

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 5. Oktober 1928

Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hindenburgbrücke über das Seltenreintal in Löbau (Sachsen).

Von Regierungsbaudirektor Eichler, Schwarzenberg.

Die Staatsstraßen, die von Zittau und von Rumburg nach Löbau führen, vereinigen sich an der südlichen bebauungsgrenze von Löbau, am sogenannten „Rundteil“, und dringen als äußere Zittauer Straße weiter in das Stadttinnere vor. Die Teilstrecke km 0,0 bis 0,5 der Staatsstraße Löbau—Zittau in Stadtflur Löbau führt vom hochgelegenen Rundteil mit größter Steigung 1:12,5 in das etwa 18 m tief eingeschnittene Seltenreintal hinab und windet sich mit geringster Verkehrsbreite von 5,2 m in der eng bebauten Ortslage oberhalb der Heiligen-Geist-Kirche mit gleich ungünstigen Steigungen und Krümmungen am stadtsseitigen Hang nach dem Theaterplatz empor.

Diese Übelstände sind bereits vor Eintritt des in den Nachkriegsjahren stärker einsetzenden Kraftwagenverkehrs ein starkes Verkehrshindernis

des Durchgangsverkehrs von Löbau in Richtung Zittau und Rumburg gewesen und drängten zu einer Verlegung dieser Staatsstraßenstrecken mit Beseitigung der verlorenen Steigung zwischen Theaterplatz und Rundteil durch Überbrückung des 18 m tiefen Seltenreintales. Die Vorarbeiten dazu sind bereits in den Jahren 1905 und 1906 vom Straßen- und Wasserbauamt Zittau geleistet worden; die Planung wurde im Jahre 1912 von der Straßenbaudirektion des sächsischen Finanzministeriums baureif bearbeitet; die Durchführung wurde durch den Weltkrieg und die nachfolgenden wirtschaftlichen Mißverhältnisse zurückgestellt.

Im März des Jahres 1926 nahm das Finanzministerium die Planung wieder auf, ordnete, da der im Jahre 1912 festgestellte Entwurf nicht mehr den neuzeitlichen Belastungsnormen und Verkehrsverhältnissen ge-

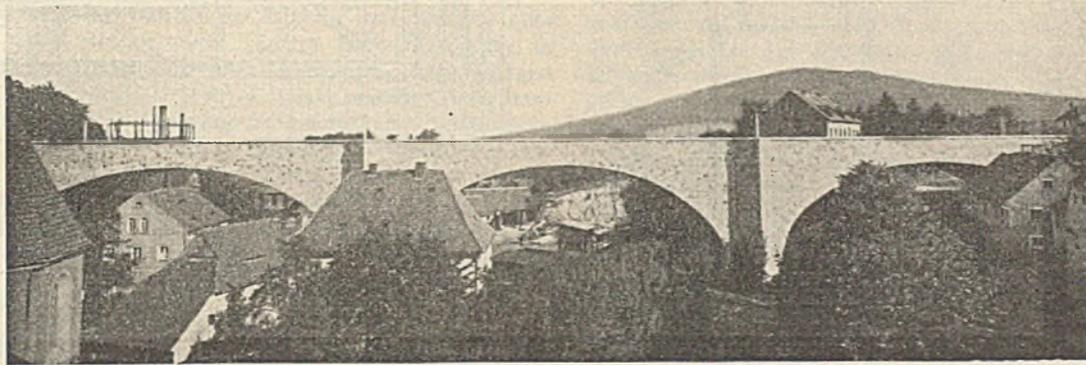


Abb. 1. Gesamtansicht der Hindenburgbrücke von Westen.

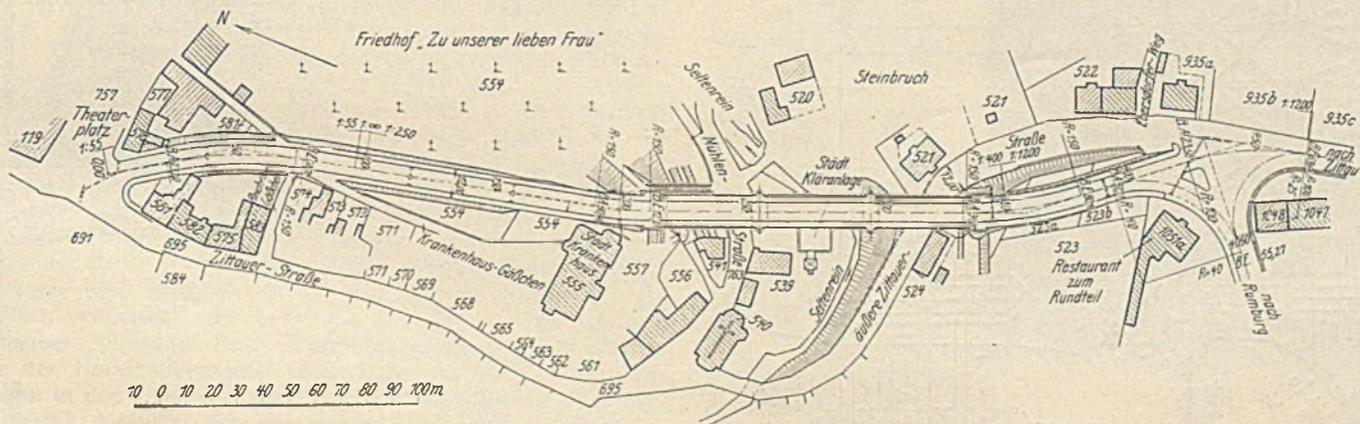


Abb. 2. Lageplan der Neubaustrecke.

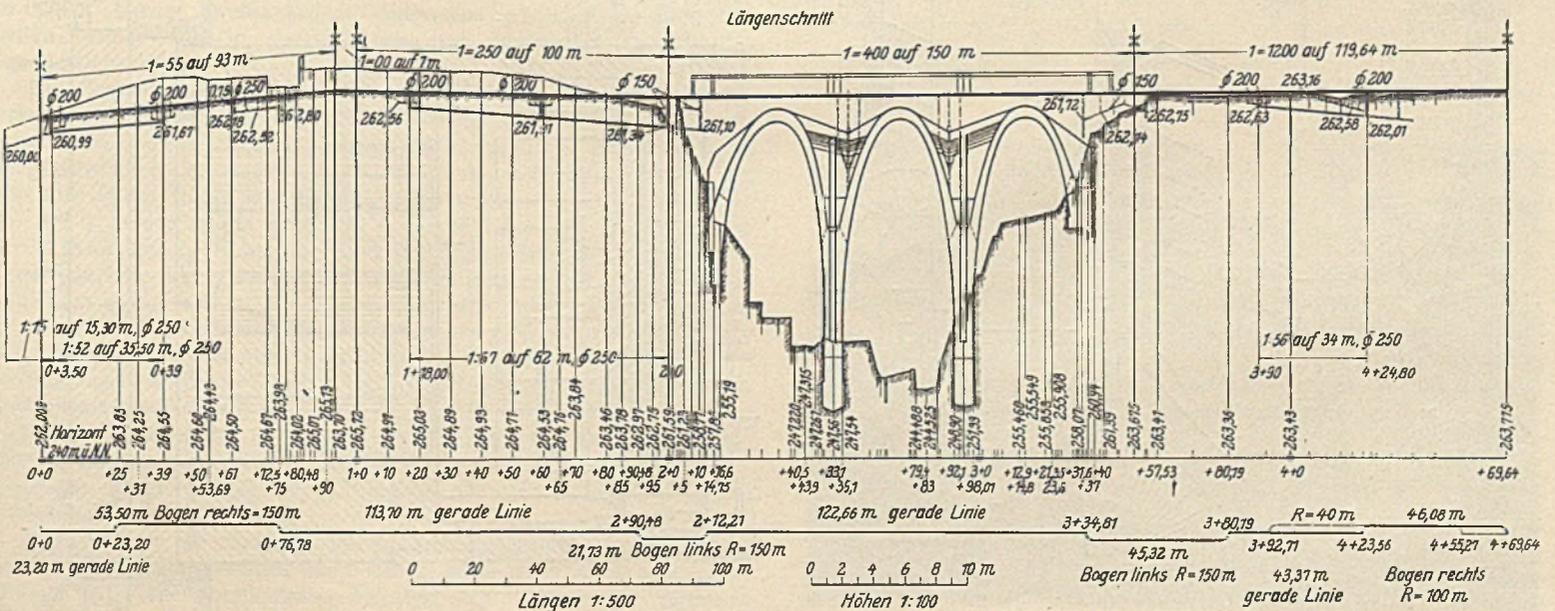


Abb. 3.

POLITECHNIKA WROCLAWSKA
Katedra Wytrzymałości materiałów
i Statyki budowli

nügte, die Neubearbeitung und Ende Mai 1926 deren Durchführung an. An der künstlerischen Ausgestaltung der Seltenreintalbrücke (Abb. 1) hat die staatl. Hochbaudirektion des Finanzministeriums mitgewirkt; durch die Verwendung des Lausitzer Granites als Baustoff waren Form und Kleid der Brücke gegeben.

Die Neubaulinie (Abb. 2) zweigt vom Theaterplatz Löbau in schlanker Kurve mit 150 m Krümmungshalbmesser ab, durchschneidet das östliche Gelände des alten Friedhofes, überquert das 18 m tiefe Seltenreintal und mündet bei km 0,5 mit einem Halbmesser von 150 m in die alte Löbau-Zittauer Staatsstraße wieder ein.

Die Rumburger Staatsstraße wird mit einem Krümmungshalbmesser von nur 40 m an die südliche Brückenrampe angeschlossen; auf einen günstigeren Anschluß der letzteren nach den neuzeitlichen Grundsätzen für den Durchgangsverkehr mußte durch die Rücksicht auf das Rundteilstaurant, das außerdem sieben Parteien Wohnung gibt, zurzeit verzichtet werden, soll jedoch in dem künftigen städtischen Bebauungsplan für das Rundteilstadtgebiet verankert werden.

Der Durchgangsverkehr wird vom Theaterplatz aus nach wie vor über den Markt, von da durch die einspurige innere Bautzener Straße in Richtung Bautzen weitergeleitet werden. Die starken Verkehrshemmungen des Durchgangsverkehrs im Stadttinnern werden erst beseitigt bzw. umgangen werden, wenn durch Verlängerung der nördlichen Brückenstraße vom Theaterplatz über die Teichpromenade nach dem Neumarkt mit Anschluß an die städtische äußere Bautzener Straße eine Ableitung des Verkehrs aus dem Zentrum der Stadt auf den inneren Ring sicher gestellt sein wird. Die Planung dazu ist von der Stadt Löbau gemeinsam mit dem staatlichen Neubauamt Löbau aufgestellt worden und soll dem Vernehmen nach in den nächsten Jahren verwirklicht werden.

Die Seltenreintalbrücke.

Das Hauptbauwerk der 470 m langen Neubaustrecke (Abb. 3) ist die 18 m über Gelände hohe Seltenreintalbrücke (Abb. 4 bis 7) mit drei Öffnungen von 36 und zweimal 33,5 m zwischen 6 m starken Gruppenpfeilern weitgespannten, im Scheitel 75 cm, an den Kämpfern 1,30 m starken eingespannten Gewölben; die Pfeiler und Widerlager sind in dem gewachsenen Granitgebirge der Talsohle und der beiderseitigen Hänge gegründet. Die Grundplanung sah eine Verkehrsweite von 9 m vor, von denen 6 m auf die Fahrbahn, zweimal 1,5 m auf die Fußgängerbahnen entfallen sollten. Der in der Nachkriegszeit stärker einsetzende Durchgangsverkehr und die Vorausberechnung der in Zukunft erwarteten Verkehrssteigerung begründete eine Erweiterung der ursprünglich angenommenen Verkehrsweiten und Annahme der durch die deutschen Industrienormen gegebenen Grundmaße für Brücken erster Ordnung mit städtischem Verkehr, d. h. 7,5 m Fahrbahnweite für dreispurige Durchgangstraßen und zweimal 2,25 m breite Fußgängerbahnen mit zusammen 12 m Verkehrsweite.

Die Gewölbe sind aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3 hergestellt. Durch Anordnung von Längs- und Querspandrigewölben sind Eigengewicht und Baukosten der Brücke tunlichst niedrig gehalten worden. Die Stirnmauern sind durch Ankereisen und Steinverzahnung mit den Hauptgewölben verbunden. Zur Aufnahme des quer auf die Gewölbe bzw. Stirnmauern wirkenden Schubes der Längsspandrigewölbe und des Erddruckes der Hinterfüllung sind rechtwinklig zur Brückenachse Bewehrungseisen in den Überbeton der Haupt- und Spargewölbe eingelegt, um ein Abreißen der unter den Stirnmauern liegenden Gewölbestreifen von dem mittleren Gewölbebande zu verhindern. Den seitlichen Abschluß der Brücke bilden 9,5 m lange Flügelmauern. Die Brüstungen bestehen aus 0,30 m starkem, zweihäufigem Granitmauerwerk und sind mit 0,20 m starken, außen 0,10 m vorstehenden, roh gerissenen Granitplatten abgedeckt.

