

# DIE BAUTECHNIK

13. Jahrgang

BERLIN, 2. August 1935

Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

## Der Umbau der Universitätsbrücke in Breslau.

Von Mag.-Baurat Dipl.-Ing. Steinwender, Breslau.

### I. Allgemeines.

Zu den vordringlichsten Bauarbeiten, die die Stadt Breslau im Rahmen ihres Arbeitbeschaffungsprogramms alsbald nach der nationalsozialistischen Erhebung zur Ausführung gebracht hat, gehört die Neugestaltung der sog. Universitätsbrücke über die Stadtoder zwischen der Matthiasstraße nördlich der Oder und dem Straßenzug Schmiedebrücke—Schweidnitzer Straße, der die Altstadt südlich der Oder als

Die schweißeisernen Überbauten aus Schwedlerträgern hatten sich schon seit Jahrzehnten den gesteigerten Anforderungen des Verkehrs gegenüber als viel zu schmal und zu schwach erwiesen. Da aber die Pfeiler verhältnismäßig reichlich bemessen waren und auch keinerlei Verfallerscheinungen zeigten, wurde der ursprünglich ins Auge gefaßte Plan eines Neubaus zugunsten einer Erneuerung der Überbauten allein unter Verwendung der alten Pfeiler verworfen.

Abb. 4 zeigt die Grundrißanordnung und den Längenschnitt der Brücke nach ihrem Umbau. Wie der Längenschnitt erkennen läßt, steigt die Fahrbahn der Brücke, die früher waagrecht nach der punktierten Linie verlief, gegen die Mitte des Brückenzuges etwas an. Diese Änderung war notwendig, um die erforderliche Durchfahrhöhe unter der Brücke zu gewinnen. Die Neugestaltung im einzelnen ergibt sich aus den Abb. 5 u. 6.

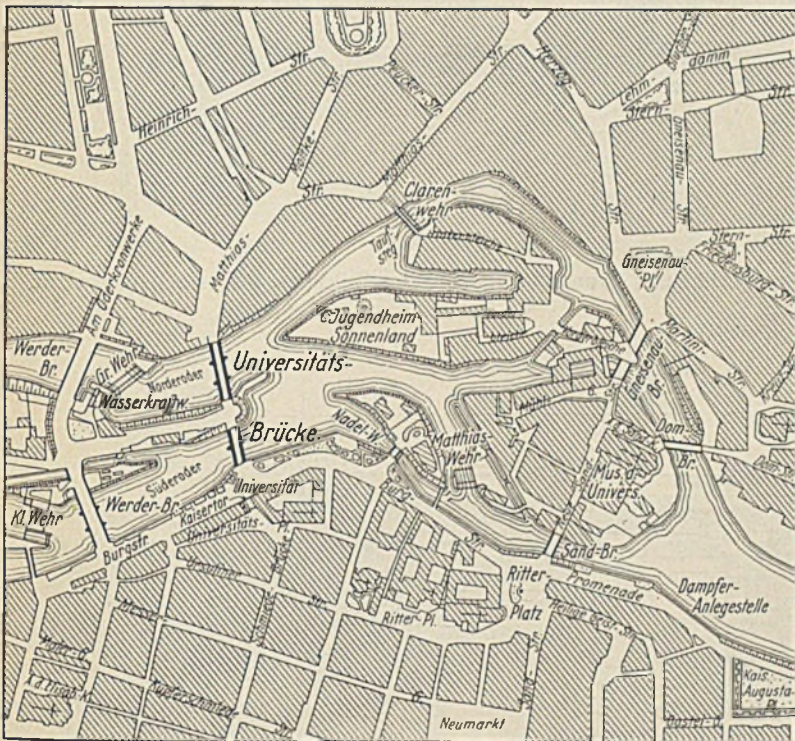


Abb. 1. Übersichtsplan.

Hauptstraße in nordsüdlicher Richtung durchquert (Abb. 1). Das aus den Jahren 1868/69 stammende Brückenbauwerk (Abb. 2), das seinen Namen nach dem dem südlichen Brückenkopf vorgelagerten und die Straße mit einer Durchfahrt überwölbenden Gebäude der Friedrich-Wilhelm-Universität erhalten hat, überquert den Strom an der Engstelle unmittelbar oberhalb seiner Gabelung in Norder- und Süderoder. Zwischen granitenen Pfeilern sind fünf je 23 m weite Öffnungen vorhanden, von denen zwei dem Durchfluß der Süderoder und drei dem der Norderoder dienen.

Die Ansicht des alten Universitäts-Brückenzuges von Oberstrom ist in Abb. 3 festgehalten, die links die Brücke über die Süderoder, rechts die Brücke über die Norderoder zeigt.

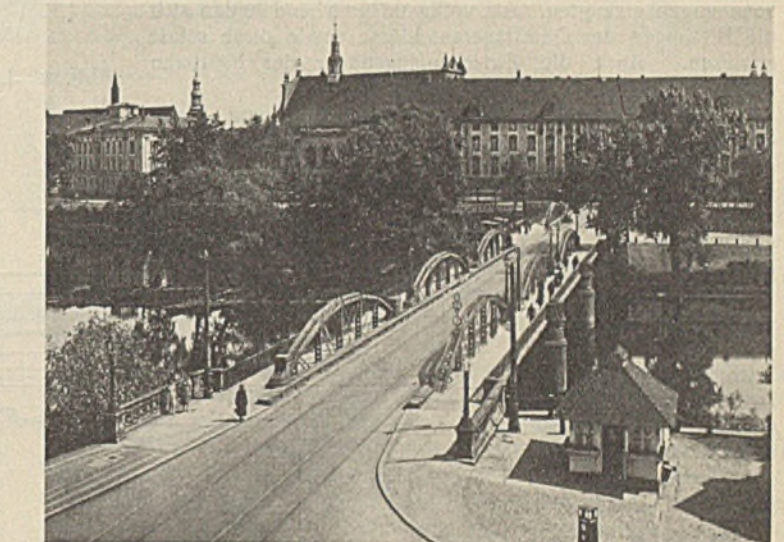


Abb. 2. Die alte Schwedlerbrücke, erbaut 1868/69.

Während die alte, 12,50 m breite Brücke wegen ihrer Einengung durch die Hauptträger eine Nutzungsbreite von nur  $6,18 + 2 \cdot 2,14 = 10,46$  m hatte, besitzt die neue Brücke eine solche von 19 m. Sie trägt eine 11 m breite Fahrbahn, zwei seitliche je 2,80 m breite Fußstege und je 1,20 m breite Radfahrwege zwischen ihnen und der Fahrbahn.

Trotz dieser erheblichen Verbreiterung ergab sich für die Bodenpressung unter den Pfeilern nur ein Zuwachs von höchstens 30%. Die größte Bodenbeanspruchung selbst beträgt nach dem Umbau  $3,50 \text{ kg/cm}^2$ . Sie übersteigt jedenfalls nicht die Festigkeit der kiesigen Bodenschichten, auf denen die Pfeiler seinerzeit im Schutze hölzerner Spundwände gegründet worden sind. Andererseits würden die Pfähle, auf denen nach



Abb. 3. Ansicht des alten Brückenzuges von oberstrom.



den Abb. 5 u. 6 drei der Baukörper ruhen, im Höchstfalle Auflasten von 12 t je Pfahl aufzunehmen haben, wenn man die Tragfähigkeiten des Bodens zwischen ihnen vernachlässigt.

II. Die alten Überbauten.

Den reichlichen Breitenabmessungen der Pfeiler sowie dem vorzüglichen Bauzustande, in dem sie sich befinden, steht die sparsame Bemessung der Brückenträger gegenüber, die unter Berücksichtigung der vor 65 Jahren üblichen Verkehrslasten als Schwedlerträger berechnet worden sind. Bei der den Schwedlerträgern eigentümlichen Veränderlichkeit des Kräftespiels beim Überschreiten der ihrer Berechnung zugrunde gelegten Lastmomente mußte sich die erhebliche Steigerung der Verkehrslasten seit Bestehen der Brücke ganz besonders ungünstig auswirken. So hatte die Nachprüfung dieser eisernen Überbauten auf Grund der zur Zeit geltenden Vorschriften DIN 1072/73 für Brückenklasse I z. B. in den Pfosten der Hauptträger Spannungen bis zu 2300 kg/cm<sup>2</sup> ergeben, das ist das Dreifache der für den Bau der schweißeisernen Brücke seinerzeit zugelassenen Beanspruchung von 800 kg/cm<sup>2</sup>. Diese gewaltige Überschreitung ist allerdings nicht nur auf die Steigerung der Verkehrslasten, sondern auch auf die Anwendung des inzwischen vervollkommenen Berechnungsverfahrens unter weitgehender Berücksichtigung der Nebenspannungen zurückzuführen. Die auf die Zugbandstreben entfallenden erheblichen Druckkräfte mußten durch die steifen Knotenpunkte übertragen werden, in denen sie zusätzliche Biegungsspannungen erzeugten. Als völlig unzureichend hatten sich die Nietungen der Querträgeranschlüsse sowie diese selbst erwiesen. Auch die Zwischenlängsträger der Fahrbahn genügten nicht mehr.

Für die Querträger hatte die Nachberechnung Spannungen bis zu 1995 kg/cm<sup>2</sup> ergeben, d. h. 150% mehr, als ursprünglich zugelassen war. Allerdings verringert sich diese Überschreitung erheblich, wenn man in Ermangelung von allgemeinen Vorschriften für die Beanspruchung von Bauten aus Schweiß-eisen die für ihre Nachprüfung von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft festgesetzte Grenzspannung von 1400 kg/cm<sup>2</sup> zum Vergleich heranzieht.

