefbaues notwendigerweise auf einen großen Wirkungskreis eingestellt und damit als Wandergewerbe aufgezogen werden müsse. Im eigensten Interesse der Auftraggeber liege es, bei derartigen Spezialaufträgen sich nicht engherzig auf das ortsansässige Gewerbe zu beschränken. Die Kosten der Projektarbeiten sind bei der großen Zahl der öffentlichen Ausschreibungen

im Eisenbeton- und Tiefbau heute eine unerträglich hohe Belastung der Betriebe. Die Zahl der Bewerber ist so groß, daß deren unnützlich aufgewandte Kosten für Kalkulation, statische Berechnungen, Ortsbesichtigung und etwaige Entwürfe unter Umständen ganz außer Verhältnis zu den Kosten des Objektes selbst stehen. Diese unproduktive Belastung ist gerade unter den heutigen Verhältnissen so erheblich, daß die ausschreibenden Stellen erneut hierauf hingewiesen werden sollen. Die Bevorzugung von Unternehmen, welche Lehrlinge ausbilden, darf nicht zu einer Schädigung der Firmen der Bauindustrie erwachsen, die ihrerseits unter den schwierigsten Umständen ebenfalls für die Heranziehung des Nachwuchses, wenn auch nicht in handwerksmäßiger Form, besorgt sind. Die Eisenbetonbauunternehmungen bilden seit vielen Jahren Lehrlinge („Industriehrlinge“) in ordnungsmäßiger Lehrzeit zu Zementfacharbeitern aus. Sie unterstützen den Ausbildungsgang der Ingenieure durch weitgehende Aufnahme von Baupraktikanten.

Die vom Reichswirtschaftsministerium aufgeworfene Titelfrage (Baumeistertitel) wurde nur kurz gestreift, da das Gewerbe zurzeit schwerere Sorgen habe. Auch über die unzeitgemäße Eingabe der Maurer- und Zimmererinnungen zur Einführung des Konzessionszwanges im Baugewerbe wurde kurz hinweggegangen.

Die Versammlung nahm den Bericht über die Verhandlungen mit der Zementindustrie über die Senkung der Zementpreise, Gewährung von Rabatten, Lieferungs- und Zahlungsbedingungen mit besonderer Aufmerksamkeit entgegen, und es wurde der Wunsch ausgesprochen, daß diese Verhandlungen zu einem für beide Seiten annehmbaren Ergebnis führen möchten.

In der Aussprache über die von der Reichsbahn-Gesellschaft geplante Neuordnung der Wegebau- und Betonbauausnahmetarife wurde gegen eine Verteuerung der Frachtsätze für Sand, Kies, Grand Einspruch erhoben. Vom Reichseisenbahnrat wurde erwartet, daß er den berechtigten Interessen des Eisenbeton- und Tiefbaues bei Bemessung der Frachtsätze Rechnung trägt.

Die Hauptversammlung hat fernerhin mit lebhaftem Bedauern festgestellt, daß in den Gewerbesteuergesetzen von Preußen, Sachsen, Hamburg usw. noch an der ungerechten Besteuerung nach der Lohnsumme festgehalten wird. Sie forderte, daß der im Badischen Steuerverteilungsgesetz niedergelegte Grundsatz, zu dem sich auch die Bayerische Regierung bekannt hat, auch in den anderen Ländern zur Geltung kommt, nach welchem Steuern, die nach der Zahl der Beschäftigten oder nach der Lohnsumme erhoben werden, unzulässig sind. Das gleiche wurde auch hinsichtlich der Erhebung der Berufsschulbeiträge in Preußen gefordert.