Die liegenden Flächen des Brückentroges sind durch 4 bis 5 mm starke Bitumenjuteplatten, die steigenden Flächen mit einer Lage Goudronitpappe Nr. 45 gedichtet. Diese Isolierschicht ist mit einer Ziegelflachs- und gleichstarkem Betonestrich abgedeckt, weil erfahrungsgemäß bei der Hinterfüllung der Brücke oft Beschädigungen vorkommen. Auf die Decklage der Isolierung wurde eine 0,20 m starke Drainage, bestehend aus einer 0,15 m starken Klarschlag- und 0,05 m starken Feinschlagschicht, aufgebracht; in diese wasserdurchlässige Schicht wurde ein Netz von Saugröhren gelegt und dessen Hauptstrang nach den in den Tiefpunkten liegenden, mit Entwässerungshauben versehenen Abfallrohren geleitet, die durch das Gewölbe des Mittelbogens hindurch ins Freie ausgießen. An den Widerlagern wird das Sickerwasser durch Drainagerohre seitlich durch die Flügelmauern hindurch abgeführt. Die Tagewässereinläufe der mittleren Brückentafel sind durch Rohrstützen an die Sickerwasserabfallrohre des mittleren Bogens angeschlossen; die der seitlichen Brückenschenkel und Widerlager führen in die Längsschleusen der Brückenstraßen an das städtische Schleusennetz ab.

Die Fahrbahn ist zunächst als wassergebundene Schotterdecke hergestellt, während die erhöhten, durch 0,30 m breite Granitborte begrenzten Fußwege mit Plänermosaikpflaster befestigt sind. Unter dem östlichen Fußweg liegen acht lochige Formstücke für Postkabel; weitere Leitungen

außer dem Lichtkabel für die Brückenbeleuchtung sind nicht in die Brücke eingelegt.

Die statische Berechnung der Brücke bietet nichts Besonderes. Die Seitengewölbe sind als einhöftige Bogen ausgebildet, um für die alte Staatsstraße unter dem dritten Bogen die erforderliche Durchfahrhöhe sicherzustellen. Die größten Spannungen wurden mit 30,79 kg/cm² Druck und 2,37 kg/cm² Zug ermittelt.

Die Bauausführung.

Am 20. September 1926 wurden die Gründungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager begonnen. Diese sind fest in dem gewachsenen Felsen der Talsohle und Hänge gegründet. Die Arbeiten am Pfeiler I an der Mühlenstraße gingen glatt von statten, da die feste Felssohle bereits i. M. 4 m unter Gelände und Grundwasser überhaupt nicht angetroffen wurde, während Grund- und Hangwasser den Fortgang der Arbeiten am Pfeiler II an der Seltenreintalstraße sehr erschwerte. Um auch hier vor Eintritt des Frostes die Gründung sicher- und fertigzustellen, wurden Doppelschichten angeordnet. Die über 10 m tiefe Baugrube an dem steilen Talhang mußte gut und stark ausgesteift werden. In Tag- und Nachtschichten wurde mit zwei Diaphragmapumpen das Wasser aus der Baugrube gehoben und mittels Aufzuges die eingebrochenen zähflüssigen, schlammigen Hangmassen gefördert. Die Baugruben der Widerlager wurden gleichzeitig ausgehoben und ohne Schwierigkeiten freigelegt, da die Felssohle teilweise zu Tage lag. Mitte Januar, bei Eintritt des ersten Frostes des milden Winters 1926/27, waren die Pfeiler und Widerlager bis zu den Kämpfern hochgeführt und anschließend das Lehrgerüst für den südlichen, den mittleren und schließlich für den nördlichen Brückenbogen aufgestellt. Günstig für die Förderung des Brückenbaues war die Möglichkeit, den unmittelbar neben der Baustelle gelegenen Granitsteinbruch von Kralik auszunutzen, der im wesentlichen das Steinmaterial für das Mauerwerk lieferte, ein zäher, feinkörniger Granit, der bei Verwendung des erstklassigen Oppelner Zementes eine Steigerung der in den Deutschen Normen festgelegten Festigkeiten gestattete. Mittels Schrägaufzuges wurden die Steinmassen aus dem Bruch gezogen und mit Druckwasser gereinigt. Für die Mörtel- und Betonbereitung waren zwei elektrisch angetriebene Mischmaschinen auf-

gestellt. Der fertige Mörtel und Beton wurde mit Muldenkippern an die Verwendungsstellen befördert. Zwei Aufzüge ermöglichten in Verbindung mit einem vier Stockwerke hohen Transportgerüst eine schnelle und zweckmäßige Verteilung der Baustoffe auf der Baustelle (Abb. 8).

Die Lehrgerüste sind mit einer Überhöhung von 5 cm im Scheitel aufgestellt worden. Jeder Bogen erforderte infolge der verschiedenartigen

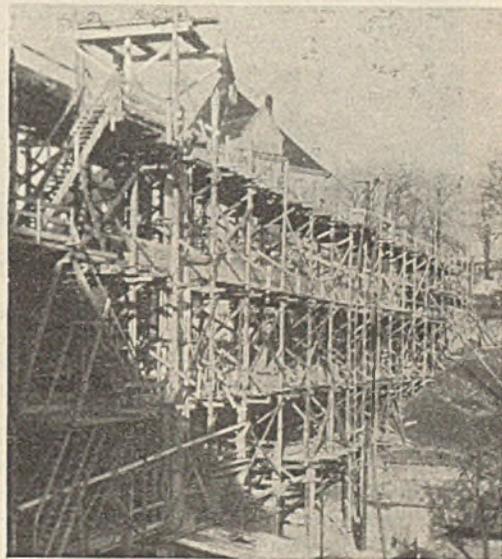


Abb. 8.

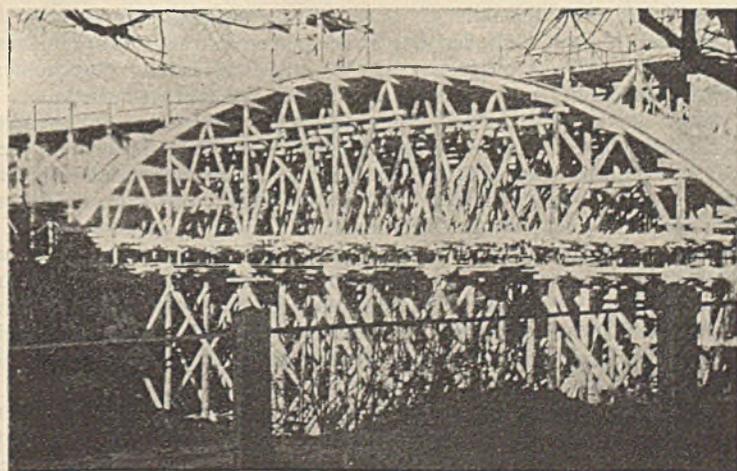


Abb. 9.

Geländebeschaffenheit und der Rücksichtnahme auf den Durchgangs- und Ortsverkehr eine andere Gerüstkonstruktion. Abb. 9 zeigt das Lehrgerüst des Mittelbogens. Der Unterbau besteht aus 35 cm starken eisenbeschuhnten Pfählen, die bis auf den Felsenuntergrund geschlagen wurden, zum Teil innerhalb der städtischen Kläranlage stehen. Den Mittelbau bilden etwa 30 cm starke, untereinander gut verstreute Holzstempel, die die Spindeln tragen, auf denen der Oberbau ruht. Der Oberbau ist ein Strebenwerk, das eine gute, klare Lastverteilung bewirkt. Biegungsbeanspruchungen sind vermieden worden. Ähnlich dem Mittelbogen ist das Lehrgerüst des nördlichen Seitenbogens ausgebildet, während das Gerüst des südlichen Bogens zur Aufrechterhaltung des starken Durchgangsverkehrs auf der alten Staatsstraße in und von Richtung Zittau und Rumburg durch zwei einspurige Durchfahrten für den Fahrverkehr und einen Durchgang für Fußgänger untertunnelt werden mußte. Die Schräglage der alten Staatsstraße und der Durchfahrten hatten zur Folge, daß jeder der sieben Bogenbinder anders ausgebildet werden mußte. Daß während der Bauzeit nicht ein einziger Verkehrsunfall geschah, Verkehrshemmungen nach Möglichkeit vermieden wurden, obwohl die alte Staatsstraße an dieser Stelle starkes Gefälle und schroffe Krümmung besitzt, ist in der Hauptsache auf die zweckmäßige Lösung zur Trennung und Durchführung des Verkehrs zurückzuführen.

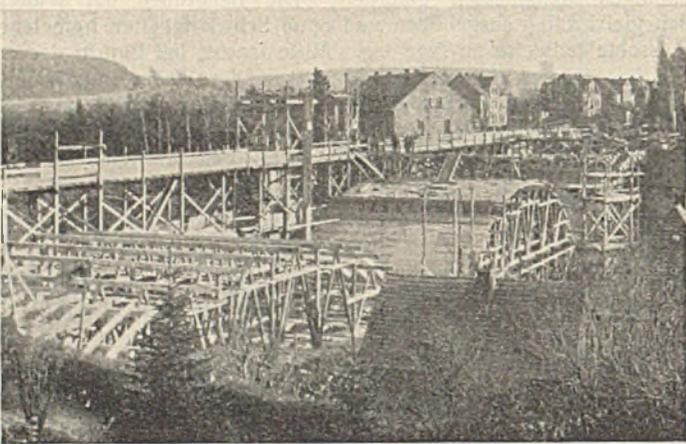


Abb. 10. Blick auf das Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst (Abb. 10) erforderte einen Holzaufwand von etwa 900 m³ Holz. Jede der 180 Spindeln hatte eine Last von rd. 19 t aufzunehmen. Das gesamte Lehrgerüst wurde in zwei Monaten aufgestellt. Die Lehrbogen wurden zwischen ihren Viertelfugen 1 m hoch mit Bruchsteinen belastet.

Die Gewölbe sind in Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3 hergestellt. Jedes Gewölbe wurde in 17 Arbeitstagen fertiggestellt, die durchschnittliche Arbeitsleistung an Wölbmauerwerk betrug 28 m³. Um durch Formänderungen und Arbeiterschütterungen des Lehrgerüsts Neben- und Vorspannungen im Gewölbe zu vermeiden, wurden die einhäuptigen Seitengewölbe in fünf, das Mittelgewölbe in sechs Lamellen aufgeteilt, die mit verzahnten Wölblücken in voller Gewölbstärke getrennt auf dem Lehrgerüst ruhten. Den Schluß dieser Wölblücken zeigt Abb. 11.

Die bei der Ausrüstung vorgenommenen Messungen mit Nivellierinstrument ergaben Senkungen von 1 bis 6 mm. Da die einzelnen Bogen bei sehr unterschiedlichen Temperaturen und Witterungsverhältnissen ausgerüstet wurden, sind diese Werte untereinander nicht vergleichbar. Irgendwelche Risse, auch Haarrisse, haben sich nirgends gezeigt. Die einzelnen Bogen konnten nacheinander ausgerüstet werden, da die 6 m breiten Pfeiler als Gruppenpfeiler wirkten. Die Absenkung der Lehrgerüstbinder geschah durch Abdrehen der Spindelreihen von den Scheiteln aus, fortschreitend nach den Kämpfern, die mittleren bereits abgedrehten Spindelreihen immer wieder mitnehmend, nach bekanntem Schema.

Nach dem Ausrüsten der Brückengewölbe wurden die Stirnmauern bis zur Brüstungsunterkante hochgeführt und die Rückenflächen der Gewölbe, der Stirnmauern und des Überbetons mit Zementmörtel 1:4 verputzt, glatt verrieben und der Brückentrog in der bereits geschilderten Weise sorgfältig gedichtet und entwässert.

Die in und über den Pfeilern angeordneten Hohlräume sind in ihren Abmessungen aus dem beigefügten Brückenlängsschnitt ersichtlich. In den tiefsten Punkten der Pfeilerausparungen sind Entwässerungsrohre eingelegt, die sich sammelndes Schwitzwasser nach dem Seltenreinbach ableiten. Die Sparräume sind von der Fahrbahn aus durch Einsteigschächte begehbar.

Die Gewölbe wurden auf Schalung gearbeitet, die Leibungsflächen nach Ausrüstung entgratet und mit Zementmilch zweimal geschlämmt. Auf Stocken der Leibungsflächen mit Druckluftstockhämmern wurde aus

Ersparnisgründen verzichtet, da die im Mischungsverhältnis 1:3 mit dem vorzüglichen Groschwitzer Zement hergestellte Putzschicht außerordentlich fest und hart war.

Der Charakter der Ansichtflächen wurde durch die Eigenschaften des verwendeten Granitgesteins bedingt. Pfeiler, Widerlager und Gewölbeansichten sind in Quadermauerwerk, Brüstungen und Stirnmauern in Polygonalverband ausgeführt. Die Fugen sind 3 cm breit verschweißt.

Während der gesamten Bauzeit ist keinerlei Unfall eingetreten, eine Folge der guten und straffen Organisation auf der Baustelle.

Bei Durchführung der Bauarbeiten für die gesamte Verlegungsstrecke sind zusammen rd. 6000 m³ Fels- und Erdmassen bewegt, 7100 m³ Bruchstein- und Betonmauerwerk geleistet worden; für Lehr- und Transportgerüste sind rd. 1000 m³ Holz notwendig gewesen. Für die Durchführung der am 1. August 1926 vom Finanzministerium angeordneten Bauarbeiten war eine Bauzeit von 1½ bis 2 Jahren vorgesehen; die wirkliche Bauzeit betrug nur 11 Monate mit 34 500 Tagewerken, von denen 32 000 von vom Arbeitsnachweis Löbau überwiesenen Erwerbslosen geleistet worden

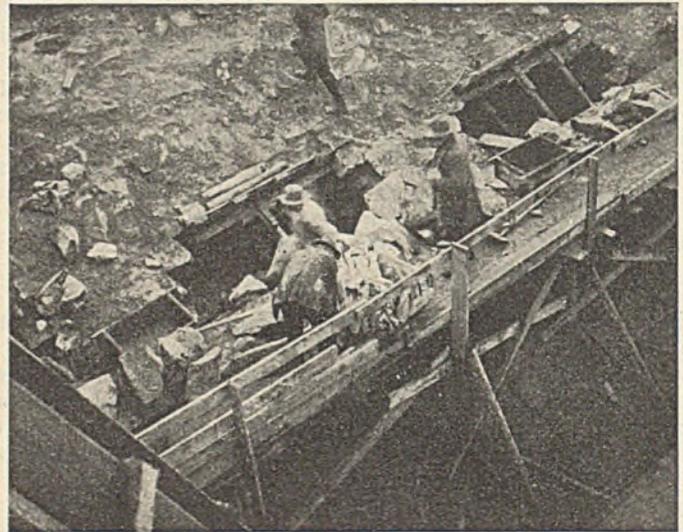


Abb. 11.

sind. An 308 Arbeitstagen haben 124 Mann täglich Beschäftigung gefunden. Die günstige Witterung der Wintermonate 1926/27 gestattete eine nur in den Weihnachtswochen auf 14 Tage unterbrochene stetige Förderung des Baues, damit eine wesentliche Entlastung des Löbauer Arbeitsnachweises, den täglichen Einsatz von bis 230 Erwerbslosen, die gerade in den Wintermonaten, wo für gewöhnlich Bauarbeiten ruhen, voll beschäftigt werden konnten. Der Arbeitsnachweis Löbau hat mit Ausnahme der Poliere und Vorarbeiter sämtliche Bauhilfskräfte, Maurer, Zimmerer und Bauarbeiter gestellt. Die Leistungen der Erwerbslosen waren befriedigend.