Einen sehr lehrreichen Aufschluß über die tatsächlichen Festigkeitszahlen des zum Bau verwendeten Schweiß-eisens geben die nachträglich im Institut für Herstellungsverfahren und Materialkunde der Technischen Hochschule Breslau ausgeführten Zerreiβversuche an einer größeren Anzahl von Probestäben, die den verschiedensten Stellen der Hauptträger entnommen waren. Nach dem Ergebnis dieser Versuche bewegte sich die Zugfestigkeit des Schweiß-eisens bei seiner Beanspruchung in der Walzrichtung zwischen 3340 und 4200 kg/cm<sup>2</sup>. Der mittlere Wert betrug 3600 kg/cm<sup>2</sup>. Die Streckgrenze ergab sich im Mittel zu 2850 kg/cm<sup>2</sup>. Auch die Bruchdehnung entsprach ungefähr der für Fluβstahl St 37 vorgeschriebenen unteren Grenze. Dagegen trat der Bruch bei den Probestäben quer zur Walzrichtung, die den Knotenblechen entstammten, plötzlich, d. h. ohne nennenswerte Einschnürung und Dehnung bei Beanspruchungen ein, die zwischen 2460 und 2770 kg/cm<sup>2</sup> sich bewegten und einen Mittelwert von nur 2630 kg/cm<sup>2</sup> ergaben.

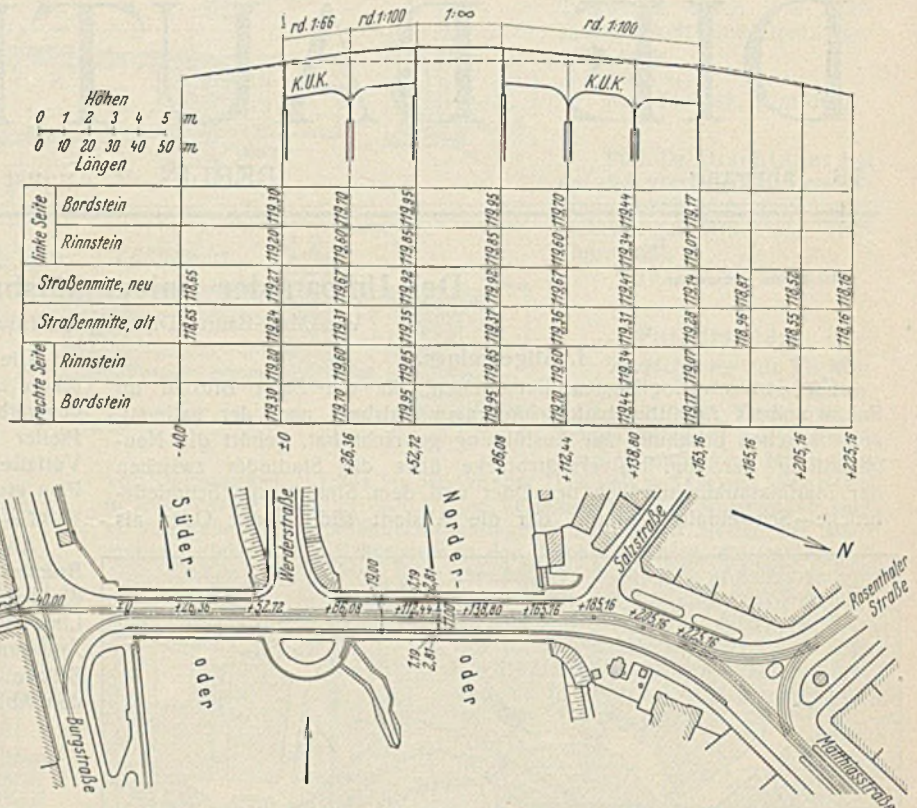


Abb. 4. Längenschnitt und Grundrißanordnung des Brückenzuges nach dem Umbau.

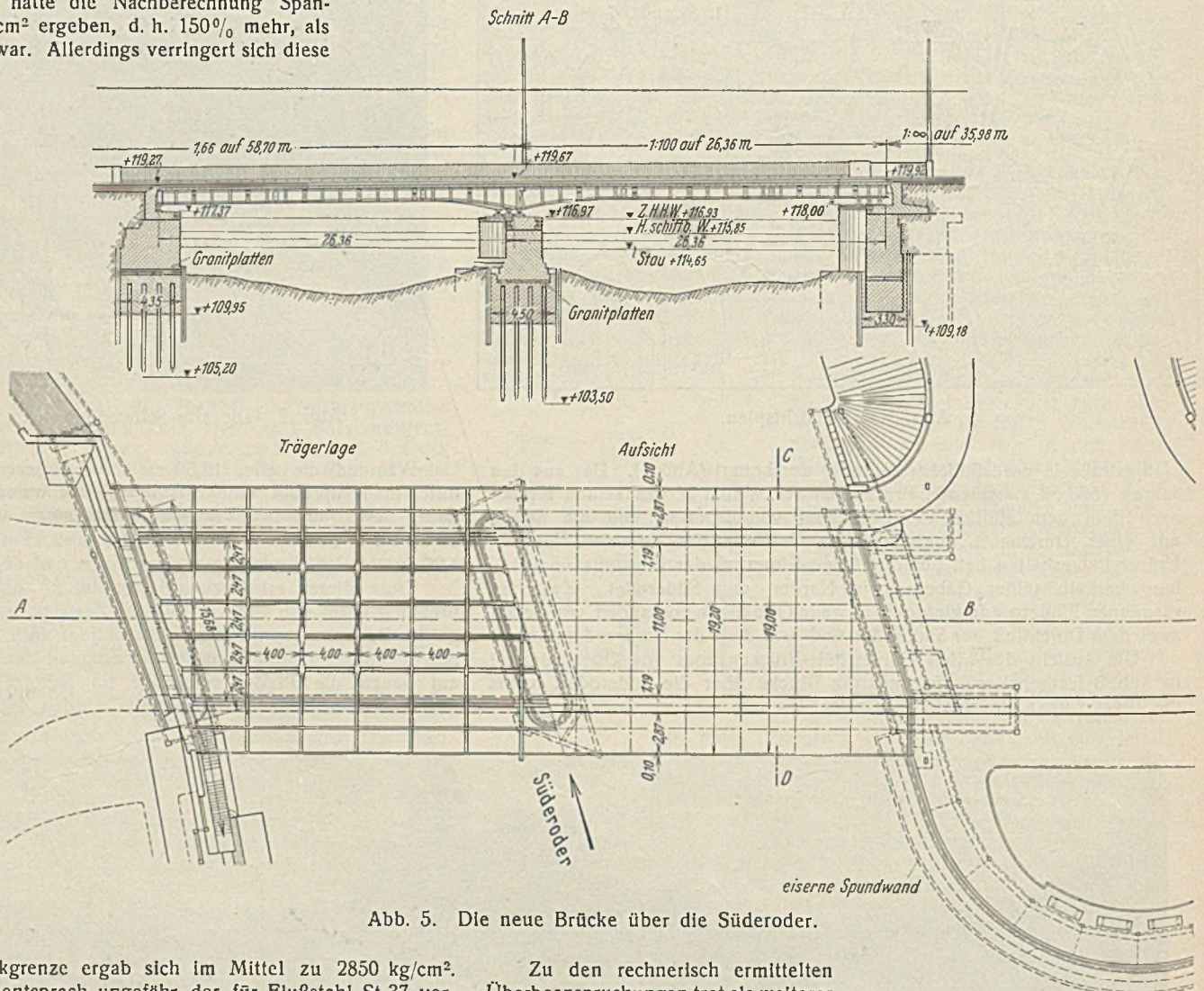


Abb. 5. Die neue Brücke über die Süderoder.

Zu den rechnerisch ermittelten Überbeanspruchungen trat als weiterer Mangel der starke Rostangriff, dem u. a. die Hauptträger namentlich an ihren die Fahrbahntafel durchdringenden Stellen anheimgefallen waren. Eine Wiederverwendung der alten Brückenüberbauten konnte unter diesen Umständen weder für den Umbau noch für irgendwelche andere baulichen Zwecke in Frage kommen.