Im Anschluß an die Tagungen fand neben geselligen Veranstaltungen eine Besichtigung der Schwarzenbachtalsperre im Oberen Schwarzwald statt.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 29. April 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 4. B 107 166. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Gestell zum Abstützen der Rundholzeinlagen für den Grubenausbau. 15. XI. 22.
- Kl. 5 c, Gr. 4. B 112 051. Adolf Baron, Beuthen O.-S. Nachgiebiger Ausbau nach Patent 407 822; Zus. z. Pat. 407 822. 15. XII. 23.
- Kl. 5 c, Gr. 4. B 116 149. Adolf Baron, Beuthen O.-S., Moltkeplatz 8. Nachgiebiger Grubenausbau. 16. X. 24.
- Kl. 5 d, Gr. 17. K 93 371. Heinrich Kluse, Karnap. Aufhängevorrichtung für Rohrleitungen. 9. III. 25.
- Kl. 19 b, Gr. 1. D 42 121. Rudolf Diederich u. Josef Schubert, Wien; Vertr.: H. Fieth, Pat.-Anw., Nürnberg. Antrieb mit Kuppelung für gelenkig aufgehängte Kehrwalzen an Straßenwasch- und Kehrmaschinen. 21. VII. 22. Österreich 26. III. 22.
- Kl. 19 b, Gr. 1. H 94 419. Hansa-Lloyd Werke, Akt.-Ges., Bremen. Straßenkehrer. 30. V. 24.
- Kl. 19 c, Gr. 3. Z 15 005. Carl Zwickau, Berlin, Zossener Straße 50. Asphalt- und Teerschotter-Beläge für Straßen. 30. I. 25.
- Kl. 20 h, Gr. 6. K 96 804. Siegfried Klein, Berlin, Levetzowstraße 11a. In sich bewegliches transportables Hilfsgleis zum Aufgleisen von Straßenbahnfahrzeugen an beliebigen Straßenpunkten. 25. XI. 25.
- Kl. 37 a, Gr. 7. K 93 412. Fa. Kothe & Emge, Chem. Fabrik, Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Einbringen von schwammvernichtenden flüssigen und festen Stoffen im Mauerwerk. 9. III. 25.
- Kl. 37 c, Gr. 8. D 42 494. Deutsche Glasbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee. Befestigung der Deckleiste für die Glasplatten bei kittlosen Glasdächern auf Eisenbetonsprossen mit Längsrippen. 3. X. 22.

- Kl. 37 e, Gr. 1. J 25 229. Fa. Franz Jänicke & Co., G. m. b. H., Berlin. Zerlegbares Baugerüst. 1. X. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 7. R 64 035. Heinrich Ruef, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. K. Wentzel, Pat.-Anw., Frankfurt a. M. Mischmaschine mit zweiteiliger Mischtrommel. 18. IV. 25. Schweiz 14. III. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 34. S 62 760. Hans Siegwart, Luzern, Schweiz; Vertr.: O. E. Zoepke, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren und Maschine zur Herstellung von Betonröhren u. dgl. durch schraubenförmiges Aufwickeln eines Betonstreifens auf einen Formkern. 27. IV. 23. Schweiz 21. IV. 23.
- Kl. 84 c, Gr. 2. F 57 748. Fabrik für Brückenbau-Eisenkonstruktion Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., Tiefbau-Abteilung, Berlin-Wilmersdorf. Schräge Druckluftabsenkung von Widerlagern und Ufermauern ins Grundwasser. 7. I. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 17 vom 29. April 1926.

- Kl. 20 i, Gr. 11. 429 227. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heineemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Vorrichtung zur elektrischen Betätigung von Schienenweichen und Signalen. 1. IV. 25. W 68 955. Großbritannien 8. IV. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 429 291. Siemens & Halske A.-G., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignaleinrichtung für mehrflügelige Signale. 17. V. 25. S 70 027.
- Kl. 20 i, Gr. 16. 429 228. Louis Laspeyres, Paris; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Elektropneumatische Stellvorrichtung für die Weichen von Gleisschienen. 19. IX. 25. L 64 051. Frankreich 24. IX. 24.

- Kl. 20 i, Gr. 27. 429 229. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zum Übermitteln von Nachrichten auf Bahnsteigen o. dgl. an die Reisenden. 10. II. 25. A 44 164.
- Kl. 20 i, Gr. 27. 429 230. Béla von Marton, Dánszentmiklos, u. Dipl.-Ing. Sandor von Farkas, Budapest; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. R. Wirth, Dipl.-Ing. C. Weihe, Dr. H. Weil, M. M. Wirth, Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. T. R. Koehnhorn u. Dipl.-Ing. E. Noll, Berlin SW 11. Selbsttätiger elektrischer Stationsanzeiger. 12. VIII. 25. M 90 916.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 429 119. Lauchhammer-Rheinmetall A.-G., Berlin. Auslegerlaufkran. 18. VIII. 25. L 63 859.
- Kl. 35 b, Gr. 3. 429 293. Maschinenfabrik Eßlingen, Eßlingen. Fahrbarer Drehkran. 25. VII. 25. M 90 681.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 429 237. Fa. Hein, Lehmann & Co., Akt.-Ges., Berlin-Reinickendorf. Abspannung für Maste, insbes. für solche der drahtlosen Telegraphie; Zus. z. Pat. 316 956. 1. XI. 24. H 99 076.
- Kl. 80 a, Gr. 20. 429 325. Heinrich Schlegel, Königshütte, Poln. O.-Schl.; Vertr.: J. Scheibner, Pat.-Anw., Gleiwitz. Walzverfahren nebst Vorrichtung zur Herstellung von Blöcken, insbes. aus Leichtbeton. 9. X. 24. Sch 71 748.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 429 206. Fa. ATG. Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Abraumförderbrücke. 19. X. 24. A 43 266.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 429 329. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Bagger für abwechselnden Löffel- und Greiferbetrieb; Zus. z. Pat. 395 890. 21. III. 23. O 13 594.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