Die reinen Baukosten für die gesamte Verlegungsstrecke, ohne Grunderwerb, betragen 480 000 R.-M., davon gehen 308 000 R.-M. zu Lasten von Kap. 58 des sächsischen Haushaltplanes; 62 000 R.-M. hatten Stadt und Bezirk Löbau zu tragen, 110 000 R.-M. wurden, da die Bauarbeiten zur Linderung der Arbeitsnot des Löbauer Stadt- und Landbezirkes vom Landesamt für Arbeitsvermittlung als Notstandsarbeit anerkannt wurden, aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge beigetragen.

Die Kosten des Landerwerbs und der Ablösung der durch die Verlegung der Staatsstraße Löbau—Zittau zwischen Theaterplatz und Rundteil entstandenen Nebenschäden sind mit 85 000 R.-M. beziffert und werden von der Stadtgemeinde Löbau getragen.

Die Bauarbeiten für die Verlegung der Staatsstraße Löbau—Zittau einschl. Seltenreinalbrücke wurden zunächst auf der Grundlage der 1912 aufgestellten Planung öffentlich ausgeschrieben. Da die öffentliche Ausschreibung kein befriedigendes Ergebnis hatte, wurde nach Neubearbeitung der Planung durch das am 1. August 1926 einsetzende staatliche Neubauramt ein beschränkter Wettbewerb unter im Brückenbau erfahrenen sächsischen Fachfirmen angeordnet, von denen die Beton- und Monierbau A.-G., Dresden, den Zuschlag erhielt. Die Baufirma hat die von ihr übernommenen vertraglichen Bauleistungen zur vollen Zufriedenheit der staatlichen Bauleitung ausgeführt und durch sach- und fachgemäße Durchführung des im Einvernehmen mit der Bauleitung festgesetzten kurzfristigen Bauprogramms an der Förderung der Bauarbeiten wesentlichen Anteil.

Am 10. Oktober 1927 wurde die Neubaustrecke einschließlich Seltenreinalbrücke durch Herrn Finanzminister Weber im Beisein von Vertretern von Staat und Stadt dem Verkehr übergeben. Die Seltenreinalbrücke erhielt den Namen unseres derzeitigen, hochverehrten Herrn Reichspräsidenten Hindenburg.

Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten.

Von Regierungsbaumeister a. D. Alexander Ramshorn.

(Mitteilungen aus dem Arbeitsgebiet der Emschergenossenschaft.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hauptaufgabe des Bauingenieurs bei Herstellung von tieferen Baugruben ist in den meisten Fällen die Beseitigung des Wasserandranges, um die beabsichtigten Baumaßnahmen, wie z. B. Einbringen von Fundamenten, Verlegung von Kanalisationsleitungen usw., auszuführen.

Zweierlei Arbeitsweisen werden hierfür hauptsächlich angewandt, nämlich die Einfassung der Baugrube durch Spundwände oder die Grundwasserabsenkung. Beide Arbeitsweisen sind bekannt und in ihrer Art zu hoher Vollendung gediehen. Der Ingenieur wird sie bei passenden Verhältnissen nicht missen können; jedoch bringt ihre Anwendung eine erhebliche Steigerung der Kosten mit sich. Diese sind prozentual um so größer, je kleiner die auszuführende eigentliche Arbeit ist.

Die Aufgaben der Emschergenossenschaft¹⁾ umfassen in der Hauptsache die Regelung der Vorflut und Klärung der Abwässer im Einzugsgebiete der Emscher. Die erste dieser beiden Aufgaben bedingt ein meist tiefes Einschneiden der Vorfluter ins Gelände. Der Untergrund besteht fast überall aus feinem, teilweise tonigem Quell- oder Fließsand; dieser beginnt unter dem Druck des Grundwassers, das in etwa 1 bis 1,5 m Tiefe ansteht, zu fließen und zu treiben. In der Nähe des Rheines sind Grundwasserstand und -andrang von dessen Wasserstand abhängig; der Grundwasserandrang kann nach längeren Hochwasserperioden des Rheines außerordentlich stark sein.

Um das Grundwasser beim Bau der neuen Vorfluter oder bei Herstellung von Baugruben zur Verlegung von Kanälen fernzuhalten, wurden bei den ersten Ausführungen der Emschergenossenschaft — wie überall üblich — Spundwände gerammt, sowohl aus Holz als auch stellenweise aus Wellblech oder Eisen, oder es wurde gelegentlich auch eine Grundwasserabsenkung ausgeführt. Hierbei ergaben sich bei den oft gedrängten örtlichen Verhältnissen — enge Straßen mit starkem Verkehr, Unterführungen unter Eisenbahnen usw. — mancherlei Schwierigkeiten. Durch Spundwände hielt man zwar das Wasser von den Seiten fern, minderte aber nicht den Auftrieb von unten. Die Pumpen förderten infolge des quellenden Untergrundes stark sandhaltiges Wasser, und manche Baugrube kam zum Einsturz, weil durch Beseitigung der beim Aushub immer wieder hochquellenden Bodenmassen seitliche Hohlräume entstanden waren. Diese Schwierigkeiten und die damit verbundenen hohen Kosten führten zur Konstruktion eines Herrn Staschen, Ingenieur der Emschergenossenschaft, durch D.R.G.M. geschützten „Sicherheitspumpen-

abgeschlossen. Der Zwischenraum zwischen den beiden Filterrohren wird mit Filterkies von entsprechender Körnung ausgefüllt.

In dieser Form stellt der Sicherheitspumpensumpf also einen leicht beweglichen Filter mit neuartigem Bodenverschluß dar. Neuartig ist ferner das Verfahren des Absenkens. Bisher mußte man zur Herstellung eines Filters ein Futterrohr heruntertreiben, sodann Kies und Filterrohr einbringen

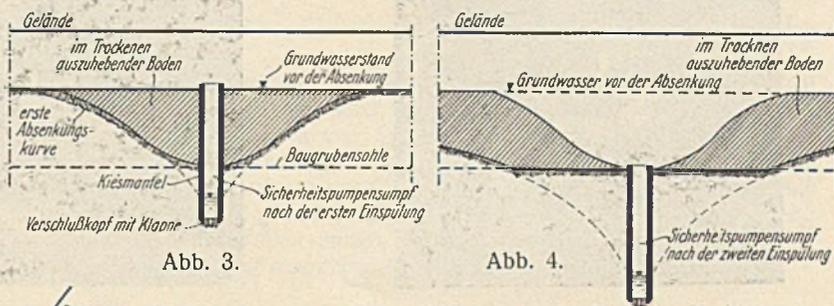


Abb. 3.

Abb. 4.

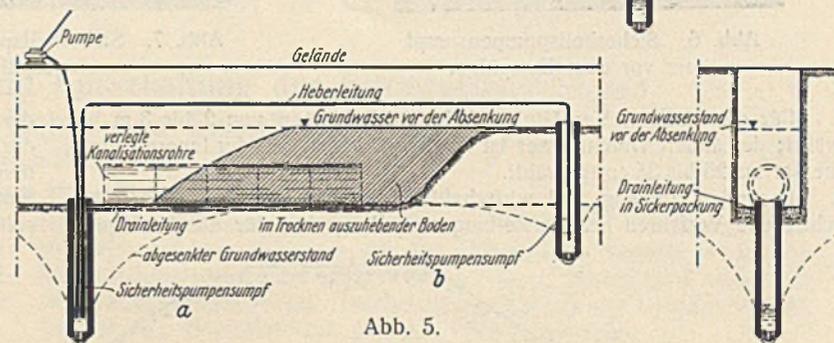


Abb. 5.

Schematische Darstellung eines Arbeitsvorganges zur Trockenlegung einer Baugrube.

und schließlich das Futterrohr ziehen; dies erforderte erheblichen Zeitaufwand. Um den „Sicherheitspumpensumpf“ in den Boden einzubringen, bedient man sich des Spülverfahrens in folgender Weise: Ein eisernes Spülrohr (vergl. Abb. 1 u. 2) wird von oben her durch die Öffnung im Verschlussstück geführt, bis es um ein gewisses Maß aus dem Filterkopf heraussteht, die Verschlussklappe öffnet sich hierbei unter dem Druck des Spülrohrs nach außen. Nun wird durch das Spülrohr Druckwasser geleitet, das entweder mittels Feuerwehrschauches vom Hydranten oder von einer kleinen, fahrbaren Druckpumpe, die wohl jeder Unternehmer besitzt, entnommen wird; der Sicherheitspumpensumpf versinkt dann in kurzer Zeit — bei Verwendung von Hydrantendruck und gleichmäßiger Bodenschichtung in etwa zwei Minuten — in den Boden. Der Spülstrom treibt hierbei den durch den Sicherheitspumpensumpf verdrängten Boden an dessen Umfang zur Oberfläche, wo er sich ablagert; seitliche Ausspülungen treten niemals ein. Ist der Sicherheitspumpensumpf bis auf den Wasserspiegel der Baugrube abgesenkt, so wird das Spülrohr herausgezogen, wobei sich die Verschlussklappe durch Federdruck sofort schließt; ein Eindringen des Fließsandes von unten her wird daher verhindert. Man hat also durch dieses Verfahren in einer nicht zu unterbietenden Zeitspanne einen tiefen Pumpensumpf heruntergebracht, der die Gewähr bietet, stets frei von nachtreibendem Fließsand zu sein und außerdem auf eine entsprechende Strecke als Filter wasserabsaugend zu wirken.

Dieses Verfahren hat in seiner Auswirkung nach vielen Seiten hin Vorteile; im folgenden sind sie kurz zusammengestellt. An erster Stelle steht hierbei die Schnelligkeit; in kurzer Zeit steht ein einwandfreier Pumpensumpf zur Verfügung, der sofort gebrauchsfähig ist und keiner Unterhaltung bedarf; dies ist besonders wichtig bei solchen Bauausführungen, bei denen die Baugrube nur kurze Zeit offen liegen darf, z. B. bei Straßenkanälen. Sodann ist die Beweglichkeit des Verfahrens hervorzuheben; der Ein- und Ausbau kann an jeder Stelle der Baugrube ungehindert durch Verbau, andere Arbeitsvorgänge usw. ausgeführt werden. Wichtig ist ferner die filternde Wirkung des Sicherheitspumpensumpfes; das Baugrubenwasser wird stets vollkommen klar herausgepumpt. Die Pumpen versanden und verschleifen nicht, außerdem wird die Vorflut durch den Pumpenabfluß nicht verunreinigt. Besonderen Vorteil bietet die Gewähr — und dies ist besonders bei Ausführung von Kanalisationsbaugruben wichtig —, daß seitlich der Baugrube keine Sackungen und Risse auftreten, da durch die Filterwirkung der feine Sand von den Pumpen ferngehalten und dem Untergrund nicht entzogen wird. Die Kosten des Verfahrens sind sehr gering. Die Sicherheitspumpensümpfe bedürfen kaum der Unterhaltung; der Filterkies kann stets wieder verwendet werden.

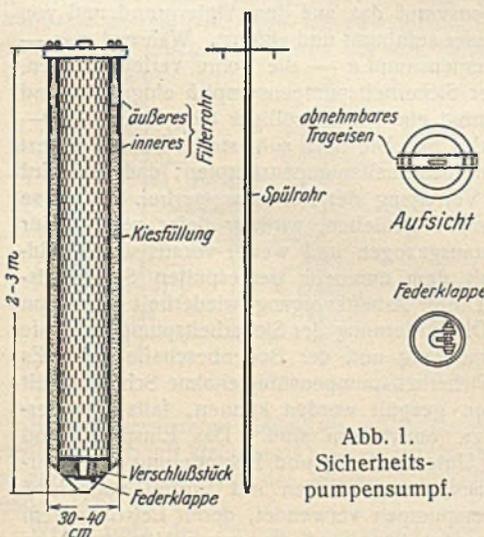


Abb. 1. Sicherheitspumpensumpf.



Abb. 2. Sicherheitspumpensumpf mit Spülstange.

sumpfes“; im folgenden soll seine Bauart und Anwendung kurz beschrieben werden.

Der Sicherheitspumpensumpf besteht, wie Abb. 1 und 2 zeigen, aus zwei ineinanderstehenden, fest miteinander verbundenen Filterrohren; am unteren Ende ist ein kegelförmiger Kopf, gleichfalls aus Filterblech, angeschweißt. In diesem Kopf befindet sich ein Verschlussstück aus Hartholz mit einer zentralen Öffnung. Diese Öffnung wird durch eine mittels Federdruckes angepreßte Klappe gegen Eindringen von Fließsand

¹⁾ Vergl. „25 Jahre Emschergenossenschaft“, erschienen im Selbstverlag der Emschergenossenschaft.