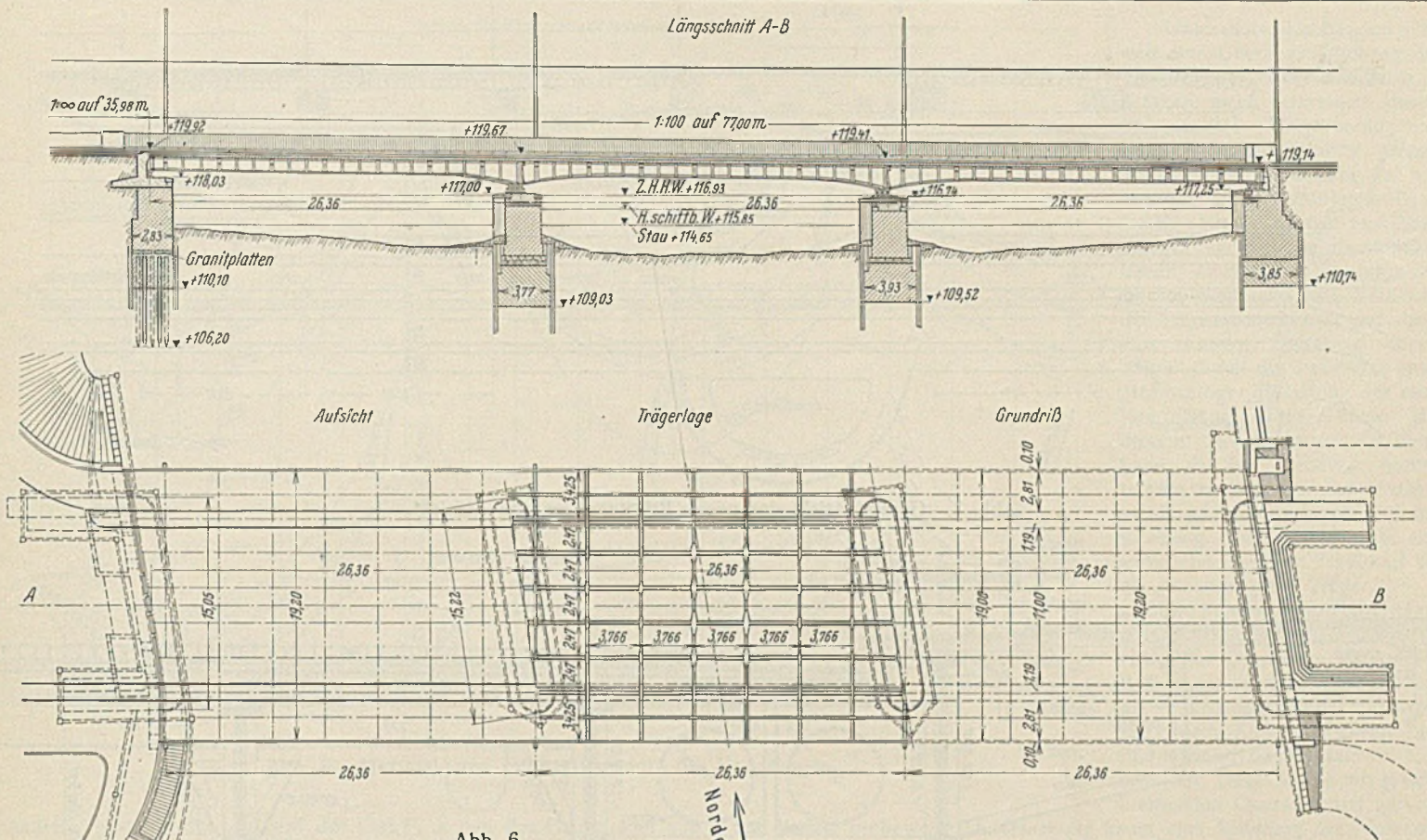


Abb. 6.  
Die neue Brücke  
über die Oder.

### III. Die neuen Überbauten.

Die neuen Brückentragwerke bestehen aus je sechs nebeneinander liegenden I-Trägern, die als Balken auf drei und vier Stützen die beiden Öffnungen der Süderoder und die drei Öffnungen der Norderoder jeweils in einem Zuge überspannen (vgl. Abb. 5 u. 6 sowie Abb. 7). Diese Hauptträger, die in Abständen von 2,47 m angeordnet sind, werden alle 3,77 m bis 4 m durch Querträger miteinander verbunden, die im allgemeinen aus Walzträgern I 30 mit genieteten Versteifungswinkeln an den Anschlußstellen bestehen. Zwischen den beiden äußeren Hauptträgern sind sie durch genietete hohe Träger ersetzt worden, um die Unterbringung der Rohrleitungen der städtischen Betriebswerke und den Anschluß der 3,43 m ausladenden Freitragger der Fußstege und Radfahrwege zu erleichtern. Zur besseren Versteifung des Haupttragwerks sind auch die mittleren beiden Querträger über jeder Brückenöffnung in gleicher Weise, d. h. bis zur

freitragger erheblich tiefer als ihr oberer Anschluß an den äußeren Hauptträger angeordnet werden mußte, um unterhalb der Fußstegplatte genügend Raum für die Unterbringung der Kabel zu gewinnen. Zur Aufnahme des Belages aus Querbohlen, auf denen diese ruhen, dienen die in den Schnitten enthaltenen beiden ungleichschenkligen Winkel und die Lamelle unterhalb des Fußstegunterstützungsträgers in der Mitte.

Für die verhältnismäßig große Länge der Freitragger war, abgesehen von der für den Verkehr erforderlichen Breite der Brücke, die für die Lagerung der Brückentragger verfügbare Pfeilerlänge maßgebend.

Die Stützweite des Tragwerks wurde trotz der etwas verschiedenen Weite der Durchflußöffnungen durchweg mit 26,36 m bemessen. Die unter der Brücke vorhandene äußerst geringe Bauhöhe erforderte verhältnismäßig niedrige Träger. So haben die vier mittleren Träger Stegbauhöhen von nur 900 mm, die jenseits der Fahrbahn liegenden äußeren Träger solche von 1230 mm erhalten. Über den Strompfeilern sind die Hauptträger voutenförmig um 700 mm erhöht worden.

Die Auflösung des Tragwerks in eine größere Anzahl nebeneinander liegender Hauptträger ist statisch zwar nicht als günstigste Lösung zu bezeichnen. Sie war aber notwendig, da die Ausführung mit nur zwei Hauptträgern wegen der bereits vorerwähnten geringen Bauhöhe unter der Brückenfahrbahn nicht möglich war. Außerdem wären die Pfeiler gerade an ihren Enden allzu stark beansprucht worden. Demgegenüber bietet die gewählte Lösung den Vorteil einer gleichmäßigeren Verteilung der Auflagerkräfte auf den ganzen Pfeiler. Andererseits war eine Lösung mit ganz oder teilweise über der Fahrbahn liegenden Trägern im höchsten Grade unerwünscht, da durch sie der Ausblick auf die Oder und das schöne Universitätsgebäude in ähnlicher Weise wie durch die alten Fachwerküberbauten sehr beeinträchtigt und behindert worden wäre.

Anordnung und Aufteilung der beiden Tragwerke der über Norder- und Süderoder führenden Teilbrücken des Universitätsbrückenzuges ergeben sich im einzelnen aus den Darstellungen der Abb. 5 u. 6.

Der statischen Berechnung liegen die Belastungsannahmen für Straßenbrücken DIN 1072 von September 1932 für Brückenklasse I mit einer 24 t schweren Dampfwalze, 12-t-Lastwagen und Menschengedränge von 500 kg/m<sup>2</sup> zugrunde. Ferner ist dem Straßenbahnbetrieb durch Berücksichtigung der in Breslau in Frage kommenden 22 t schweren Motorwagen mit zwei Achslasten von je 11 t Rechnung getragen worden. Maßgebend für die Berechnung waren ferner die „Berechnungsgrundlagen für eiserne Straßenbrücken“ DIN 1073 vom April 1928.

Das Tragwerk besteht im allgemeinen aus gewöhnlichem Baustahl St 37. Nur für die stärker beanspruchten äußeren Hauptträger wurde hochwertiger Stahl St 52 gewählt. Die stärkere Beanspruchung dieser Träger ergab

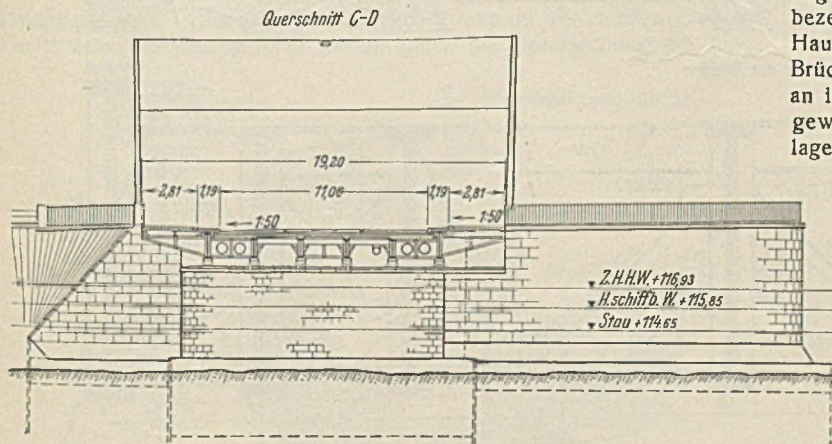


Abb. 5a. Brückenquerschnitt mit Zwischenstützmauer.

vollen Höhe des Haupttragwerks ausgeführt worden. Nur zwischen den Auflagerstellen über den schräg stehenden Pfeilern sind wegen der erheblich größeren Querschnittshöhe fachwerkartige Verspannungen eingefügt.

Die drei verschiedenen Ausführungsarten der Querträger sind aus den Querschnitten des Brückentragwerks (Abb. 8a bis c) ersichtlich, die auch Aufschluß über die Abmessungen und die Anordnung der einzelnen Tragwerkteile geben. Bemerkenswert sei nur, daß die Oberkante der Fußsteg-



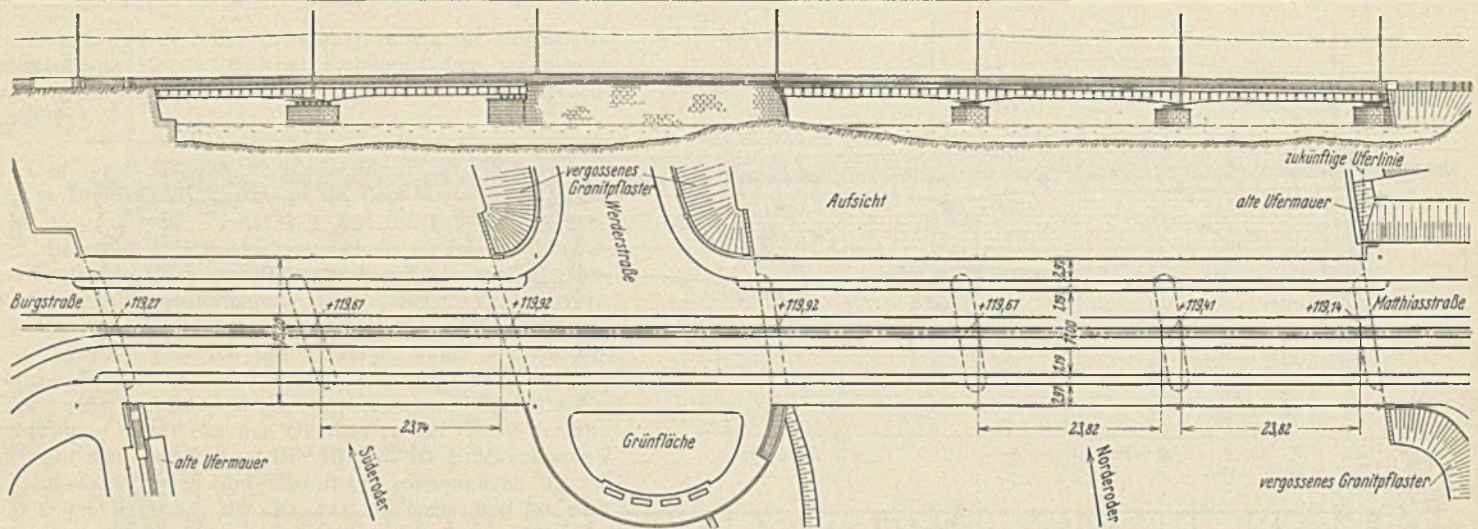


Abb. 7. Gesamtansicht des neuen Brückenzuges und Aufsicht.