„Über den Einfluß des mechanischen Fahrwiderstandsausgleiches auf die Berechnung der Eisenkonstruktion von Brückenkränen“. Von Dr. Luz David, Magistratsbaur, Berlin. Guido Hackebell A.-G. Berlin, 1926. Preis: RM. 3.—.

Die einen knappen Auszug aus der etwa vor 12 Jahren entstandenen Doktorarbeit des Verfassers umfassende Schrift enthält weit mehr als der Titel verspricht, nämlich eine recht übersichtlich und geschickt behandelte Zusammenfassung der mannigfachen Beanspruchungen fahrbarer Verladebrücken. In einem vollständig durchgerechneten Beispiel wird die Frage der für verschiedene Belastungsfälle zu wählenden Beanspruchungen recht aufmerksam und sachlich geprüft. Für die in Fahrt befindliche Brücke ist den Stoß- und Wechselwirkungen durch Ermittlung der zulässigen Beanspruchung nach der Formel von Häsel der Rechnung getragen. Hierbei ermittelt Verfasser eine Durchschnittsbeanspruchung von 860 kg/cm² für St. 37, einen Wert, der dem in der Praxis gebräuchlichen nahekommt. Auch Beschleunigungs- und Verzögerungskräfte sind genau berechnet, wengleich sie bei der geringen Fahrgeschwindigkeit des gewählten Beispiels ganz unbedeutend ausfallen.

Neu ist eine sorgsame Untersuchung des Einflusses der Fahrwiderstände bei den verschiedenen üblichen Fahrwerksanordnungen. Die Inanspruchnahme, die bei Verladebrücken ohne Kuppelwelle bzw. Kuppelvorrichtung durch Vorseilen des weniger belasteten Brückenendes zustande kommt, ist ausführlich dargelegt.

Der Bemessung der Brückenkonstruktion schließt sich eine Berechnung des Fahrwerkes an, welche sogar auf die Laufachsen ausgedehnt ist. Wünschenswert wären hier einige ergänzende Bemerkungen über die erforderlichen Abmessungen der Laufräder, besonders für hohe Raddrucke.

Vergleichende Gewichts- und Kostenermittlungen für zwei verschiedenartige Anordnungen ergeben eine wirtschaftliche Überlegenheit für das Fahrwerk mit zwei gekuppelten Motoren. Allerdings hat auch die teure Anordnung des getrennten Einzelantriebes beider Stützen nicht zu unterschätzende Vorteile, nämlich: größere Steifigkeit der Brücke und geringere Betriebskosten.

Sehr beachtlich ist eine vom Verfasser im Nachwort gegebene Anregung zur Aufstellung einheitlicher Berechnungsvorschriften für Verladebrücken.

Druck und Ausstattung des Schriftchens sind recht gut. Das Schriftchen bietet dem entwerfenden und konstruierenden Ingenieur einen ganz vorzüglichen Leitfaden.

Die Elemente der Differential- und Integralrechnung. Von Prof. Dr. K. Düsing. 8. Aufl. Dr. Max Jänecke, Leipzig, 1925. 131 Seiten. Preis RM. 3.45.

Die vorliegende achte Auflage dieses auf geometrischer Grundlage aufgebauten kurzen Lehrganges der Elemente der Differential- und Integralrechnung wurde nach dem Tode des Verfassers von Prof. Wilde bearbeitet. Sie bringt außer einigen Erweiterungen des Stoffes auch eine Vermehrung der Aufgaben und dürfte damit den mit der Zeit gewachsenen Anforderungen technischer Mittelschulen, für welche es in erster Linie bestimmt ist, gerecht werden. Vielleicht hätte etwas mehr Wert auf Ausstattung hinsichtlich Papier und Druck gelegt werden können.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

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

Werbt neue Mitglieder!

Wenn die Gemeinschaftsarbeit der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen zum Nutzen der Gesamtheit und damit auch des einzelnen Bauingenieurs von durchgreifendem und dauerndem Erfolg sein soll, so muß sie möglichst weite Kreise der deutschen Bauingenieure entsprechender Vorbildung und Stellung umfassen. Deshalb richten wir an unsere Mitglieder wiederholt die Bitte: „Führt der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen geeignete neue Mitglieder zu!“ Sowohl die bevorstehenden Veröffentlichungen werden den jetzt noch eintretenden Mitgliedern zugeleitet wie das Jahrbuch 1925 gegen einen mäßigen Aufschlag auf den diesjährigen Mitgliedbeitrag vorläufig noch nachgeliefert.