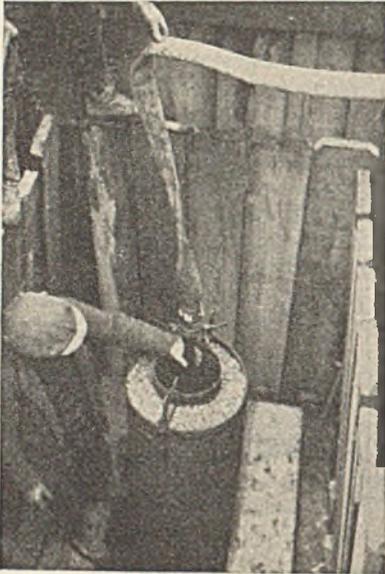


Abb. 6. Sicherheitspumpensumpf kurz vor dem Einspülen.

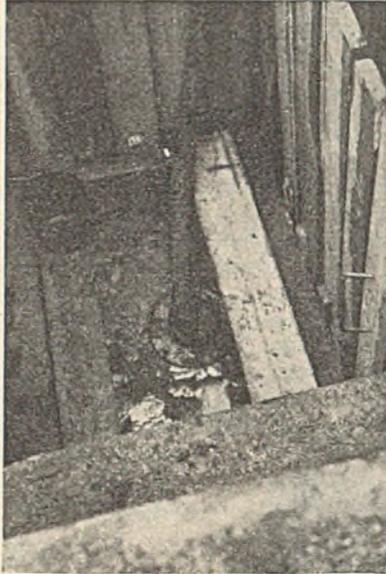


Abb. 7. Sicherheitspumpensumpf eingespült.

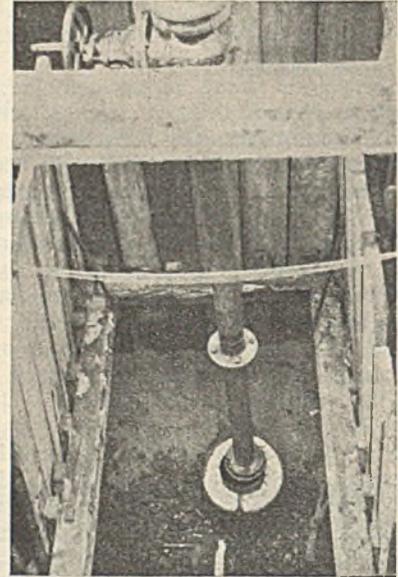


Abb. 8. Sicherheitspumpensumpf mit angeschlossener Wasserhaltung.

Für die hiesigen Verhältnisse haben sich Längen von 2 bis 3 m bewährt; der äußere Durchmesser ist zu 45 bis 50 cm und der innere Durchmesser zu 25 bis 35 cm gewählt.

Besonders günstig und wirtschaftlich gestaltet sich das soeben beschriebene Verfahren bei Herstellung von Baugruben für die Verlegung

der Grundwasserstand in dessen unmittelbarer Nähe sehr schnell, so daß der Boden ringsherum etwa nach Abb. 3 ausgehoben werden kann. Um nun die absaugende Wirkung des Sicherheitspumpensumpfes noch zu vergrößern, wird er durch abermaliges Einführen des Spülrohres tiefer gespült, etwa wie Abb. 4 zeigt.

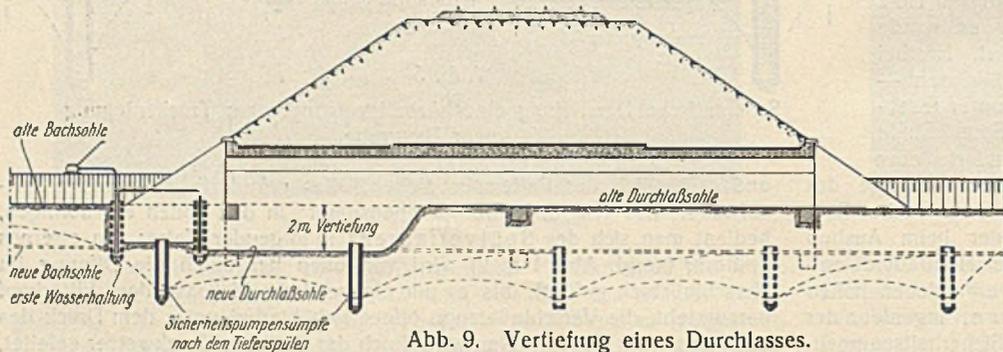


Abb. 9. Vertiefung eines Durchlasses.

von Kanälen bei starkem Wasserandrang und Fließauftrieb. Im folgenden wird ein derartiger Arbeitsvorgang an schematischen Zeichnungen und einigen Bildern erläutert.

Es soll z. B. eine Baugrube von rd. 3 m Tiefe für das Verlegen eines Kanalisationsrohres ausgehoben werden. Der Fließsand möge in etwa 1,5 m Tiefe anstehen. Bis zur Tiefe des Grundwasserstandes kann der Boden ungehindert ausgehoben und die Baugrube verbaut werden. An geeigneter Stelle — entweder seitlich in einer Aussparung für einen zukünftigen Schacht oder auch in der Achse der Baugrube — wird nach dem beschriebenen Verfahren ein Sicherheitspumpensumpf so tief eingespült, daß seine Oberkante mit dem Grundwasserstand abschließt. Durch Abpumpen des Wassers aus dem Sicherheitspumpensumpf sinkt

der Grundwasserstand in dessen unmittelbarer Nähe sehr schnell, so daß der Boden ringsherum etwa nach Abb. 3 ausgehoben werden kann. Um nun die absaugende Wirkung des Sicherheitspumpensumpfes noch zu vergrößern, wird er durch abermaliges Einführen des Spülrohres tiefer gespült, etwa wie Abb. 4 zeigt. Durch weiteres tieferes Abpumpen wird die Baugrube auf größere Strecken hin trockengelegt, so daß die ersten Rohre verlegt werden können. Der soeben beschriebene Arbeitsvorgang spielt sich je nach Wasserandrang und bei eingearbeiteten Leuten innerhalb 2 bis 3 Stunden ab. Es empfiehlt sich in jedem Falle, unter den Rohren eine Sohlenentwässerung, aus 1 bis 2 Drainrohren in grober Asche oder sonstigem Filtermaterial verlegt, anzuordnen. Eine weitere Fundierung der Rohre erübrigt sich unter normalen Verhältnissen; der trockengelegte Fließsand ist ein ausgezeichnete Baugrund. Durch die Verlegung einer Sohlendrainage ist man in der Lage, den Wirkungskreis des Sicherheitspumpensumpfes erheblich zu vergrößern, da sie auf weitere Entfernung vom Sicherheitspumpensumpf das aus dem Untergrund und von den Seiten her drängende Wasser aufnimmt und abführt.

Während nun — ausgehend vom Sicherheitspumpensumpf *a* — die Rohre verlegt werden, wird weiter voraus ein zweiter Sicherheitspumpensumpf *b* eingespült und durch einen Heber — es genügt ein 1- bis 2zölliger Gummischlauch — mit dem ersten verbunden (Abb. 5). Die dort aufgestellte Pumpe fördert dann das Wasser aus beiden Sicherheitspumpensumpfen; dadurch wird eine weitere Strecke für die Verlegung der Rohre wasserfrei. Ist diese bis zum Sicherheitspumpensumpf *b* gediehen, wird er tiefer gespült, der Sicherheitspumpensumpf *a* herausgezogen und weiter voraus wieder eingesetzt und durch Heber mit dem nunmehr tiefergespülten Sicherheitspumpensumpf *b* verbunden. Dieser Arbeitsvorgang wiederholt sich dann bis zum Schluß der Arbeit. Die Entfernung der Sicherheitspumpensumpfe richtet sich nach dem Wasserandrang und der Bodenbeschaffenheit. Es sei hierbei erwähnt, daß die Sicherheitspumpensumpfe ohne Schwierigkeit durch Lehm- und Tonschichten gespült werden können, falls darunterliegende Fließsandschichten zu entwässern sind. Das Einspülen und Herausziehen geschieht ohne Unterbrechung und Behinderung der Rohrverlegungsarbeiten. Zur Wasserhaltung werden mit Vorteil maschinell betriebene, fahrbare Diaphragmapumpen verwendet, deren Leistung dem Wasserzufluß gut angepaßt werden kann und die gegen Mitsaugen von Luft ziemlich unempfindlich sind. Bei diesen Pumpen erübrigt sich auch jeder Saugkorb und das schwere, lästige Rückschlagventil.

Abb. 6 zeigt einen Sicherheitspumpensumpf kurz vor dem Einspülen; das Spülrohr mit Schlauchanschluß ist gut sichtbar. Auf Abb. 7 ist der bis auf den Grundwasserstand abgesenkte Sicherheitspumpensumpf zu sehen, und auf Abb. 8 ist die Wasserhaltung bereits in Tätigkeit.

Abb. 9 und 10 zeigen in Zeichnung und Bild die schwierige Vertiefung eines Bachdurchlasses von rd. 30 m Länge unter einer Eisenbahn. Die Sohle und die Widerlager wurden um 2,20 m vertieft. Da der gesamte Zugverkehr während der Arbeit über die Baustelle ging, durfte nicht die geringste Senkung auftreten. Dies ist durch den Einbau der Sicherheitspumpensumpfe durchaus gelungen. Abb. 10 zeigt zwei nebeneinander heruntergespülte Sicherheitspumpensumpfe an der Ausmündung

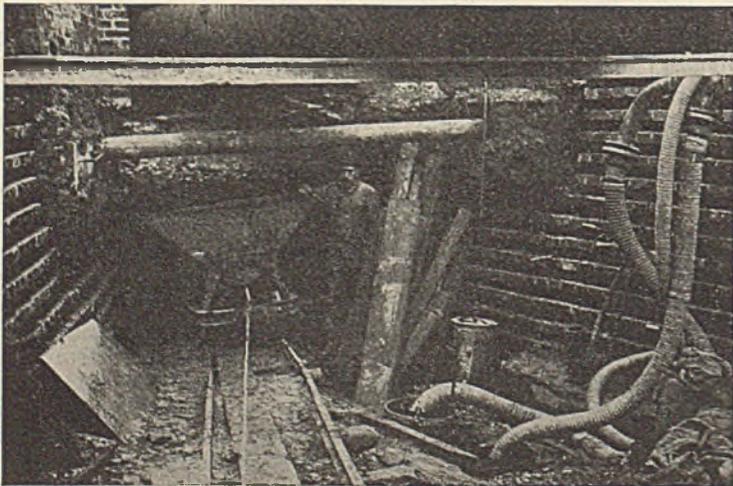


Abb. 10. Ausmündung des vertieften Durchlasses mit zwei Sicherheitspumpensumpfen.

des Bauwerks. Das Maß der ausgeführten Vertiefung und das neue Unterfangungsmauerwerk ist deutlich zu sehen. Der Bachlauf wurde während der Bauzeit in einem eisernen Rohr durch den Durchlaß geführt.

Die folgende Berechnung soll zeigen, daß dem Verfahren durch Fortfall der Spundwände auch wirtschaftliche Bedeutung beikommt. Den Preisen sind die Verhältnisse des rheinisch-westfälischen Industriebezirks zugrunde gelegt.

Kostenanschlag

für die Verlegung eines Kanals 50/75 cm in 3,50 m Tiefe bei einem Grundwasserstande von 1,50 m über Sohle.

A. Ausführung mit Spundwänden.

4,2 m ³ Bodenmassen ausheben, wieder einfüllen und den Rest abfahren, einschl. Verbau der Baugrube, je m ³ 3,50	14,70 R.-M.
1,2 m ² Chaussierung aufbrechen und wieder herstellen, je m ² 6,—	7,20 "
1,0 m Drainrohre von 12,5 cm l. W. in einer 20 cm starken Sickerschicht zu verlegen einschl. Lieferung, je m	3,60 "
1,0 m Rohr von 50/75 cm Querschnitt zu liefern und zu verlegen	15,50 "
5,0 m ² Spundwände 6 cm stark zu liefern und einzurammen, je m ² 10,—	50,—
für 1 lfd. m zusammen 91,— R.-M.	

B. Ausführung unter Verwendung einer Grundwasserabsenkungsanlage üblicher Bauart.

a) Kosten des Kanals	41,— R.-M.
b) Einrichtung und Betrieb einer Grundwasserabsenkung etwa	40,— "
für 1 lfd. m zusammen 81,— R.-M.	

C. Ausführung ohne Spundwände unter Verwendung von Sicherheitspumpensämpfen.

a) Kosten des Kanals	41,— R.-M.
b) Kosten der Mehrwasserhaltung einschl. Vorhalten der Geräte, je m rd.	14,— "
für 1 lfd. m zusammen 55,— R.-M.	

Der unter Benutzung der Sicherheitspumpensämpfe hergestellte Kanal kostet demnach nur 60% bzw. 68% der Kosten, die für den gleichen Kanal unter Verwendung von Spundwänden bzw. Einbau und Betrieb einer Grundwasserabsenkung üblicher Bauart aufzuwenden gewesen wären. Zu ungunsten des Anschlags C ist hier unberücksichtigt gelassen, daß bei der Ausführung gemäß Anlage A ebenfalls eine Wasserhaltung nötig ist und in vielen Fällen infolge des weichen Untergrundes eine Stein- oder Betonschüttung ausgeführt werden muß.

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

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

(Schluß aus Heft 40.)