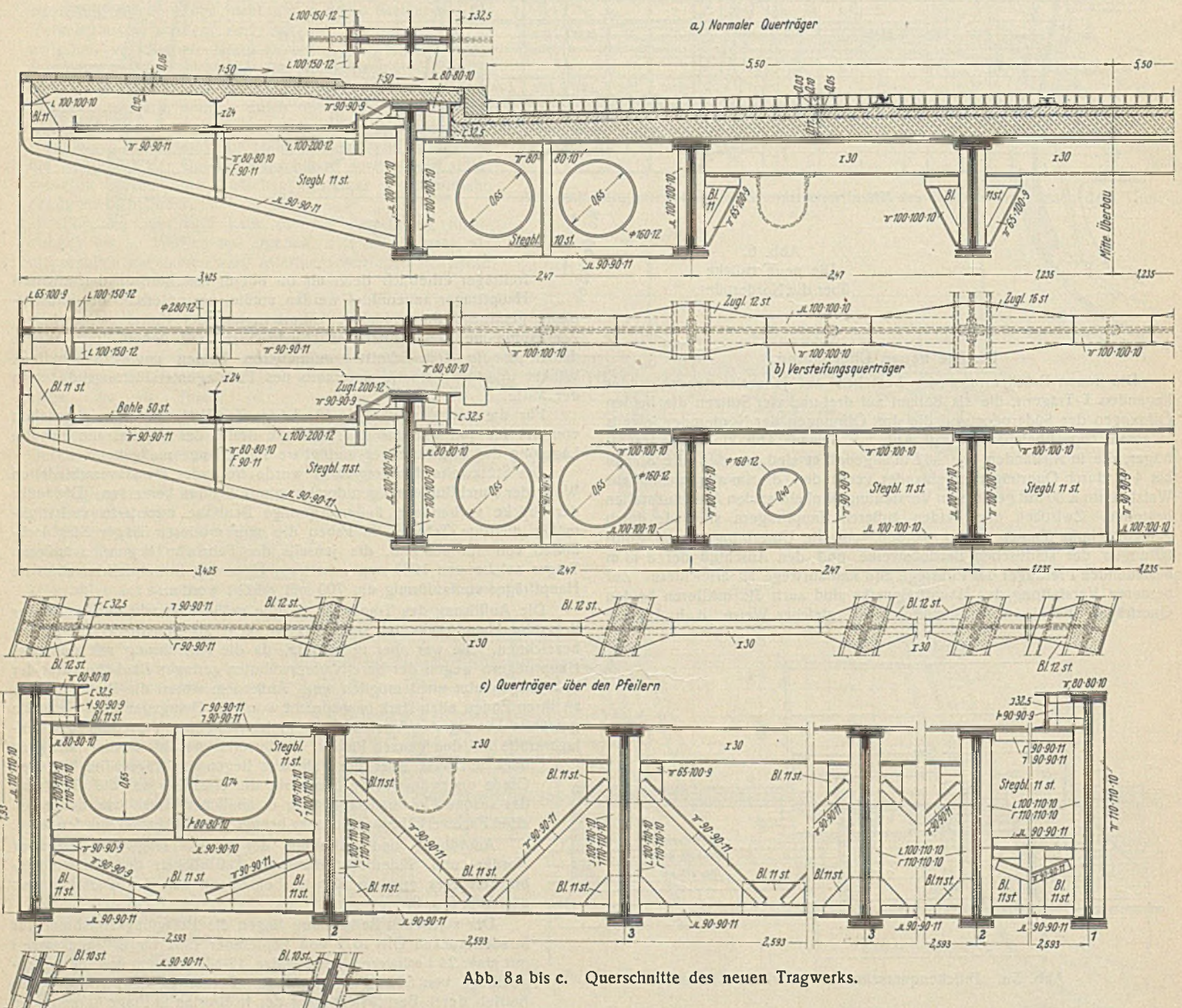


Abb. 8a bis c. Querschnitte des neuen Tragwerks.

sich einmal aus der stärkeren unmittelbaren Belastung der an diesen Trägern befestigten, weit ausladenden Fußstegfreitrag, hauptsächlich aber aus dem Zusammenwirken des gesamten Tragwerkrotes in der Querrichtung der Brücke. Die Versteifung der verhältnismäßig dicht nebeneinander liegenden Hauptträger durch die Querträger und die massive Brückentafel ist so groß, daß für die Verteilung der Lasten die Annahme einer starren Querverbindung gerechtfertigt erschien.

Die Lastanteile der sechs Hauptträger wurden daher nach der von Prof. Dr. Brunner, Graz<sup>1)</sup>, angegebenen Beziehung

$$K = P \cdot \frac{J_k}{\sum J} + \frac{P \xi J_k x_k}{\sum J x^2}$$

<sup>1)</sup> Vgl. Bauing. 1932, S. 562.



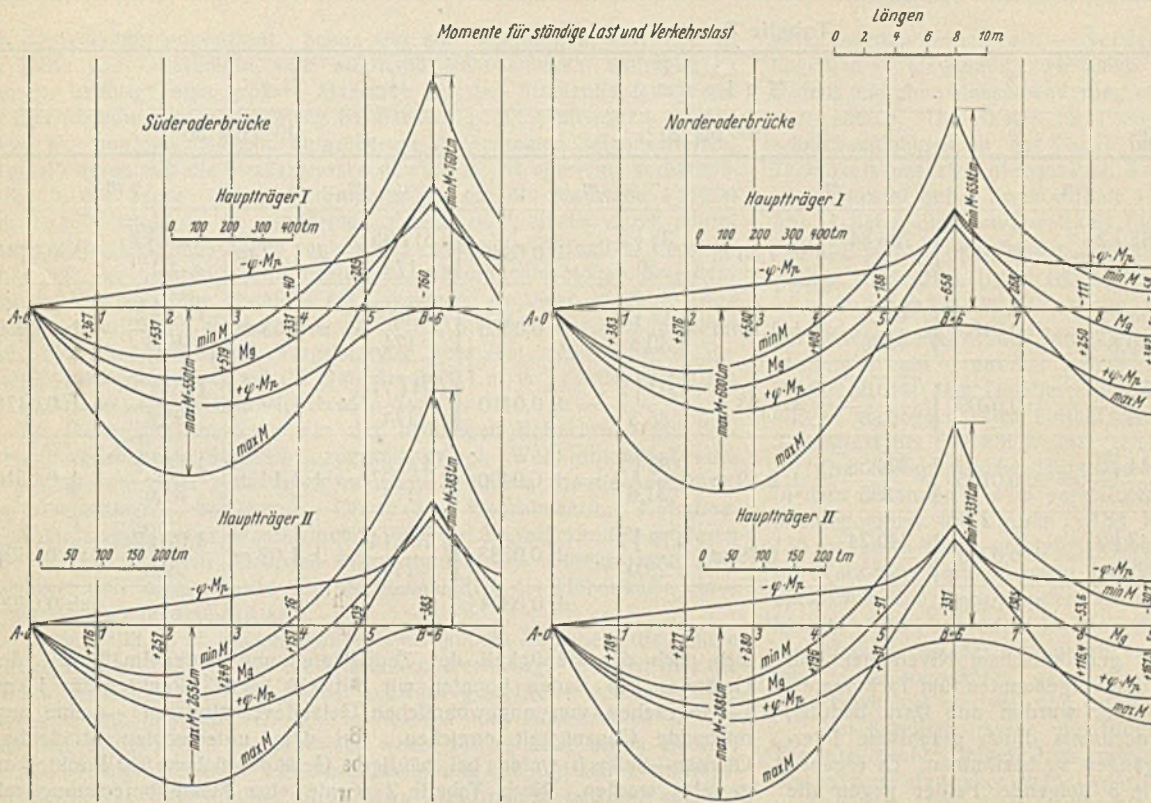


Abb. 9. Maximal- und Minimalmomente der Hauptträger.

ermittelt, wobei  $\xi$  den Abstand der Last  $P$ ,  $x$  den der Hauptträger von der Brückenachse bedeutet. Der zweite Ausdruck auf der rechten Seite dieser Gleichung wird für symmetrische Belastung des Querschnitts zu Null, so daß die ständige Last lediglich nach dem Verhältnis der Trägheitsmomente verteilt worden ist. Da die Randträger infolge ihrer größeren Höhe ein Trägheitsmoment aufweisen, das etwa doppelt so groß ist wie das der Fahrbahnträger, ist auch ihr Anteil an den Lasten der Träger wesentlich größer als der der unmittelbar unter der Fahrbahn liegenden Träger. So ergab die Berechnung mit Hilfe von Einflußlinien für die Stützendrucke der Fahrbahn auf die Längsträger bei den jeweils ungünstigsten Laststellungen für die äußeren Träger eine Höchstbelastung durch den Verkehr, die 2,3 mal so groß wie die Belastung der benachbarten und 3 mal so groß ist wie die der beiden mittleren Haupt-

net, da die probeweise Untersuchung kaum eine Änderung der Momente bei Berücksichtigung des wechselnden Trägheitsmomentes ergeben hatte.