Unbekannt verzogene Herren.

(Fortsetzung aus Heft 21.)

Kardamakis, Anthémios, Dr.-Ing., Köln a. Rhein, Hohenzollernring 77, angeblich nach Griechenland verzogen.

Kirn, Wilhelm, Bauingenieur, Königsberg i. Pr., Lobeckstr. 18.

Kisselitschky, Dimitter, stud. ing., Karlsruhe, Waldhornstr. 28. angeblich nach Bulgarien verzogen.

Kahn, Moses, cand. ing., Berlin W 35, Derfflingerstr. 20.

Klameth, Edmund, Ingenieur, Berlin N 106, Schönhauser Allee 128.

Klockow, Fritz, cand. ing., Hannover, Am Judenkirchhof 9.

Knoblauch, Adolf, Reg.-Baumeister, Mannheim, Große Merselstr. 13.

Kockelmann, Franz, Reg.-Bauführer, Datteln i. W., Castroper Str. 86.

Körte, Gustav, stud. ing., Hannover, Callinstr. 1.

Krauss, Ludwig, Dipl.-Ing., Bln.-Friedenau, Hähnelstr. 14.

Kruse, Friedrich, Dipl.-Ing., Heidelberg, Kronprinzenstr. 39.

Kruse, Hans, Reg.-Bauführer, Berlin N 24, Artilleriestr. 9.

Lebsanft, Helmut, Reg.-Baumeister, Hanau a. M., Vor der Königsbrücke 9 b.

Lejawa, Nicolos, Dipl.-Ing., Berlin NW 87, Solinger Str. 7, angeblich nach Bulgarien verzogen.

Lietz, Bruno, Dipl.-Ing., Bitterfeld, Innere Zötiger Str. 38.

Loew, Fritz, Dipl.-Ing., Zagreb (Jugoslawien), Tuskauer Str. 18 b.

Lübke, Walter, Dipl.-Ing., Dortmund, Bremer Str. 14.

Maglakelidze, Michael, cand. ing., Charlottenburg, Wernigeroder Str. 31.

Mahner, Albert, Dipl.-Ing., Berlin-Friedenau, Rubensstr. 31.

Mewis, Willy, Dipl.-Ing., Friedland (Ostpr.).

Meyer, Eugen, Reg.-Bauführer, Charlottenburg, Schillerstr. 92.

Michalski, Alfred, Reg.-Baumeister, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Str. 54.

Mielke, Friedrich, Bauingenieur, Charlottenburg, Holtzendorffstr. 19.

Müller, Alfons, Dipl.-Ing., München, Lucile-Grahn-Str. 47.

Neuendorf, Hans, cand. ing., Nicolassee.

Mitzsche, Alfred, cand. ing., Charlottenburg, Englische Str. 28.

Partos, Emerich, Dipl.-Ing., Köln a. Rhein, Schillingstr. 37.

Petschke, Otto, Reg.-Bauführer, Wesel, Am Rheinglaciis 8.

Proschwitzsch, Walther, Reg.-Baumeister, Königsberg i. Pr., Tragheimer Pulverstr. 10.

Rauber, Heinrich, Dipl.-Ing., Bürstadt b. Benzheim.

Reichle, Ernst, Reg.-Baumeister, Mannheim, Jungbuschstr. 20.

Reimhold, Heinrich, Dipl.-Ing., München-Nymphenburg, Astenallee.

Rohmann, Adolf, Reg.-Bauführer, Helminghausen b. Bredelar.

Röhrig, Hans, Dipl.-Ing., Kraiburg a. Inn 2 (Oberbayern).

Sachs, Erich, Dipl.-Ing., Bln.-Dahlem, Falkenried 12.

Schandel, Erich, Ingenieur, Mannheim, Lameystr. 11.

Schnatenberg, Gustav, stud. ing., München, Knöbelstr. 18.

Schorlemmer, Richard, Ingenieur, Strelitz (Alt), Neubrandenburger Str. 10.

Schröder, Heinrich, Dipl.-Ing., Hamburg 26, Rumpfweg 4.

Schuegraf, Max, Reg.-Baumeister, Nürnberg, Bleichstr. 24.

Schuster, Johannes, Reg.-Bauführer, Hildesheim, Bergsteinweg 39 (Weitere Namen folgen.)