Über die technisch-konstruktive Ausbildung der Gelenke nur ein paar Worte. Die einfachste Form der vorübergehend wirksamen Gelenke für kleine Bauwerke besteht in keilförmigen Aussparungen im Scheitel und bei den Kämpfern, wodurch die Eigengewichtsstützlinie in den Kern verlegt wird (Abb. 21).

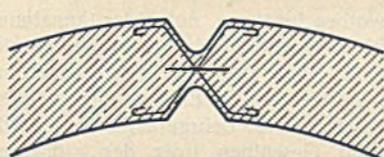


Abb. 21.

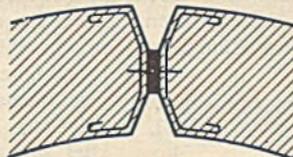


Abb. 22.

Für kleine und mittlere Bauwerke kommen Bleiplatten in Betracht (Abb. 22).

Für mittlere und größere Gewölbe sind Gelenke aus Stahlschienen (Kranbahnschienen nach Abb. 23) zweckmäßig, die den Gelenkdruck unmittelbar oder durch Eisenkästen auf den Beton übertragen.

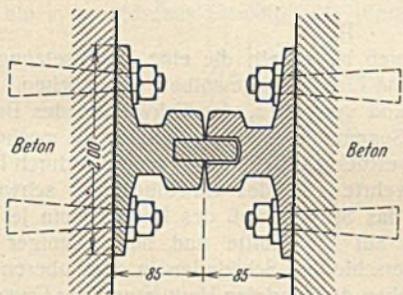


Abb. 23.

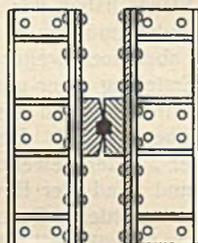


Abb. 23a.

Bei weitgespannten Gewölben sind die üblichen Wälz- und Bolzen-gelenke, jedoch mit kleineren Abmessungen als bei Dreigelenkbogen wegen der geringen Kräfte und der kurzen Dauer ihrer Wirksamkeit zu verwenden (Abb. 24 u. 25).

Wenn trotz des Einbaues vorübergehend wirksamer Gelenke eine Bewehrung des Gewölbes notwendig ist oder aus allgemeinen Sicherheitsgründen gewählt wird, muß Sorge dafür getragen werden, daß die Eisen durch die Scheitelsenkung beim Ausrüsten und bei weiterem Schwinden des Betons nicht gedrückt oder gezogen werden und damit der Wirkung der Gelenke entgegenarbeiten. Die Eisen dürfen also über dem Ge-

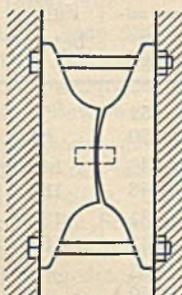


Abb. 24.

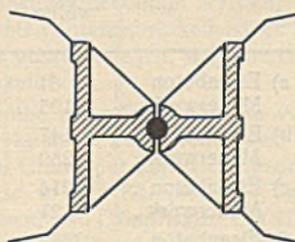


Abb. 25.

lenk nicht durchlaufen, sondern müssen getrennt werden. Die Eiseneinlagen sind erst vor dem Schließen der Gelenklücken zu verbinden. Schläffe Eiseneinlagen werden am einfachsten mit einem Spanschloß verbunden oder zusammengeschweißt. Profileisen von Melanbogen werden unmittelbar vor dem Gewölbeschluß vernietet oder verschraubt.

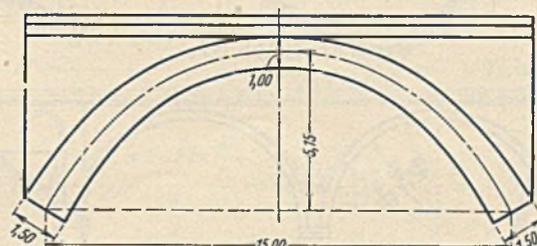


Abb. 26a.

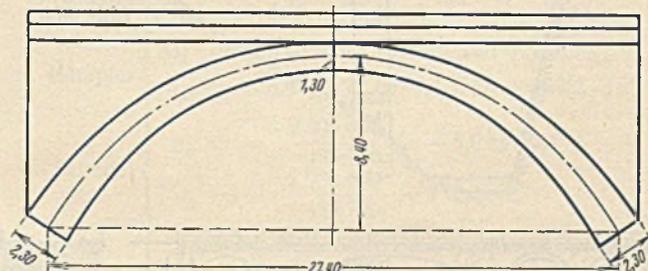


Abb. 26b.

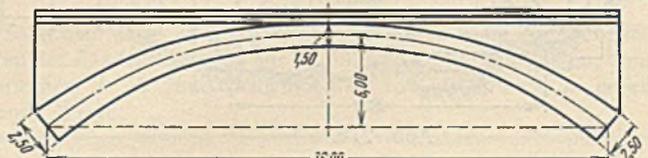


Abb. 26c.

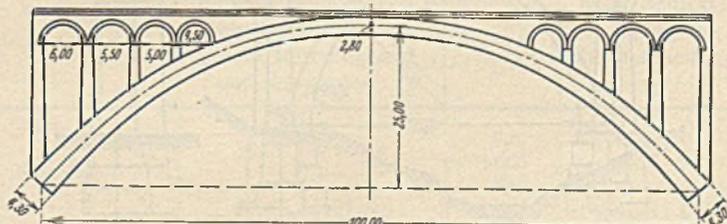


Abb. 26d.

Zur Vornahme dieser Arbeiten müssen genügend große Aussparungen vorgesehen werden. Nach der Verbindung der Eisen werden die Aussparungen an Gewölben mit Beton ausgefüllt.

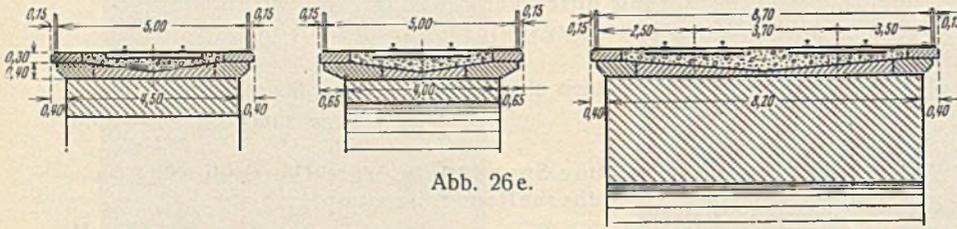


Abb. 26e.

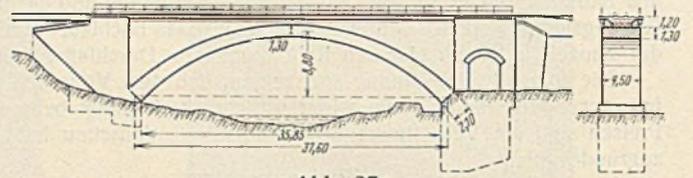


Abb. 27e.

Zum Vergleich geben wir noch eine Gegenüberstellung der eisenbewehrten Betongewölbe mit Gewölben aus Quader- oder Bruchsteinmauerwerk gleicher Spannweite und gleicher Pfeilhöhe (Abb. 26a bis d). Die Abmessungen der gemauerten Steingewölbe sind für die gleiche Verkehrsbelastung und die gleichen äußeren Temperaturunterschiede wie bei den bewehrten Betongewölben errechnet worden. Für die Querschnittsbemessung waren in allen Fällen die Zugspannungen maßgebend. Die Berechnung wurde nach der Elastizitätstheorie für $E = 80\,000\text{ kg/cm}^2$, $\alpha = \frac{0,8}{10^5}$, $t = \pm 10^\circ$, $E\alpha t = 6,4$ durchgeführt.

Wegen des niedrigen Elastizitätsmoduls des Mauerwerkes, der kleineren Wärmedehnungszahl, des geringeren Wärmeleitungsvermögens und des Wegfalls der Schwindenflüsse ergeben sich wesentlich günstigere Spannungsverhältnisse als bei Beton- und Eisenbetongewölben. Die Spannungen infolge Temperaturabfalls und Schwinden sind im eingespannten Betongewölbe mindestens 8 mal größer als bei dem gleichen Gewölbe aus Mauerwerk. In Abb. 27a bis g sind zum Vergleich einige neuere Ausführungsbeispiele von gewölbten Steinbrücken unter Hauptbahngleisen der Schweizerischen Bundesbahnen wiedergegeben.⁴⁾

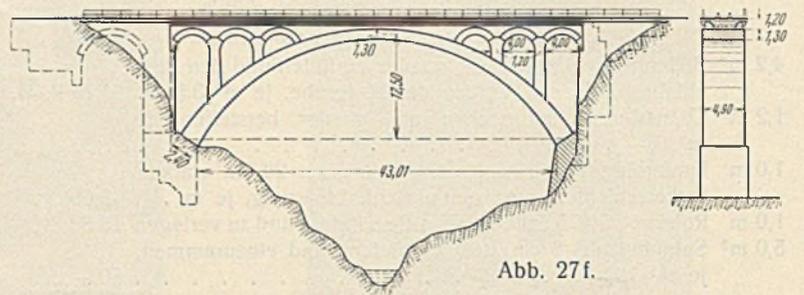


Abb. 27f.

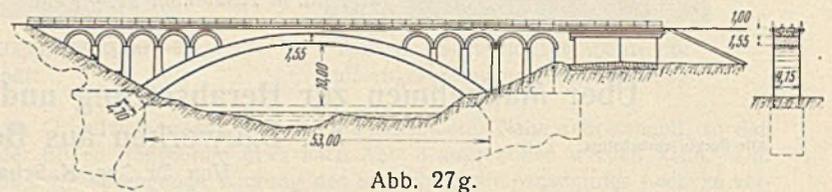


Abb. 27g.

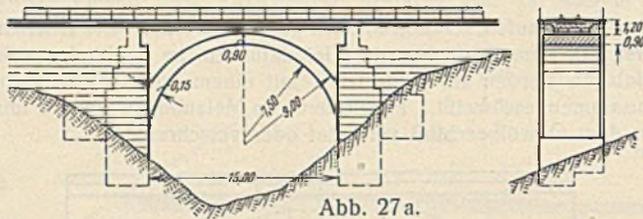


Abb. 27a.

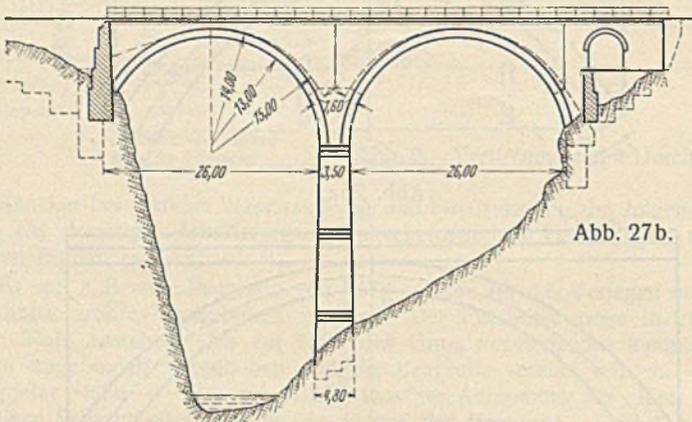


Abb. 27b.

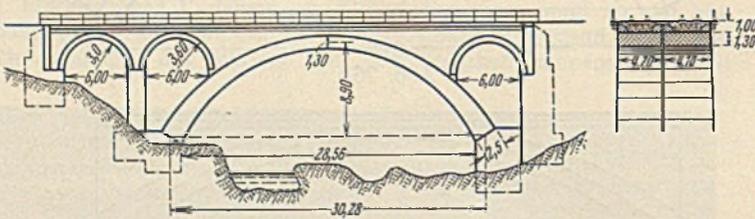


Abb. 27c.

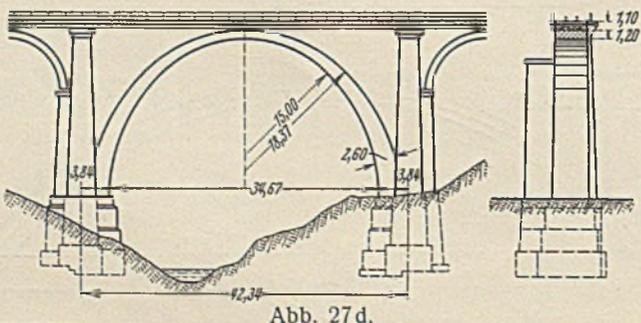


Abb. 27d.

Man erkennt, daß die Eigenschaften des Baustoffes einen wesentlichen Einfluß auf die Formgebung des Gewölbes haben. Die Steingewölbe sind ungleich dicker als die Eisenbetongewölbe. Bei diesen sind möglichst schlanke Form und möglichst geringe Scheiteldicke anzustreben. Die untenstehende Tabelle gibt den Massenvergleich der untersuchten Stein- und Eisenbetongewölbe.

Die Kosten eines Steinquadergewölbes betragen unter der Annahme eines Einheitspreises von 150 bis 200 R.-M. für 1 m³ Quadermauerwerk gegenüber 60 bis 90 R.-M. für 1 m³ Eisenbeton ein mehrfaches der Kosten eines Eisenbetongewölbes gleicher Tragfähigkeit. Die Lehrgerüstkosten sind bei den gemauerten Gewölben trotz der größeren Massen durch die Ausführungsmöglichkeit in Ringen zwar etwas billiger als bei Eisenbetongewölben, trotzdem bleiben ganz erhebliche Ersparnisse zugunsten des Eisenbetons.

Hieraus erklärt sich ohne viele Worte die Erscheinung, daß die Eisenbetongewölbe die Steingewölbe mehr und mehr verdrängt haben.

III.