Der Verlauf der so gefundenen Größt- und Kleinstmomente für die äußeren Hauptträger (Hauptträger I) und die ihnen benachbarten Fahrbahnträger — Hauptträger II — der beiden Einzelbrücken sind in Abb. 9 zeichnerisch dargestellt. Die mittleren Hauptträger wurden nicht besonders berechnet, da ihre Belastung und Beanspruchung geringer ist als die der äußeren Fahrbahnträger, deren Querschnittabmessung auch sie erhalten haben. Wie die Darstellung zeigt, sind die größten Stützenmomente der Hauptträger I bei beiden Brücken mit 760 tm und 658 tm etwa doppelt so groß, wie die der Hauptträger II von 383 tm und 331 tm, während ihre größten Feldmomente — 550 tm und 600 tm — noch etwas über den zweifachen Werten der entsprechenden Feldmomente der Träger II von 265 tm und 288 tm liegen. (Schluß folgt.)

### Die topographische Grundkarte 1:5000 im Dienste des Bauingenieurs.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. Walther, Karlsruhe.

(Schluß aus Heft 31.)

In a) und b) steckt dabei die Wirkung des mittleren Höhenfehlers der topographischen Grundkarte, der je nach Punktzahl verschieden groß ist. Es ist daher für die weiteren Ausführungen die Untersuchung der topo-

graphischen Vermessung. Zur Klärung dieser Frage wurde im badischen Murgtal (bei Gernsbach) das in Abb. 4 gezeigte Versuchsgelände von 1 km<sup>2</sup> Größe ausgesucht, das 0 bis 30° Geländeneigungen hat und der

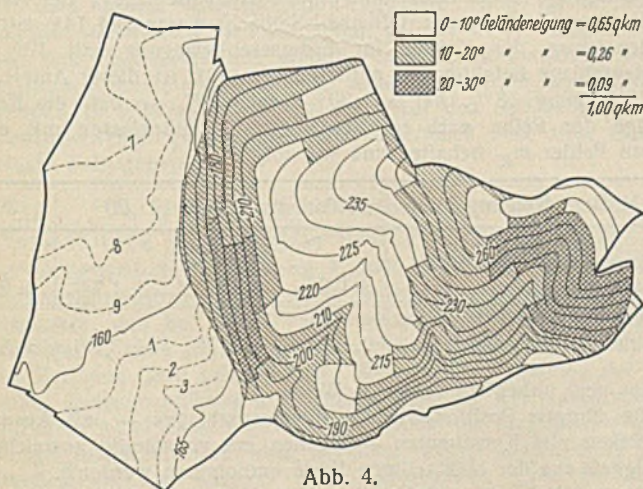


Abb. 4.

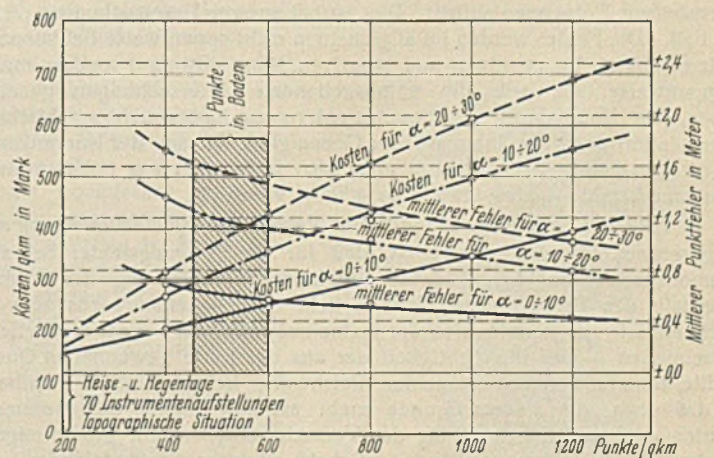


Abb. 5.

graphischen Grundkarte nach der Richtung hin notwendig, in welchem Verhältnis bei einer Steigerung der Zahl der Aufnahmepunkte die Höhen- genauigkeit zunimmt und in welchem Verhältnis die Kosten der topo-

graphischen Vermessung. Zur Klärung dieser Frage wurde im badischen Murgtal (bei Gernsbach) das in Abb. 4 gezeigte Versuchsgelände von 1 km<sup>2</sup> Größe ausgesucht, das 0 bis 30° Geländeneigungen hat und der Reihe nach mit 400, 600, 800, 1000 und 1200 Aufnahmepunkten über-



Tabelle 3.

Zahl der Aufnahme- punkte	N e i g u n g					
	0° bis 10°		10° bis 20°		20° bis 30°	
	$m_h$	$m_\alpha$	$m_h$	$m_\alpha$	$m_h$	$m_\alpha$
400	$\sqrt{\frac{181,99}{411}} = \pm 0,68$ m	$\frac{0,68}{50} \sqrt{2} = \pm 0,0188$	$\sqrt{\frac{705,84}{385}} = \pm 1,35$ m	$\frac{1,35}{50} \sqrt{2} = \pm 0,0380$	$\sqrt{\frac{517,85}{174}} = \pm 1,72$ m	$\frac{1,72}{50} \sqrt{2} = \pm 0,0484$
600	$\sqrt{\frac{116,98}{411}} = \pm 0,53$ m	$\frac{0,53}{40,8} \sqrt{2} = \pm 0,0183$	$\sqrt{\frac{487,5}{385}} = \pm 1,12$ m	$\frac{1,12}{40,8} \sqrt{2} = \pm 0,0386$	$\sqrt{\frac{406,06}{174}} = \pm 1,53$ m	$\frac{1,53}{40,8} \sqrt{2} = \pm 0,0530$
800	$\sqrt{\frac{106,32}{411}} = \pm 0,51$ m	$\frac{0,51}{35,3} \sqrt{2} = \pm 0,0202$	$\sqrt{\frac{410,35}{385}} = \pm 1,03$ m	$\frac{1,03}{35,3} \sqrt{2} = \pm 0,0410$	$\sqrt{\frac{244,71}{174}} = \pm 1,19$ m	$\frac{1,19}{35,3} \sqrt{2} = \pm 0,0476$
1000	$\sqrt{\frac{78,87}{411}} = \pm 0,44$ m	$\frac{0,44}{31,6} \sqrt{2} = \pm 0,0196$	$\sqrt{\frac{304,58}{385}} = \pm 0,89$ m	$\frac{0,89}{31,6} \sqrt{2} = \pm 0,0400$	$\sqrt{\frac{225,82}{174}} = \pm 1,14$ m	$\frac{1,14}{31,6} \sqrt{2} = \pm 0,0510$
1200	$\sqrt{\frac{74,81}{411}} = \pm 0,43$ m	$\frac{0,43}{29,0} \sqrt{2} = \pm 0,0209$	$\sqrt{\frac{240,74}{385}} = \pm 0,79$ m	$\frac{0,79}{29,0} \sqrt{2} = \pm 0,0383$	$\sqrt{\frac{182,14}{174}} = \pm 1,02$ m	$\frac{1,02}{29,0} \sqrt{2} = \pm 0,0496$
	Mittelwerte	$\pm 0,0196$		$\pm 0,0394$		$\pm 0,0499$

gelegt ist, wurden der Höhe nach mit geometrischem Nivellement auf wenigstens  $\pm 1$  cm bestimmt. Die aus den vorgenannten fünf Tachymeteraufnahmen gewonnenen fünf Kurvenbilder wurden nun dazu benutzt, die Höhen dieser 970 Grenzpunkte nochmals durch graphische Interpolation in fünf getrennten Rechnungsgängen zu bestimmen. Es ergaben diese interpolierten Höhen in Tabelle 3 folgende Fehler gegen die (nivellistisch erhaltenen) Sollwerte, und zwar mittlere Fehler in der Höhe

$$m_h = \sqrt{\frac{(\epsilon \epsilon)}{n}}$$

und in der Neigung  $m_\alpha = \frac{m_h \sqrt{2}}{E}$ , wo die  $E$  waagerechte Entfernung der Aufnahmepunkte ist.

In Abb. 5 sind die mittleren Fehler  $m_h$  als Schaulinien eingetragen, zusammengefaßt nach vorstehenden drei Geländegruppen. Die gestrichelten Abszissenlinien beziehen sich auf die mittleren Höhenfehler von 0,4 zu 0,4 m. In Abb. 5 sind auch die an den Versuchsaufnahmen im Murgtal ermittelten Kosten der Aufnahme dargestellt, wie sie sich bei Verwendung des Hammer-Fennelschen Diagrammtachymeters ergaben. Auf der Ordinatennachse erscheint ein konstanter Betrag für 1. Reise- und Regentage, 2. für 70 Instrumentenaufstellungen je km<sup>2</sup> (also in je 120 m Abstand in Gelände mit mittelguten Sichtverhältnissen) sowie 3. die zeichnerische Eintragung der topographischen Situation (Böschungen, Signaturen usw.). Die ausgezogenen Abszissenlinien bedeuten von 100 zu 100 RM die Kosten je km<sup>2</sup>.

Der mittlere Höhenfehler  $m_h$  der Tabelle 3 wirkt sich unmittelbar auf den aus der Karte konstruierten Längenschnitt (senkrechter Schnitt der Straßennachse mit der Erdoberfläche) aus. Die Folge einer falschen Geländehöhe über der Gradienten ist aber, daß beim Entwerfen die Straßennachse in waagrechttem Sinne gegen Berg oder gegen Tal falsch zu liegen kommt, ohne daß die Massenberechnung wesentlich beeinflußt wird. Vorausgesetzt ist, daß die Werte  $m_h$  in mäßigen Grenzen bleiben und die wahre — d. i. nach dem Massenausgleich richtig liegende — Straßennachse nicht zu grobe Abweichungen erfährt, so daß u. U. wegen des einzuhaltenden Mindesthalbmessers fälschlicherweise ein Mehr an Längentransport von Erdmassen auftritt. Dies ist bei unseren Untersuchungen nicht der Fall. Die Fehler werden im allgemeinen nicht sprungweise bei benachbarten Punkten im positiven und negativen Sinne auftreten, sondern mehr gruppenweise, da, wie die vorausgehenden Untersuchungen gezeigt haben, ein Hauptanteil an diesen Fehlern zu Lasten der graphischen Interpolation geht. Im Interesse der Genauigkeit der aus der Kurvenkarte gegriffenen Längenschnitte wird man also nicht zu einer höheren Aufnahmepunktzahl — also etwa über 400 — veranlaßt.