Bisher haben wir Maßnahmen behandelt, die eine Herabsetzung der Schwindspannungen in Beton- und Eisenbetongewölben ermöglichen. Man kann aber noch weiter gehen und versuchen, das Schwinden des Betons zur Erzielung einer günstigen Spannungsverteilung nutzbar zu machen.

Wir betrachten ein Gewölbestück (Abb. 28), das einseitig durch Eisen stark bewehrt ist. Der unbewehrte Teil des Gewölbestücks schwindet stärker als der bewehrte Teil, das Schwindmaß des Betons kann je nach Art und Grad der Bewehrung auf die Hälfte und noch weniger vermindert werden. Durch das verschiedene Schwinden in dem oberen und unteren Gewölbeteil tritt also neben der achsialen Verkürzung des Gewölbestücks eine gegenseitige Verdrehung der Endquerschnitte ein. Es gilt nun, diese Verdrehung so auszunutzen, daß eine möglichst günstige Spannungsverteilung im Gewölbe erzielt wird. Werden z. B. die Einlagen im Scheitel im unteren Teil, an den Kämpfern im oberen Teil angeordnet,

Entwurf	Meßgehalte m ³					
	Ge- wölbe	Stirnmauern bezw. auf- gelöstes Tragwerk	Füll- beton	Kon- solen	Ab- deck- platten	Ins- gesamt
a) Eisenbeton	64	51	51	13	8	187
Mauerwerk	105	50	62	13	8	238
b) Eisenbeton	147	146	146	23	14	476
Mauerwerk	259	148	186	24	14	631
c) Eisenbeton	214	131	131	29	18	523
Mauerwerk	321	135	169	30	18	673
d) Eisenbeton	2289	1403	—	83	50	3825
Mauerwerk	{ 3017 } { 444 }	{ 360 } { 1153 }	1416	83	50	6523

⁴⁾ Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926. Von Ing. A. Bühler, Sektionschef bei der Generaldirektion der S. B. B., Zürich, September 1926.

so treten beim Schwinden Verdrehungen auf, die den bei Verkürzung der Bogenachse und Scheitelsenkung auftretenden Verdrehungen entgegengesetzt sind. Es ist also möglich, durch eine entsprechende Verteilung der Einlagen die Randspannungen im Scheitel und im Kämpfer günstig zu beeinflussen, oder was das gleiche ist, die Stützlinien im Scheitel nach unten und im Kämpfer nach oben zu verlegen.

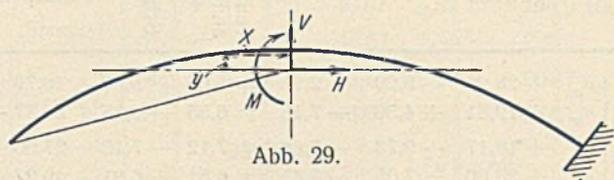


Abb. 29.

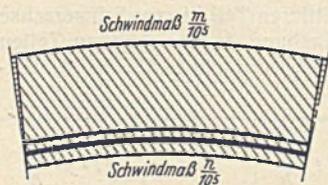


Abb. 28.

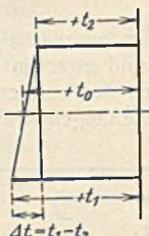


Abb. 30.

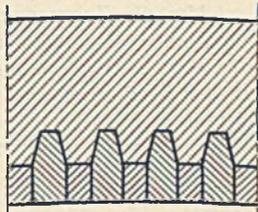


Abb. 31.

Zur Berechnung der durch das ungleichmäßige Schwinden im Gewölbe auftretenden Spannungen gehen wir von der in Abb. 30 dargestellten Formänderung eines Gewölbeelementes aus.

Die Gleichungen

$$\int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot y + \int_0^l \frac{N_x ds \cos \varphi}{EF} - \alpha \int_0^l t_0 ds \cos \varphi - \alpha \int_0^l \Delta t \cdot \frac{ds}{h} \cdot y = 0,$$

$$\int_0^l \frac{M_x ds}{EJ} \cdot x + \int_0^l \frac{N_x ds \sin \varphi}{EF} - \alpha \int_0^l t_0 ds \sin \varphi + \alpha \int_0^l \Delta t \cdot \frac{ds}{h} \cdot x = 0,$$

$$\int_0^l \frac{M_x}{EJ} + \alpha \int_0^l \Delta t \cdot \frac{ds}{h} = 0$$

liefern für

$$\begin{aligned} M_x &= M - Hy + Vx, \\ N_x \cos \varphi &\approx H, \\ N_x \sin \varphi &\approx 0 \end{aligned}$$

und

$$\int \frac{ds}{EJ} \cdot x = 0, \quad \int \frac{ds}{EJ} \cdot x^2 = 0, \quad \int \frac{ds}{EJ} \cdot xy = 0,$$

für ein symmetrisches Gewölbe die Werte

$$H = \frac{E \alpha \left[\int_0^l t_0 dx + \int_0^l \Delta t \cdot \frac{ds}{h} \cdot y \right]}{\int y^2 \cdot \frac{ds}{J} + \int \frac{ds}{F}},$$

$$V = 0,$$

$$M = - \frac{\int_0^l \Delta t \cdot \frac{ds}{h}}{\int \frac{ds}{J}},$$

womit die Randspannungen in bekannter Weise zu berechnen sind.

In gleicher Weise können näherungsweise die Randspannungen berechnet werden, wenn statt der Eiseneinlagen die Querschnitte aus Steinen und Beton zusammengesetzt werden (Abb. 31). Dabei ist das Schwindmaß auf der Betonseite mit dem vollen Wert (z. B. $\frac{30}{10^5}$) und auf der Quaderseite mit Null einzusetzen.

Die Spannungsverteilung kann um so günstiger beeinflusst werden, je größer die Spannweite ist. Bei weitgespannten Straßenbrücken ist es in vielen Fällen möglich, Zugspannungen ganz auszuschließen, d. h. die Gewölbe in Stampfbeton ohne Bewehrung auszuführen.

Wir betrachten beispielsweise das Gewölbe einer Straßenbrücke von 27,40 m Spannweite und 8,40 m Pfeilhöhe, 4,0 m Gewölbbeite, 0,80 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferdicke. Die auf Grund der Elastizitätstheorie errechneten Randspannungen im Scheitel und in den Kämpfern für Verkehrslasten, die der Brückenklasse II entsprechen, also Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht und Menschengedränge von 0,45 t/m² auf 5 m Fahrbahnbreite, sind aus folgender Tabelle zu ersehen.

Schnitt	Eigen- gewicht kg/cm ²	Verkehrslast: Dampfwalze 16 t, Menschendr. 0,45 t/m ²	Temperatur- änderungen ± 15° C	Schwinden (- 15° C)	Grenzwerte der Randspannungen			
Scheitel	σ_o	+ 11,70	+ 5,27	- 0,86	± 10,00	+ 10,00	+ 36,97	+ 10,84
	σ_u	+ 6,42	+ 1,89	- 3,72	± 12,10	- 12,10	+ 20,41	- 21,50
Kämpfer	σ_o	+ 6,67	+ 3,54	- 1,79	± 11,30	- 11,30	+ 21,60	- 17,63
	σ_u	+ 12,10	+ 2,56	- 2,89	± 10,90	+ 10,90	+ 36,46	+ 9,21

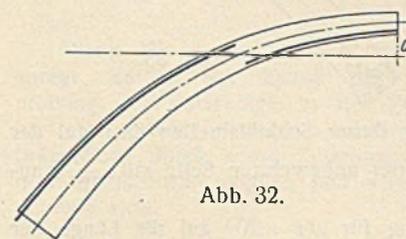


Abb. 32.

Im Scheitel treten Zugspannungen an der unteren Leibung, in den Kämpfern an den oberen Leibungen auf. Zur Verhütung von Zugrissen sind beim Scheitel unten und bei den Kämpfern oben Eisen einzulegen. Durch die einseitige Bewehrung entsprechend Abb. 32 werden infolge

des ungleichen Schwindens des Betons an der oberen und unteren Leibung Zusatzspannungen hervorgerufen, die denen durch Verkürzung der Gewölbeachse entgegengesetzt sind. Für ein $\Delta t = 5^\circ$ ergibt sich:

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
2,0	0,86	2,325	+ 5	+ 11,62	+ 1,35	+ 15,69
2,04	0,96	2,125	+ 5	+ 10,62	+ 1,12	+ 11,90
2,10	1,06	1,981	+ 5	+ 9,90	+ 0,65	+ 6,44
2,25	1,21	1,859	- 5	- 9,29	- 0,16	+ 1,51
2,50	1,37	1,824	- 5	- 9,11	- 1,43	+ 13,02
3,00	1,53	1,960	- 5	- 9,80	- 3,28	+ 32,14
3,20	1,71	1,871	- 5	- 9,35	- 5,68	+ 53,14

$$H = \frac{E \alpha \sum \Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}}{\sum y^2 \cdot \frac{s}{h} + \sum \frac{s}{F}} = \frac{21 \cdot 133,81 \cdot 2}{2 \cdot 126,663} = + 22,19 \text{ t,}$$

$$M = - \frac{E \alpha \sum \Delta t \cdot \frac{s}{h}}{\sum \frac{s}{J}} = - \frac{21 \cdot (-5,40)}{32,83} = + 3,45 \text{ tm,}$$

und damit

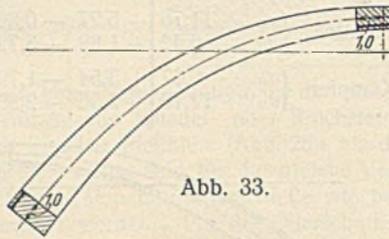
Scheitel	M_{ko}	= + 3,45 - 22,19 · 1,503 = - 29,9 tm,
	M_{ku}	= + 3,45 - 22,19 · 1,237 = - 24,0 "
Kämpfer	M_{ko}	= + 3,45 + 22,19 · 6,905 = + 156,7 "
	M_{ku}	= + 3,45 + 22,19 · 7,155 = + 162,2 "
Scheitel	σ_o	= - $\frac{2\,400\,000}{426\,700}$ = - 5,6 kg/cm ²
	σ_u	= + $\frac{2\,990\,000}{426\,700}$ = + 7,0 "
Kämpfer	σ_o	= + $\frac{16\,220\,000}{2\,160\,000}$ = + 7,50 "
	σ_u	= - $\frac{15\,670\,000}{2\,160\,000}$ = - 7,25 "

Setzt man diese Zusatzspannungen mit den oben angegebenen Grenzwerten der Randspannungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturänderungen ± 15° und Schwinden - 15° zusammen, so ergeben sich folgende Werte:

Schnitt	Grenzwerte der Randspannungen aus Eigengewicht, Ver- kehrslasten, Tem- peraturänderungen und Schwinden	Zusatz- spannungen $\Delta t = 5$ ($\Delta t = 10$)	Grenzwerte der Randspannungen unter Berücksich- tigung der Zusatzspannungen Δt	
Scheitel	σ_o	+ 36,97 + 10,84	- 5,6 (- 11,2) + 7,0 (+ 14,0)	+ 31,4 + 5,2 (+ 25,7) (- 0,4) + 27,4 - 14,5 (+ 34,4) (- 7,5)
	σ_u	+ 20,41 - 21,50	+ 7,50 (+ 15,0)	+ 29,1 - 10,1 (+ 36,6) (- 2,6)
Kämpfer	σ_o	+ 21,60 - 17,63	- 7,25 (- 14,5)	+ 29,2 + 2,0 (+ 22,0) (- 5,3)
	σ_u	+ 36,46 + 9,21		

Die in Klammern gesetzten Werte entsprechen einem $\Delta t = -10^\circ$, wobei im Scheitel oben und im Kämpfer unten kleine Zugspannungen auftreten, die aber unbedenklich sind. Die Gegenwirkung der einseitigen Bewehrung wird praktisch zwischen den beiden Werten liegen. Es dürfte auf alle Fälle genügen, die einseitige Zugbewehrung für die Werte $-14,5 \text{ kg/cm}^2$ (statt $-21,50 \text{ kg/cm}^2$) im Scheitel und $-10,1 \text{ kg/cm}^2$ (statt $-17,63 \text{ kg/cm}^2$) bei den Kämpfern zu bemessen.

Eine andere Art der Gegenwirkung mit dem Ziel, die durch die Verkürzung der Gewölbeachse hervorgerufenen Randspannungen günstiger zu gestalten, wird erreicht, indem man im Scheitel und bei den Kämpfern Lamellen mit eisernen Druckstützen nach Abb. 33 anordnet. Die Verkürzung dieser Schlußlamellen darf auf der starkbewehrten Seite mit $\frac{5}{10^5}$, auf der unbewehrten Seite mit $\frac{25}{10^5}$ angenommen werden.



Die Durchführung der Rechnung für $\Delta t = 20^\circ$ auf die Länge der Schlußlamellen ist sehr einfach.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
1,00	0,835	1,20	+ 20	+ 24,00	+ 1,36	+ 32,64
1,00	1,775	0,56	- 20	- 11,26	- 6,65	- 74,88

$$H = \frac{21 \cdot 2 \cdot 107,52}{2 \cdot 126,663} = + 17,83 \text{ t,}$$

$$V = 0,$$

$$M = - \frac{21 \cdot 2 \cdot 12,74}{2 \cdot 32,83} = - 8,15 \text{ tm,}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} M_{ko} = - 8,15 - 17,83 \cdot 1,503 = - 34,95 \text{ tm,} \\ M_{ku} = - 8,15 - 17,83 \cdot 1,237 = - 30,21 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} M_{ko} = - 8,15 + 17,83 \cdot 6,905 = + 114,97 \text{ „} \\ M_{ku} = - 8,15 + 17,83 \cdot 7,155 = + 119,42 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} \sigma_o = - \frac{3\,021\,000}{426\,700} = - 7,08 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = + \frac{3\,495\,000}{426\,700} = + 8,20 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} \sigma_o = + \frac{11\,942\,000}{2\,160\,000} = + 5,54 \text{ „} \\ \sigma_u = - \frac{11\,497\,000}{2\,160\,000} = - 5,34 \text{ „} \end{cases}$$

Diese Werte sind wieder mit den Randspannungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturänderungen ($\pm 15^\circ$), Schwinden (-15°) zusammzusetzen. Es ergeben sich die in folgender Tabelle angegebenen Grenzwerte:

Schnitt	Eigen-gewicht	Verkehrs-lasten	Temperatur $\pm 15^\circ$	Schwinden (-15°)	Zusatz-spannungen Δt	Grenzwerte der Randspannungen unter Berücksichtigung von Δt			
Scheitel	σ_o	+ 11,7	+ 5,27	- 0,86	$\pm 10,00$	+ 10,00	- 7,08	+ 29,89	- 2,67
	σ_u	+ 6,42	+ 1,89	- 3,72	$\pm 12,10$	- 12,10	+ 8,20	+ 16,51	- 13,30
Kämpfer	σ_o	+ 6,76	+ 3,54	- 1,79	$\pm 11,30$	- 11,30	+ 5,54	+ 15,75	- 11,79
	σ_u	+ 12,10	+ 2,56	- 2,89	$\pm 10,90$	+ 10,90	- 5,34	+ 31,12	+ 3,87

Man erkennt aus der Zusammenstellung den Einfluß der Gegenwirkung, die von den steif bewehrten Schlußlamellen herrührt. Im Scheitel treten bereits an der oberen Leibung kleine Zugspannungen auf, während bei den Kämpfern noch ein Drucküberschuß vorhanden ist. Durch eine Verkürzung der Scheitellamellen können die Zugspannungen an der oberen Scheitelleibung zum Verschwinden gebracht werden. Weiter ergibt die Rechnung, daß es dem vorliegenden kleinen Gewölbe noch nicht möglich ist, Zugspannungen ganz auszuschließen.

Wesentlich günstiger liegen die Verhältnisse bei den weitgespannten Wölbbrücken, wobei sich durch die Gegenwirkung Δt die Zugspannungen in vielen Fällen ausschließen lassen. Der Beweis wird im folgenden für das Gewölbe einer Straßenbrücke von 100 m Spannweite und 25 m Pfeilhöhe, 7,20 m Gewölbebreite, 2 m Scheitel- und 3,50 m Kämpferdicke erbracht. Als Verkehrslasten sind zwei Dampfwalzen von je 23 t Dienstgewicht und Menschengedränge von $0,45 \text{ t/m}^2$ angenommen.

Die Grenzwerte der Randspannungen für den Scheitel- und die Kämpferquerschnitte sind in folgender Tabelle angegeben.

Schnitt	Eigen-gewicht	Verkehrslasten	Temperatur-änderungen $\pm 15^\circ$	Schwinden -15°	Grenzwerte der Randspannungen			
Scheitel	σ_o	+ 28,29	+ 9,20	- 2,93	$\pm 5,65$	+ 5,65	+ 48,79	+ 25,36
	σ_u	+ 19,31	+ 4,56	- 7,18	$\pm 6,35$	- 6,35	+ 23,87	- 0,57
Kämpfer	σ_o	+ 18,17	+ 9,73	- 5,68	$\pm 7,12$	- 7,12	+ 27,90	- 1,75
	σ_u	+ 28,60	+ 7,05	- 7,41	$\pm 6,81$	+ 6,81	+ 49,27	+ 21,19

Um die Zugspannungen auszuschalten, wird eine leichte einseitige Bewehrung angenommen, und zwar im mittleren Teil bis zur Schwerachse der elastischen Gewichte an der unteren Leibung, in den übrigen Teilen an der oberen Leibung. Die Gegenwirkung wird durch $\Delta t = 5^\circ$ berücksichtigt.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
5,00	2,00	2,50	+ 5	+ 12,50	+ 5,44	+ 68,0
5,02	2,02	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 5,08	+ 63,0
5,08	2,05	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 4,44	+ 55,0
5,20	2,10	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 3,17	+ 39,3
5,25	2,20	2,38	+ 5	+ 11,90	+ 1,53	+ 18,2
5,60	2,30	2,44	- 5	- 12,20	- 0,61	+ 7,4
5,85	2,40	2,44	- 5	- 12,20	- 3,38	+ 41,2
6,30	2,60	2,42	- 5	- 12,20	- 6,84	+ 82,8
6,95	2,80	2,48	- 5	- 12,40	- 10,83	+ 134,2
7,75	3,15	3,46	- 5	- 12,30	- 16,37	+ 201,4

$$H = + \frac{21 \cdot 2 \cdot 710,55}{2 \cdot 300,044} = + 49,74 \text{ t,}$$

$$V = 0,$$

$$M = - \frac{21 \cdot 2 \cdot 0,4}{2 \cdot 7,81} = - 1,07 \text{ tm,}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} M_{ko} = - 1,07 - 49,74 \cdot 5,81 = - 290 \text{ tm} \\ M_{ku} = - 1,07 - 49,74 \cdot 5,15 = - 257 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} M_{ko} = - 1,07 + 49,74 \cdot 19,08 = + 949 \text{ tm} \\ M_{ku} = - 1,07 + 49,74 \cdot 19,86 = + 987 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} \sigma_o = - \frac{25\,700\,000}{4\,800\,000} = - 5,35 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = + \frac{29\,000\,000}{4\,800\,000} = + 6,05 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} \sigma_o = + \frac{98\,700\,000}{14\,700\,000} = + 6,71 \text{ „} \\ \sigma_u = - \frac{94\,900\,000}{14\,700\,000} = - 6,45 \text{ „} \end{cases}$$

Hiermit ergeben sich die Grenzwerte im einseitig bewehrten Gewölbe unter Berücksichtigung der Gegenwirkung Δt :

Schnitt	Grenzwerte der Randspannungen im unbewehrten Gewölbe	Gegen-wirkung Δt	Grenzwerte der Randspannungen im einseitig bewehrten Gewölbe unter Berücksichtigung von Δt			
Scheitel	σ_o	+ 48,79	+ 25,36	- 5,35	+ 43,44	+ 20,01
	σ_u	+ 23,87	- 0,57	+ 6,05	+ 29,92	+ 5,48
Kämpfer	σ_o	+ 27,90	- 1,75	+ 6,71	+ 34,61	+ 4,96
	σ_u	+ 49,27	+ 21,19	- 6,45	+ 42,82	+ 14,74

Die Zugspannungen sind ganz ausgeschaltet, es ist sogar noch ein kleiner Überschuß an Druckspannungen im Scheitel unten und im Kämpfer oben vorhanden.

Zu dem gleichen Ergebnis gelangen wir, wenn wir Schlußlamellen von je 5 m Länge im Scheitel und den Kämpfern entspr. Abb. 33 einseitig mit Eisen aussteifen.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
2,50	2,00	1,25	+ 20	+ 25,00	+ 5,46	+ 136,50
5,00	3,30	1,515	- 20	- 30,30	- 17,50	+ 530,25

$$H = \frac{21 \cdot 2 \cdot 666,75}{2 \cdot 300,044} = + 46,67 \text{ t,}$$

$$V = 0,$$

$$M = - \frac{21 \cdot 2 \cdot (-5,30)}{2 \cdot 7,81} = + 14,25 \text{ tm,}$$

Scheitel $\left\{ \begin{array}{l} M_{k_o} = + 14,25 - 46,67 \cdot 5,81 = - 256,9 \text{ tm} \\ M_{k_u} = + 14,25 - 46,67 \cdot 5,15 = - 226,1 \text{ „} \end{array} \right.$

Kämpfer $\left\{ \begin{array}{l} M_{k_o} = + 14,25 + 46,67 \cdot 19,08 = + 904,7 \text{ „} \\ M_{k_u} = + 14,25 + 46,67 \cdot 19,86 = + 941,1 \text{ „} \end{array} \right.$

Scheitel $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = - \frac{22\,610\,000}{4\,800\,000} = - 4,70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = + \frac{25\,690\,000}{4\,800\,000} = + 5,36 \text{ „} \end{array} \right.$

Kämpfer $\left\{ \begin{array}{l} \sigma_o = + \frac{94\,110\,000}{14\,700\,000} = + 6,40 \text{ „} \\ \sigma_u = - \frac{90\,470\,000}{14\,700\,000} = - 6,15 \text{ „} \end{array} \right.$

Schnitt	Grenzwerte im Betongewölbe		Gegenwirkung $\int t$	Grenzwerte im Betongewölbe mit Eisenstreifen in den Schlußlamellen		
Scheitel	σ_o	+ 48,79	+ 25,36	- 4,70	+ 44,09	+ 20,66
	σ_u	+ 23,87	- 0,57	+ 5,36	+ 29,23	+ 4,79
Kämpfer	σ_o	+ 27,90	- 1,75	+ 6,40	+ 34,30	+ 4,65
	σ_u	+ 49,27	+ 21,19	- 6,15	+ 43,12	+ 15,04

Wenn die vorstehende Abhandlung zu weiteren Untersuchungen anregt, so ist der Zweck der Veröffentlichung erfüllt. Die Erprobung der Vorschläge in der Praxis ist erwünscht. Das Ergebnis ist abzuwarten. Immerhin darf gesagt werden, daß im Wölbbrückenbau durch enges Zusammengehen von Wissenschaft und Praxis noch Fortschritte möglich und wirtschaftliche Vorteile in Aussicht zu nehmen sind.

Vermischtes.

Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß in New Jersey, U. S. A. Die an besseren Verkehrsverhältnissen interessierten Kreise waren mehrfach vergeblich an das amerikanische Kriegsministerium herantreten, um zu erreichen, daß die bestehende Hebebrücke über den Hackensackfluß während der Stunden ihrer Höchstbeanspruchung durch den Eisenbahnverkehr dauernd geschlossen bleibe. Infolgedessen beschloß die Delaware, Lackawanna & Western Railroad, Hoboken, N. J., eine neue Hebebrücke mit einer auch im geschlossenen Zustande weit größeren Lichthöhe über dem Höchstwasserstande (12,2 m gegenüber 3,65 m) zu erbauen.

Diese inzwischen fertiggestellte Brücke besteht in der Mittelöffnung aus einer eisernen Hebebrücke von etwa 60,5 m Auflagerstützweite und einer größten Lichthöhe von 41 m. Während die übrigen Flußöffnungen mit eisernen Trägern, denen eine Betondecke überlagert ist, überspannt sind, bestehen die Zufahrtrampen aus trägerlosen Pilzdecken, die auf Pfeilern gelagert, deren Längsentfernung rd. 6,9 m und deren Querabstand rd. 5,5 m beträgt. Jeder Stützpfiler besteht aus drei um-

gedacht wurden, wobei die auf die Diagonalrichtungen entfallenden Momententeile im Verhältnis ihrer größeren Stützweite berücksichtigt wurden. Bezüglich der Aufteilung der Quermomente auf die Diagonalstreifen wurde die Hälfte der Quermomente unter die Quer- und Diagonalstreifen entsprechend ihrer Spannweiten aufgeteilt. In ähnlicher Weise geschah die Aufteilung der Momente des Eigengewichtes. Die Plattenstärke der Pilzdecke wurde mit 55 cm, die der Säulenkopfplatten mit 25 cm bemessen; die letzteren hatten quadratische Form, 2,58 x 2,58 m.

Diejenigen Säulen und die Widerlager, die hinterfüllt wurden, erhielten einen dicken Asphaltanstrich, dem Asbestfasern beigemischt waren.

Als Konstruktionsneuheit sind die aus dicken Blechen bestehenden Säulenschalungen erwähnenswert, die an den Fugen durch Winkeleisen verstärkt und sowohl in der Längs- und Quer- als auch in der Diagonalrichtung gestützt wurden.

Die Schalungen für die einzelnen Felder der Pilzdecke, sowie für die Säulenkopfplatten wurden unmittelbar auf Bolzen abgestützt, die mittels eiserner Walzprofile in die Betonsäulen eingelassen waren (Patent M. Hirschthal, Betoningenieur der Delaware, Lackawanna & Western Railroad); dadurch entfiel die Notwendigkeit der Anordnung langer Stützglieder. — lg —



schnürten Betonsäulen, die an ihrem Fuße durch Betonbalken verbunden sind, die entweder auf Beton- oder Holzpfählen, teilweise auch auf Senkkästen aufrufen. Je zwei nebeneinanderliegende Pfeiler sind durch Stützbalken, die sich in der äußeren Säulenreihe befinden, miteinander verbunden. Die Brückenfahrbahn trägt drei Gleise im gegenseitigen Abstände von rd. 4 m.

Die Berechnung der Pilzdecke ist nach dem Vierbahnsystem durchgeführt, und zwar wurde die Nutzlast so angenommen, daß daraus die größten Auflagerlasten für die äußeren und mittleren Säulenreihen entstanden unter gleichzeitiger Ermittlung der größten positiven und negativen Momente für die dazwischenliegenden Felder.

Die Säulen haben wegen der großen Höhe von 11 bis 12,5 m einen Durchmesser von 1,12 m. Um die Momente in der Querrichtung zu berechnen, wurde ein Belastungsgleichwert so angenommen, daß er den Größtmomenten infolge der Lokomotiveinzellasten entsprach; dieser wurde dann in der Querrichtung auf die Achsenentfernung der Gleise umgerechnet. Die größten Quermomente wurden aus den ungünstigsten Laststellungen, die der Belastung eines oder mehrerer Gleise entsprechen, berechnet. Die Momente, die infolge dieser gleichförmig verteilten Nutzlast entstehen, wurden den beiden Diagonalstreifen und den halben Längsgurtstreifen zugeteilt.