In Tabelle 3 sind ferner die mittleren Fehler in der Geländeneigung  $m_\alpha$  ausgerechnet. Bemerkenswert ist, daß für die Neigungsfehler bei zunehmender Punktzahl und dabei abnehmender Entfernung der Punkte innerhalb des Bereiches der Tabelle kein Genauigkeitszuwachs zu verzeichnen ist. Es konnte also die Aufnahmepunktzahl — nach Tabelle 3 zu schließen — auf die Richtigkeit der aus der Karte gewonnenen Querprofile innerhalb der untersuchten Reichweite keinen Einfluß ausüben, so daß etwa aus diesem Grunde mehr als 400 Punkte aufgenommen werden müßten. Zugrunde lag der Versuchsaufnahme ein großformiges, regelmäßig gestaltetes Gelände. Sobald kleinere Geländefalten und andere Unebenheiten vorhanden sind, wirkt sich die größere Punktzahl dahin aus, daß die Querprofillinien mehr Brechungspunkte aufweisen wie bei einer geringen Punktzahl, und damit ist die Abhängigkeit der Flächen- bzw. Massenberechnung von der Anzahl der Aufnahmepunkte gegeben. Die Wahl der Punktzahl ist eine Erfahrungssache und richtet

sich nach der Häufigkeit der Zerklüftung und Unregelmäßigkeit des Geländes. In Baden konnten wir mit 450 bis 600 Punkten für 1 km<sup>2</sup> — abgesehen von ungewöhnlichen Geländebeziehungen — eine ausreichende Genauigkeit erreichen. Bei dem untersuchten Straßenbau Ottenau—Selbach waren bei häufigen Geländebrüchen 500 Punkte/km<sup>2</sup> gewählt worden. Nach Tabelle 2 wurde eine Massenberechnung mit 16,8 % Unsicherheit durchgeführt.

Interessant wäre es, wenn von seiten der Bauingenieure sowohl aus dem Gebiete des Straßenbaues wie des Eisenbahnbaues ähnliche Nachprüfungen an Hand von Bauwerken durchgeführt würden, wobei schon vor dem Bau sowohl eine Kurvenkarte mit bestimmter Punktzahl als auch nivellierte Längen- und Querschnitte aufgenommen sein müßten. Erst an Hand umfangreicherer Materials läßt sich mehr Gewißheit verschaffen, und es soll auch der Zweck dieses Aufsatzes sein, die Bauingenieure auf die im Gange befindliche Entstehung der 5000teiligen topographischen Grundkarte aufmerksam zu machen und diese Fachschaft zu aktiver Mitarbeit bei den Genauigkeitsfragen zu veranlassen. Es wird ja in der geodätischen Literatur schon von jeher geklagt, daß diese Mitarbeit so schwer zu erreichen sei, und doch dient die topographische Grundkarte fast ausschließlich dem Bauingenieur, und wenn sie fertig vorliegt, wird sie in diesem Zustande von ihm verbraucht werden müssen! Es dürfte aber auch eine gewisse Initiative zur Zusammenarbeit von den Vermessungsbehörden ausgehen, wozu z. B. gehört, daß die Staatsbehörden für Studienzwecke an die Technischen Hochschulen zu niederen Ausnahmepreisen 5000teilige Karten, wie auch deren photographische Vergrößerungen, im Einvernehmen mit den Lehrstühlen des Eisenbahnbaues, Straßenbaues und Städtebaues abgeben, um die heranwachsende Generation mit der Karte bekanntzumachen.

Wir haben nun vorstehend ermittelt, daß die Erdmassen mit folgendem mittleren Fehler behaftet sind: bei Zugrundelegung von Längen- und Querschnitten mit  $\pm 9,5$  %, bei Verwendung einer 5000 teiligen Karte mit  $\pm 17,5$  %. Diese Unsicherheit erscheint nun aber weitaus nicht mit gleichem Betrage in der Endsumme eines Kostenanschlages. Bei unserem Beispiel eines Straßenbaues (Ottenau—Selbach) waren bei 14° mittlerer Geländeneigung die Kosten für Erdmassenbewegung mit 10% am Gesamtanschlag beteiligt, bei mittlerem  $\alpha = 20^\circ$  ist dieser Anteil nach roher Schätzung 18%, bei  $\alpha = 30^\circ$  desgl. 30%, so daß die Kostenanschlüge der Reihe nach in diesen drei Geländeklassen mit einem mittleren Fehler  $m_K$  behaftet sind wie folgt:

Mittlere Neigung	10°	14°	20°	30°
Bei Längen- und Querprofil- aufnahmen . . . . .	$\pm 0,6\%$	Versuchs- aufnahme $\pm 0,95\%$	$\pm 1,7\%$	$\pm 2,8\%$
Bei Herstellung der topo- graphischen Grundkarte . . . . .	$\pm 0,95\%$	$\pm 1,7\%$	$\pm 3,1\%$	$\pm 5,1\%$

Dies sind unbedingt zulässige Werte.

Alle übrigen Positionen eines Kostenanschlages — mit Ausnahme der Brücken und Kunstbauten — können mit vollständig ausreichender Genauigkeit aus der 5000 teiligen Karte entnommen werden<sup>5)</sup>.

Das praktische Beispiel Abb. 1 war im Maßstab 1:5000 durchgeführt, um zu zeigen, daß auch hier noch ein endgültiges Entwerfen möglich ist. Die Zeichnung selbst wird aber dabei außerordentlich fein und für

<sup>5)</sup> Vgl. auch Bautechn. 1929, Heft 28, S. 432 ff.



den Bautechniker ungewohnt. Schon um alle Böschungen, Fußwege, in der Nähe von Ortschaften auch allerhand Nebenanlagen, eintragen zu können, benötigt man größere Maßstäbe für den Straßenbau, während der Eisenbahnbau meist durchweg im Maßstab 1:5000 entworfen werden kann. Die photomechanische Vergrößerung der schmalen Geländestreifen, innerhalb deren sich die Straßentrassen abwickeln, ist aber eine verhältnismäßig billige Sache. Diese Vergrößerungen auf die Maßstäbe 1:2000 oder 1:1000 sind, da sie aus diesen Maßstäben ihrerseits durch photomechanische Verkleinerungen entstanden sind, der Situation nach so genau wie der ursprüngliche Katasterplan, während die Höhenkurven für diese großen Maßstäbe ebenfalls noch genügen, da diese in ihrer Lage mit einem mittleren Fehler von  $m_1 = \pm(2,5 + 0,25 \cotg \alpha) m$  behaftet sind, die photographische Vergrößerung aber bei den heutigen Reproduktionseinrichtungen auf 0,1 mm, das ist 0,1 m in 1:1000 oder 0,2 m in 1:2000, genau durchgeführt werden kann.

Als Genauigkeitsmaßstab war der bisherigen Betrachtung die Erdmassenberechnung im Straßenbau zugrunde gelegt. Wohl gibt es nebenher noch Dinge, die einer besonderen Aufnahme bedürfen, wie die Anschlüsse von Neubaustraßen, bestehenden Ortsstraßen, Hauseinfahrten, Hofraiten, die Abänderungen aller Wasserrinnen vom zu überbrückenden größeren Fluß bis herunter zur kleinsten Pflasterrinne. Die Objekte sind aber vereinzelt und können nicht für die Genauigkeit der Höhenkarte eines ganzen Landes maßgebend sein.

Jedoch gibt es im Ingenieurwesen auch größere Aufgaben, die höhere Genauigkeiten verlangen als die Erdmassenberechnung. Es sind dies die Mellorationen im dünenhaften oder schwach gewellten Flachlande. Sie verlangen Höhenkurven von 0,50 m Abstand und Höhenzahlen in der Sohle der Mulden und der Rinnsale, wenn solche auch etwas weniger als 0,50 m eingetieft sind. Für diese Darstellung benötigt man erfahrungsgemäß 600 bis 1000 Punkte, nicht etwa gleichmäßig verteilt, sondern verursacht durch viele Einzelhöhen an Ober- und Unterkante aller Böschungen, an Muldensohlen, durch Messungen der Sohlenhöhen in Rinnsalen usw. Der mittlere Höhenfehler sinkt bei dieser Aufnahmeart auf unter  $\frac{1}{3} \cdot (0,4 + 5 \tg \alpha) m$ , wobei abgesehen wird von einem  $\alpha$  zwischen 0 bis 5°, innerhalb welcher Gefällstufe eine gewisse untere Genauigkeitsgrenze (etwa 0,25 m) nicht unterschritten werden kann.

Die von der Tachymetrie erreichten Genauigkeiten können bei Aerophotogrammetrie mit entsprechenden Flughöhen ebenfalls erzielt werden. Soweit wir in Baden über Erfahrungen verfügen — die jedoch durch umfangreichere Feststellungen in der nächsten Zeit noch präzisiert werden müssen —, kann man folgern, daß bei einer Brennweite der Aufnahmekammer von 20 cm und  $\frac{1}{3}$  Basisverhältnis der durchschnittlichen Punktzahl von 500 je km<sup>2</sup> bei der Tachymetrie eine Flughöhe von 1500 m bei der Photogrammetrie entsprechen dürfte und einer Punktzahl von 1000 eine Flughöhe von vielleicht 700 m. Oberregierungsrat Seidel, Berlin, gibt über die Flugaufnahme von Amrum<sup>6)</sup> bei Flughöhen von 900 bis 1000 m und Basisverhältnis  $\frac{1}{3}$  einen mittleren Fehler an:  $m_h = (0,35 + 0,28 \tg \alpha) m$ . Die Genauigkeitskurve der photogrammetrischen Aufnahmen verläuft bei höheren Additionskonstanten wesentlich flacher als die der tachymetrischen Aufnahmen.