Die Lastaufteilung geschah so, daß die für die größten positiven Momente in Betracht kommenden und auf Gleisentfernung verteilten Nutzlasten durch zwei halbe Längs- und zwei Diagonalstreifen im umgekehrten Verhältnis ihrer Entfernung vom Lastmittelpunkt aufgenommen

gedacht wurden, wobei die auf die Diagonalrichtungen entfallenden Momententeile im Verhältnis ihrer größeren Stützweite berücksichtigt wurden. Bezüglich der Aufteilung der Quermomente auf die Diagonalstreifen wurde die Hälfte der Quermomente unter die Quer- und Diagonalstreifen entsprechend ihrer Spannweiten aufgeteilt. In ähnlicher Weise geschah die Aufteilung der Momente des Eigengewichtes. Die Plattenstärke der Pilzdecke wurde mit 55 cm, die der Säulenkopfplatten mit 25 cm bemessen; die letzteren hatten quadratische Form, 2,58 x 2,58 m.

Die Schalungen für die einzelnen Felder der Pilzdecke, sowie für die Säulenkopfplatten wurden unmittelbar auf Bolzen abgestützt, die mittels eiserner Walzprofile in die Betonsäulen eingelassen waren (Patent M. Hirschthal, Betoningenieur der Delaware, Lackawanna & Western Railroad); dadurch entfiel die Notwendigkeit der Anordnung langer Stützglieder.

Zugleich wird durch die folgende Tafel, die an Stelle der Tafel 1 auf S. 476 zu setzen ist, ein nachträglich gefundener Fehler berichtigt.

Tafel 1.

Maßgebende Belastung	Querträgerentfernung a m	Querträgerbelastung für einen Schwellenträgerstrang t
	0,00—1,50	8,00
	1,50—3,00	21 — $\frac{19,6}{a}$
	3,00—5,70	28 — $\frac{40,6}{a}$
	5,70—10,00	36 — $\frac{86,2}{a}$

Das Reichsbahn-Zentralamt teilt uns hierzu ergänzend mit, daß gemäß den beiden genannten Ministerialerlassen¹⁾ für neue oder umzubauen Brücken der regelspurigen privaten Nebenbahnen nur der bekannte Lastenzug G in Frage kommt, der in den „Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft“ (BE) vom 25. 2. 1925 (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) genau angegeben ist. (Vergl. u. a. auch „Hütte“, Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., III. Band, 1928, S. 1095 u. 1162.)

¹⁾ Die Ministerialerlasse sind maßgebend für die Privatbahnen des allgemeinen Verkehrs sowie für die Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen.

Technische Hochschule Breslau. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geheimen Baurat Bräuning wegen seiner großen, sein Lebenswerk ausmachenden Verdienste um den Ausbau der wirtschaftlichen Grundlagen des Eisenbahnoberbaues.¹⁾

24. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 18. und 19. Oktober 1928 in Darmstadt. Am Donnerstag, den 18. Oktober, finden geschäftliche Verhandlungen (im Gartensaale des Städt. Saalbaues) und ein Begrüßungsabend statt. Am Freitag, den 19. Oktober, ab vorm. 9,30 Uhr werden (für Mitglieder und Gäste) Vorträge in der Technischen Hochschule, Hörsaal 326, Eingang Hochschulstraße 1, gehalten, und zwar werden sprechen: Direktor Dr. Oelert, Berlin, „Zur wirtschaftlichen Lage“; Direktor Dr.-Ing. Schulz, Dortmund, über „Rostschutz und schwerrostende Stähle“; Direktor Dr.-Ing. Chr. Erlinghagen, Rheinhausen, über „Die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses und ihre Zusammenhänge mit dem Deutschen Eisenbau“; Direktor Schmuckler, Berlin, über die „Vorzüge des Eisenbaues unter besonderer Berücksichtigung des Skelettbauens“; endlich Direktor Dr. Ostern, Hannover, über „Eisenbau und Berufsgenossenschaften“.

Vorträge des „Hauses der Technik“, Essen, im Wintersemester 1928/29. Das „Haus der Technik“ in Essen bringt soeben das neue Vorlesungs-Verzeichnis für das Wintersemester 1928/29 heraus. Die Zusammenstellung der Vorträge läßt erkennen, daß auch diesmal hervorragende Vertreter der technischen Wissenschaften und Praxis für die zur Behandlung kommenden Themen gewonnen worden sind. Die erste der durchweg abends (7 bis 9 oder 6 bis 8 Uhr) stattfindenden Vorlesungen hält Universitätsprofessor Dr. Fr. Dessauer am 23. Oktober 1928 über „Technik und Erziehung“.

Die Hörerkarten sind in den bekannten Essener Buchhandlungen, beim Verkehrsverein, der Bergschule, aber auch noch an der Abendkasse eines jeden Vortrages zu erhalten. Die Hörergebühr beträgt 2 R.-M. für jeden Vortragsabend (zwei Vortragsstunden).

Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. Bei dem Bau des Graybar-Gebäudes, das über den Gleisen der Grand Central Terminal-Bahn zwischen der 43. und 44. Straße, dem Depew-Platz und der Lexington-Avenue in New York errichtet wird, wurde nach dem „Contract Record“ eine neue Abdichtung verwendet, um die von den unter dem Gebäude fahrenden Eisenbahnzügen herrührenden Erschütterungen abzdämpfen. Die gewählte Abdichtung besteht aus einem tiegelförmigen, im Betonfundament eingelagerten Bleiblech. In diese Bleiblechschale wurde eine 9,5 mm dicke Asbestscheibe eingelegt, auf die ein Eisenblech folgt, dann kommt wieder eine Asbestschicht, die nun endlich wieder von einem Bleiblech überdeckt wird. Wie die „Münchener Post“ schreibt, wird behauptet, daß durch diese Zwischenlagen die Erschütterungen aufgefangen und vollkommen abgedämpft werden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen. Bekanntlich hatte die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft vor einigen Jahren ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungsmessers für die Bestimmung dynamischer Beanspruchungen eiserner Brücken erlassen, über dessen Ergebnis vor einigen Monaten im Auftrage des Preisgerichts die Herren Hort und Hülsenkamp öffentlich ausführlich berichtet haben. Eine der wesentlichsten Feststellungen war die der Eigenschwingungszahlen, und zwar wurde durch sorgfältige Messungen für den Spannungsmesser von Dr. Geiger, der mit zwei anderen als ein wesentlicher Beitrag zur Lösung des Problems anerkannt wurde, eine Eigenschwingungszahl von 58 in 1 Sek. gefunden.

Wenn demgegenüber in dem Aufsätze von Oelschläger in der „Bautechnik“ 1928, Heft 22, S. 297, die Eigenschwingungszahl des Geigerschen Instrumentes mit 300 in 1 Sek. angegeben wird, so ist das m. E. nicht zu rechtfertigen. Herr Oelschläger kann doch wohl nicht über diese unparteilichen und wissenschaftlichen Messungen der Eigenschwingungszahl mit Stillschweigen hinweggehen und die von Herrn Dr. Geiger vor der Prüfung durch das Preisgericht vermutete und sicherlich in gutem Glauben angegebene Zahl beibehalten wollen. Nach dem Gesamtergebnis der Ausschreibung ist für den nüchternen Beurteiler auf eine erhebliche Steigerung der Schwingungszahl über etwa 100 in 1 Sek. bei mechanischen Spannungsmessern kaum noch zu hoffen. Das wird auch durch die vergeblichen Versuche der Herren Hort und Hülsenkamp bestätigt, die mit einem unter Benutzung aller Erfahrungen entstandenen neuen Modell ebenfalls nur bis zu 80 in 1 Sek. gelangten. Herr Oelschläger meint aber, daß der Geigersche Spannungsmesser durch Sonderanordnung auch zur Registrierung von Schwingungszahlen über 1000 in 1 Sek. gebracht werden könne.

Es wäre außerordentlich interessant zu erfahren, warum Herr Oelschläger die Feststellung der Eigenschwingungszahl des Geigerschen Spannungsmessers durch das Preisgericht nicht gelten lassen will.

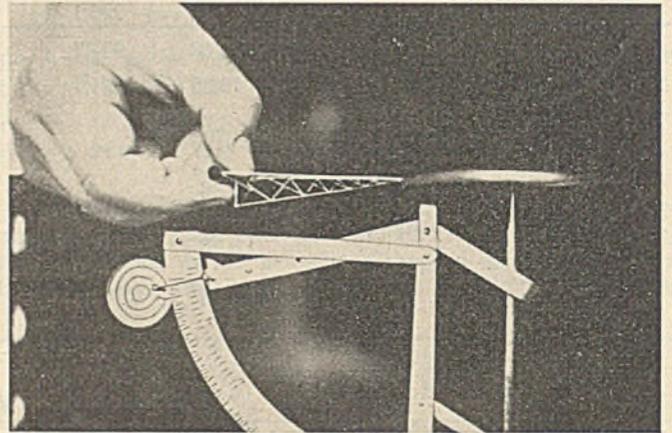
Berlin, den 19. Juni 1928.

Prof. Dr.-Ing. Skutsch, Reichsbahnoberrat.

¹⁾ Geheimrat Dr.-Ing. Chr. Bräuning ist der Verfasser des bekannten Werkes: „Die Grundlagen des Gleisbaues“. Berlin 1920, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. In der „Bautechnik“ 1923, Heft 27, findet sich von ihm der Aufsatz: „Über Berechnung und Beobachtung des Eisenbahnoberbaues.“

Erwiderung.

Die Eigenfrequenz von 58 i. d. Sek. ist nur bei dem einen, zum Wettbewerb des Reichsbahn-Zentralamts eingerichteten Apparat vorhanden. Bei den normalen, von Lehmann & Michels gebauten Apparaten ist sie wesentlich höher. Der Wettbewerbsapparat war also in dieser Hinsicht mit Rücksicht auf andere, beim Wettbewerb verlangte Bedingungen ein Rückschritt.

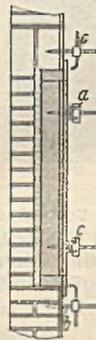


Bei der Frequenz von 1000 i. d. Sek. handelt es sich um folgende Anordnung. Ein Gitterhebel wird (s. Abb.) mit der Gabelnadel verbunden, die durch die normale Feder auf eine Blattfeder von den Abmessungen wie etwa bei der Eisenbahnwagenfeder drückt. Zu dieser Anordnung kam Herr Dr.-Ing. Geiger auf dem Wege über eine Schütteleinrichtung mit sich drehender Welle, die mit mehr als 30 000 Umdrehungen i. d. Min. nicht betrieben werden konnte. Um zu sehen, ob die Schreibvorrichtung als solche noch raschere Schwingungen aufzeichnen kann, wurde die genannte Anordnung getroffen, bei der die Blattfeder durch Anschlagen in Eigenschwingungen versetzt wurde. Die Änderung der Eigenfrequenz war dadurch leicht möglich, daß die schwingende Länge größer oder kleiner gewählt wurde. Tatsächlich erzielte man dadurch als höchste Schwingungszahl 1000 i. d. Sek. Die aufgezeichneten Schwingungen sind allerdings sehr klein, so daß bei einer Wiedergabe hier in natürlicher Größe das Diagramm zu undeutlich wird. Der mechanisch registrierende Schwingungsmesser kann als Ganzes natürlich nicht zur Registrierung von Schwingungen von 1000 i. d. Sek. gebracht werden, voraussichtlich auch in Zukunft nicht, sofern man nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ getreue Wiedergabe verlangt. In den letzten Monaten ist es Herrn Dr.-Ing. Geiger gelungen, in Verbindung mit Lehmann & Michels den Spannungsmesser weiter so zu entwickeln, daß er eine Eigenfrequenz von 258 i. d. Sek. besitzt, was einen erfreulichen Fortschritt darstellt, der das Gerät, auch wenn man hohe Anforderungen hinsichtlich richtiger Wiedergabe der in Brücken auftretenden Spannungsschwankungen stellt, für praktische Messungen wohl geeignet erscheinen läßt. Julius Oelschläger.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Halten von Putzleisten. (Kl. 37 d, Nr. 455 163 vom 11. 2. 1926, von Adolf Lüders sen. in Lüneburg.) Um die üblichen Zwischenklötze oder Brettchen zum Halten von Putzleisten zu vermeiden, wird in die Mörtelfuge ein Haltestift *b* fest eingeschlagen, dann wird die in einer Kapsel *a* quer verschiebbare Druckklammer *c* so weit auf dem Haltestift *C* und nötigenfalls in der Kapsel *a* verschoben, bis die gebogene Angriffsfläche der Druckklammer *c* auf der Putzleiste aufliegt. Einige leichte Hammerschläge auf die Kapsel *a* genügen, um die Putzleiste fest an das Mauerwerk zu drücken. Das Lösen der Druckklammer geschieht durch Lockerung des Haltestiftes. Die Putzleiste kann beliebig stark und breit sein, da die Vorrichtung sowohl in der Tiefe als auch quer verstellbar ist.



Personalnachrichten.

Preußen. Gestorben: der Oberbaurat a. D. Max Stüdeck in Düsseldorf, früher Mitglied der Eisenbahndirektion in Elberfeld.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Regierungsbaumeister Mangold beim Technischen Amt der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau und den Regierungsbaumeister J. Weimer beim Straßen- und Wasserbauamt Ellwangen zu Bauräten (Bes.-Gr. 4b) im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau ernannt.

INHALT: Die Hindenburgbrücke über das Seltenreintal Löbau (Sachsen). — Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten. — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Schluß). — Vermischtes: Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß in New Jersey, U. S. A. — Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen. — Technische Hochschule Breslau. — 24. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 18. und 19. Oktober 1928 in Darmstadt. — Vorträge des „Hauses der Technik“, Essen, im Wintersemester 1928/29. — Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

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

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.