Man wird wohl annehmen dürfen, daß mit der Aerophotogrammetrie bei niederem Flug auch bei flachem Gelände die höhere Genauigkeitsstufe für Mellorationen erreicht werden kann, was aber noch durch umfangreicheres Aufnahmematerial erhärtet werden muß. Bei der Erdphotogrammetrie kann man von vornherein durch Wahl der Aufnahmebedingungen sich auf die höhere Genauigkeitsstufe einrichten.

Will man also die topographische Grundkarte 1:5000 für die Möglichkeit von Mellorationsentwürfen einrichten, so muß in den entsprechenden Gebieten des Flachlandes mit erhöhter Genauigkeit gemessen werden. Die in Betracht kommenden Gebiete lassen sich durch die staatlichen Baubehörden in großen Zügen angeben. Auf den 5000teiligen Karten wären entsprechende graphische Übersichtskärtchen über diese Genauigkeitsgebiete beizugeben.

#### 4. Einige Wirtschaftlichkeitsfragen.

##### a) Verwendung von topographisch geschultem Personal.

Die topographische Grundkarte 1:5000 wurde in Baden von der Wasser- und Straßenbaudirektion 1924 in Angriff genommen unter dem Gesichtspunkte, daß bei ihrem Vorhandensein das Entwerfen aller Bauingenieurobjekte ohne eigene Sonderaufnahmen möglich ist, wodurch sehr viel Zeit und Geld gespart wird. Schon die Beschaffung der Lagepläne unter Zusammenfügung und Maßstabänderung von Katasterblättern durch für diese Arbeiten nicht geschultes Personal der Bauämter verursacht eine Menge Mehrarbeit und wird ungenau. Daran anschließend folgen die Nivellements von Längen- und Querschnitten beim Straßenbau, Flächennivellements bei Ortsbauplänen, Kanalsationen, Mellorationen. Alle genannten Arbeiten sind nur für den augenblicklichen Bauzweck bestimmt und können im allgemeinen nicht wieder — etwa zu einem

geschlossenen Kartenwerk — verwertet werden. Die Kosten für 1 km<sup>2</sup> Lageplan — Gewinnung wie oben beschrieben — ist in freier Feldlage Badens und ohne Maßstabänderung auf 4 bis 6 Tage oder 60 bis 100 RM/km<sup>2</sup> anzunehmen. Die Kosten für 1 km Straßlänge für Längen- und Querschnittsaufnahmen in der Natur betragen bei 3 Tage Feldarbeit eines Technikers mit zwei Meßgehilfen  $3 \cdot (20 + 2 \cdot 6) = 96$  RM, Auftragung der Profile kostet bei 4 Tagen Arbeit  $4 \cdot 16 = 64$  RM. Bei unserem Beispiel Abb. 3 hätte die Bauverwaltung für genannte drei Vorarbeiten bei Herstellung eines 150 m breiten Lageplans 1:1500 aufgewendet:

$$\left. \begin{aligned} (2,76 \cdot 0,15) \cdot 100 \text{ RM} &= 40 \text{ RM} \\ 2,76 \cdot 160 \text{ RM} \cdot \dots &= 420 \text{ RM} \end{aligned} \right\} \text{ zus. } 460 \text{ RM}$$

bei einem Zeitaufwand von  $2,5 + 20 = 22,5$  Tagen, für kleine Landgemeinden ein nennbarer Betrag. Hierzu muß noch 1 bis 2 Tage für Feldarbeit mit dem Gefällmesser vorausgehen, da keine genauen Höhenkurven vorliegen. Also einschl. Sonn- und Reisetage gibt dies 1 Monat Zeitverlust bei 500 RM Mehrkosten.

Die topographische Grundkarte einschließlich Drucklegung kostete in dem Gelände, in dem vorstehendes Beispiel gelegen ist, bei 500 Aufnahmepunkten 450 RM/km<sup>2</sup>. Die Karte über dem Geländestreifen von 150 m Breite hätte vergleichsweise gekostet  $2,76 \cdot 0,15 \cdot 450 = 185$  RM. Ihr Wert und Vorhandensein gilt aber nicht nur für den einen augenblicklichen Bauzweck, sondern für alle Ingenieurarbeiten auf Jahrhunderte hinaus. Ganz besonders ist die Möglichkeit der Ausarbeitung von Vergleichstrassen auf der Grundkarte hervorzuheben, die bei den dem Kraftfahrzeugverkehr angepaßten, geänderten Grundzügen des Straßenbaues heute ganz besonders wertvoll und erforderlich ist.

Bei Eisenbahntrassen und Flußbauten sind die Verhältnisse ähnlich. Die Querprofile folgen hier meist in größeren Abständen wie beim Straßenbau, sind aber dafür wesentlich länger. Es erscheint nach vorliegenden Ausführungen vollkommen gerechtfertigt, wenn die oberste Baubehörde in Baden im Jahre 1925 bei der badischen Volksvertretung die Durchführung der topographischen Grundkarte beantragte, und es dürfte durchaus budgetrechtlich begründet sein, wenn die einzelnen Bauverwaltungen und Forstverwaltungen des Reiches und der Länder größere Beihilfen jährlich — auch ohne augenblicklichen Anlaß — zu der Herstellung der Grundkarte fortlaufend beitragen würden, und dringend wünschenswert wäre es weiterhin im wirtschaftlichen Interesse, wenn alle bisherigen wie auch neugeschaffenen Instanzen einschließlich der neu in Aussicht genommenen Landesplanungstellen tunlichst durch die bestehenden topographischen Staatsbehörden ihren Bedarf an Höhenkarten und Höhenplänen herstellen lassen würden. In Ausnahmefällen, wie z. B. bei Arbeitsüberhäufung, müßten diese topographischen Behörden zum wenigsten die Nivellementnetze sowie die Genauigkeits- und die Signaturvorschriften liefern.

##### b) Der wirtschaftlichste Tachymetertyp<sup>7)</sup>.

Der Verfasser hat a. a. O. ausgeführt, wie hoch die mittleren Fehler der Feldmessung bei den gebräuchlichen Tachymetern sich belaufen. Es beträgt der mittlere Fehler der Höhenaufnahme irgendeines Punktes für eine Aufnahmeentfernung von 80 m und Geländeneigung von 30° je nach Wahl des Tachymeters 9 cm bzw. 17 cm, während der zulässige mittlere Höhenfehler eines aus der Karte entnommenen Punktes in diesem Falle 3,3 m (nach B. f. V.) bzw. 1,65 m nach Erfahrungen in Baden (das ist bei 600 Aufnahmepunkten) beträgt. Bei 45° Geländeneigung ist die Genauigkeit der Feldmessung 10 und 21 cm gegen mittlere Höhenfehler von 5,4 bzw. 2,7 m. Die Ungenauigkeit der Punktbestimmung im Felde ist je nach Geländeneigung also nur mit 3 bis 10% an der Ungenauigkeit der Punktentnahme beteiligt. Der Hauptanteil der Ungenauigkeit entfällt auf die zweimalige Interpolation, die zwischen Auftragung der Aufnahmepunkte und der Entnahme irgendeines Geländepunktes aus der Karte liegt. Eine Steigerung der Aufnahmegenaugigkeit bzw. der Präzision der gebräuchlichen Tachymetertypen — wozu ich auch die Kippregel mit einrechne — kommt also nicht in Frage. Es ist im Gegenteil alles nach der Richtung hin zu entwickeln, sowohl für Instrumentenaufstellung, wie Instrumentenablesung und Lattenbedienung den kürzesten

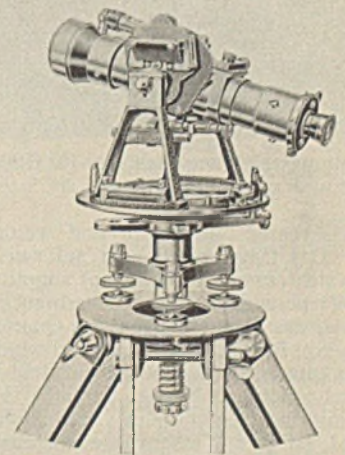


Abb. 6.

<sup>7)</sup> Z. f. Vermesswes. 1933, Heft 9.

<sup>6)</sup> Sonderheft 7 der Mitteilungen des Reichsamts für Landesaufnahme.



Zeitaufwand zu erreichen, um möglichst viele Aufnahmepunkte täglich erledigen zu können. Ebenso ist die Rechenarbeit für Tachymetrie tunlichst abzukürzen, was uns zu den selbstreduzierenden Tachymetern führt. Von den zahlreichen Versuchen auf diesem Gebiet ragt das Hammer-Fenneische Tachymeter (Abb. 6 u. 7) weit hervor. Mit diesem Instrument sind<sup>7)</sup> Tachymeterzüge bis zu 2 und 3 km nach Lage und

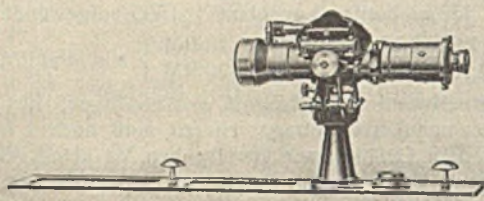


Abb. 7.

Höhe genügend genau durchführbar, und andererseits bringt die Aufnahme der Einzelpunkte mit ihm bei den badischen Verhältnissen rund 90 RM/km<sup>2</sup> Ersparnis, topographisch geschultes Personal vorausgesetzt. Dabei verstehe ich unter badischen Verhältnissen

- a) das Vorhandensein eines Lageplans, der aus den Katasterwerken gewonnen ist,
  - b) Einhaltung einer Genauigkeit  $m_h = 0,5 \cdot (0,4 + 5 \text{ tg } \alpha) m$ .
- Bei anderen Verhältnissen, wie unter a) und b) genannt, werden sich etwas andere Zahlen für die Ersparnisse ergeben.

#### c) Photogrammetrie.

Nachdem schon besprochen ist, daß Flug- wie Erdbildmessung den Genauigkeitsanforderungen des Bauingenieurs an die topographische

Grundkarte genügt, möchte ich noch über das wirtschaftliche Anwendungsgebiet der Photogrammetrie im Vergleich zur Tachymetrie folgendes sagen. Die Flugaufnahme setzt ein annähernd geschlossenes Aufnahmegebiet von wenigstens 20 bis 30 km<sup>2</sup> voraus, das wesentliche Hindernisse in Form von Nadelholzwäldern nicht enthält. Die Ersparnisse der Flugaufnahme bei einige 100 km<sup>2</sup> großem Gebiet sind nach unseren badischen, allerdings noch nicht sehr umfangreichen Feststellungen bei Flughöhen von 1300 m bis zu 300 RM und bei Flughöhen von unter 1000 m auf 50 bis 150 RM anzunehmen. Nach Oberregierungsrat Seidel, Berlin, betrug die Ersparnis bei kleinformatigem Dünenland und 900 bis 1000 m Flughöhe im Sinne Meßtischaufnahme minus Flugaufnahme = 1025 — 838 = 187 RM.

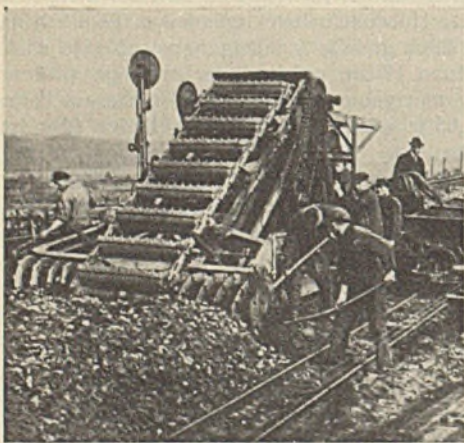
Es sind also bei geschlossenen größeren Flächen so wesentliche Ersparnisse zu erzielen, daß die Anwendung der Luftaufnahme zu einem wirtschaftlichen Gebot wird. Treten aber Nadelwälder auf und zerreißen den Zusammenhang, so sinkt die Wirtschaftlichkeit entsprechend der Häufigkeit des Waldvorkommens. Wo hier die übrigbleibenden, zerstreut liegenden waldfreien Flächen an Talhängen mit genügender Steilheit auftreten, tritt die Erdphotogrammetrie in wirtschaftlichen Vordergrund. Sie ist um so wirtschaftlicher, je steiler der Hang und je zeitraubender die Tachymetrie. In „Wirtschaftliche Betrachtungen über die photogrammetrischen Vermessungen in Baden, 1932“ sind an Beispielen aus den sehr mannigfaltig gelagerten Aufnahmeverhältnissen der Erdphotogrammetrie gegen die Tachymetrie Ersparnisse von 70 bis 450 RM/km<sup>2</sup> errechnet. Jedenfalls wird die photogrammetrische Ausrüstung, Planigraph und Phototheodolit, in Baden innerhalb 7 Jahren vollkommen amortisiert sein.

Die topographische Neuaufnahme des Landes Baden mit 15 000 km<sup>2</sup> Fläche (bei 4000 km<sup>2</sup> beforstetem Wald) würde 7,5 Mill. RM kosten. Durch ausschließliche Verwendung von Hammer-Fenne-Tachymetern gegen solche gewöhnlicher Bauart, wie auch durch Verwendung der Erdphotogrammetrie im walddosen Steilgelände und der Luftphotogrammetrie in freier Landschaft und Laubwaldgegend wird der Aufwand auf 5,5 Mill. RM ermäßigt.

## Vermischtes.

**Bettungsreinigungsmaschine für Gleisarbeiten.** Die Bettungen für Eisenbahngleise werden gewöhnlich mit der Steinschlaggabel gereinigt, indem man den Schotter vom Damm aufnimmt, den Grus durch Siebung entfernt und die größeren Stücke wieder verteilt. Um einestells Ersparnisse gegenüber dieser körperlich schweren Handarbeit zu erzielen, und andernteils die Güte der Bettungsreinigung zu verbessern, ist eine Maschine (von Heinzelmann & Sparmberg, Hannover) angewendet worden, mit der diese Arbeit mechanisch ausgeführt wird.

Der Hauptteil dieser Maschine (s. Abb.) ist ein um die obere Umföhrung der Becherkette schwenkbares Becherwerk. Die untere Umföhrung trägt auf beiden Seiten Zubringerschnecken, um den Schotter in der ganzen Breite der Schüttung (gewöhnlich 3,1 m) an die Becher heranzubringen. Damit der Schotter richtig gefaßt wird, sind die Becher und Zubringerschnecken mit Stahlzähnen versehen. Vom Becherwerk gelangt der Schotter auf ein Schüttelsieb, das die feinen Stücke ausscheidet. Der zurückbleibende, noch gebrauchsfähige Schotter fällt hinter dem Sieb auf ein Blech, von dem er je nach der Einstellung verteilt und eingeebnet wird. Die ausgesiebten kleineren Stücke fallen auf ein nach beiden Seiten



Bettungsreinigungsmaschine für Gleisarbeiten.  
(Ansicht von der Aufnahmeseite des Becherwerks.)

ausföhrbares Föhrerband und werden neben dem Gleisbett abgeworfen.

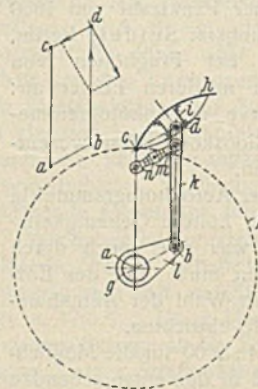
Das Untergestell ruht auf zwei Raupenfahrwerken, von denen jedes für sich (zum Kurvenfahren) angetrieben wird. Der Benzinmotor (Brennstoffverbrauch 10 kg/h, Ölverbrauch 0,25 kg/h) zum Antrieb der Becherkette, des Schüttelsiebes, des Querföhrerbandes und des Fahrwerks leistet 40 PS. Bei 50 m/h Fahrgeschwindigkeit werden 90 m<sup>3</sup>/h Schotter aufgenommen, gereinigt und auf dem Damm wieder verteilt. Die Rückföhrgeschwindigkeit betrögt 6 m/min. Zur Bedienung genügen 6 bis 8 Leute. Damit die Neigung der Gleisbettung von 1:25 stets genau eingehalten wird, ist eine Wasserwaage eingebaut.

Die Beföhrung der Maschine zur und von der Baustelle geschieht auf einem gewöhnlichen SS-Wagen, für dessen Lademaß und Tragfähigkeit die Maschine eingerichtet ist.

R.—

## Patentschau.

**Steuerung für die Aufsatzklappe eines beweglichen Wehres.** (KI. 84a, Nr. 590 463 vom 16. 8. 1931 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg AG in Nürnberg.) Um die Beanspruchung des Drehgelenkes der Klappe durch Wasserdruck und Eigengewicht zu beseitigen, werden die Hubstangen *k* biegungsfest ausgebildet und im Abstände von ihrem Angriffspunkt *d* an der Klappe *h* mit dem Wehrkörper *f* durch je einen Lenker *m* gelenkig verbunden, dessen Mittelachse parallel zur Verbindungslinie des Klappendrehpunktes *c* mit dem Angriffspunkt *d* der Hubstange *k* ist und dessen Drehpunkt am Wehrkörper auf der Verbindungslinie des Klappendrehpunktes *c* mit dem Drehpunkt *a* der Kurbelwelle *g* liegt. Die Verbindungslinien der Punkte *a*, *b*, *c*, *d* ergeben daher ein Gelenkparallelogramm. Ein in jedem Lenker *m* eingebautes Spannschloß *n* gestattet die genaue Einstellung des Abstandes des Lagerpunktes dieser Lenkstangen von ihrem Angriffspunkte an der Hubstange *k*, so daß sich in allen Lagen der Klappe *h* eine Entlastung ihres Drehgelenkes ergibt. Im Innern des Wehrverschlußkörpers *f* ist die Antriebswelle *g* für die Aufsatzklappe *h* gelagert, die durch den Träger *i* versteift ist. Die Hubstangen *k* greifen einerseits an Kurbelarmen *l* der Welle *g*, andererseits am Träger *i* an.



an Kurbelarmen *l* der Welle *g*, andererseits am Träger *i* an.

## Personalmeldungen.

**Bayern:** Der Ministerialdirektor Honorarprofessor Weigmann, Leiter der Ministerialbauabteilung, wurde unter Entbindung von seinen sonstigen dienstlichen Verpflichtungen ab 1. Juli 1935 auf Ansuchen bis auf weiteres beurlaubt und neben der Leitung des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft in München mit der Bearbeitung anderer wissenschaftlicher und organisatorischer Aufgaben auf dem Gebiete des Wasser- und Kulturbauwesens für das Staatsministerium des Innern betraut.

Mit Wirkung vom 1. August 1935 wird der Oberregierungsrat bei der Regierung der Pfalz Otto Ertl an die Landesstelle für Gewässerkunde in gleicher Diensteseigenschaft in etatsmäßiger Weise berufen.

**INHALT:** Der Umbau der Universitätsbrücke in Breslau. — Die topographische Grundkarte 1:5000 im Dienste des Bauingenieurs (Schluß). — Vermischtes: Bettungsreinigungsmaschine für Gleisarbeiten. — Patentschau. — Personalmeldungen.

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