

DIE BAUTECHNIK

3. Jahrgang

BERLIN, 6. November 1925

Heft 48

Alle Rechte vorbehalten.

Technik des nordamerikanischen Straßenbaues.¹⁾

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Braunschweig.

Es sollen erst die Landstraßen behandelt werden, die, soweit ihre Linienführung und sonstige Ausgestaltung in Frage steht, eine besondere Entwicklung aufweisen, die aber kurz behandelt werden kann, da die Staaten in dieser Hinsicht nichts Bemerkenswertes bieten.

In der Lage der Straße zum Gelände kommt noch vielfach die Entstehung der Straße zum Ausdruck. Es wird die gerade Linie als die kürzeste Verbindung zwischen zwei Punkten eingehalten, und wenn sich Hügelketten dazwischenschieben, deren Rücken rechtwinklig zur Straßenachse liegt, was sehr oft der Fall ist, dann geht es über Berg und Tal. In einzelnen Gegenden folgen die Straßen der Landaufteilung, die nach geraden Linien durchgeführt ist, gleichfalls

Für die verschiedenen Straßenbefestigungen werden die folgenden Steigungen zugelassen: Asphalt-schotter (Bituminous Macadam) mit Schlußdecke 5 bis 6%, ohne Schlußdecke 5 bis 7%. Bei Bitumen auf Beton ist man bis auf 5% zurückgegangen. Beton hatte früher Steigung bis 6%, ist aber jetzt auf 5% ermäßigt, allerdings gehen einzelne Staaten bis 6 bis 7%, Connecticut und Pennsylvania gehen sogar bis 10%.

Nur selten werden Kuppen abgetragen und Tiefen aufgehöhht. Auf dem Newbury Turnpike in Massachusetts, einem alten Handelspfade, wurde mir ein Einschnitt von etwa 3 m gezeigt, zur Abrundung einer Kuppe, die als Seltenheit bezeichnet wurde. Eine solche Abflächung

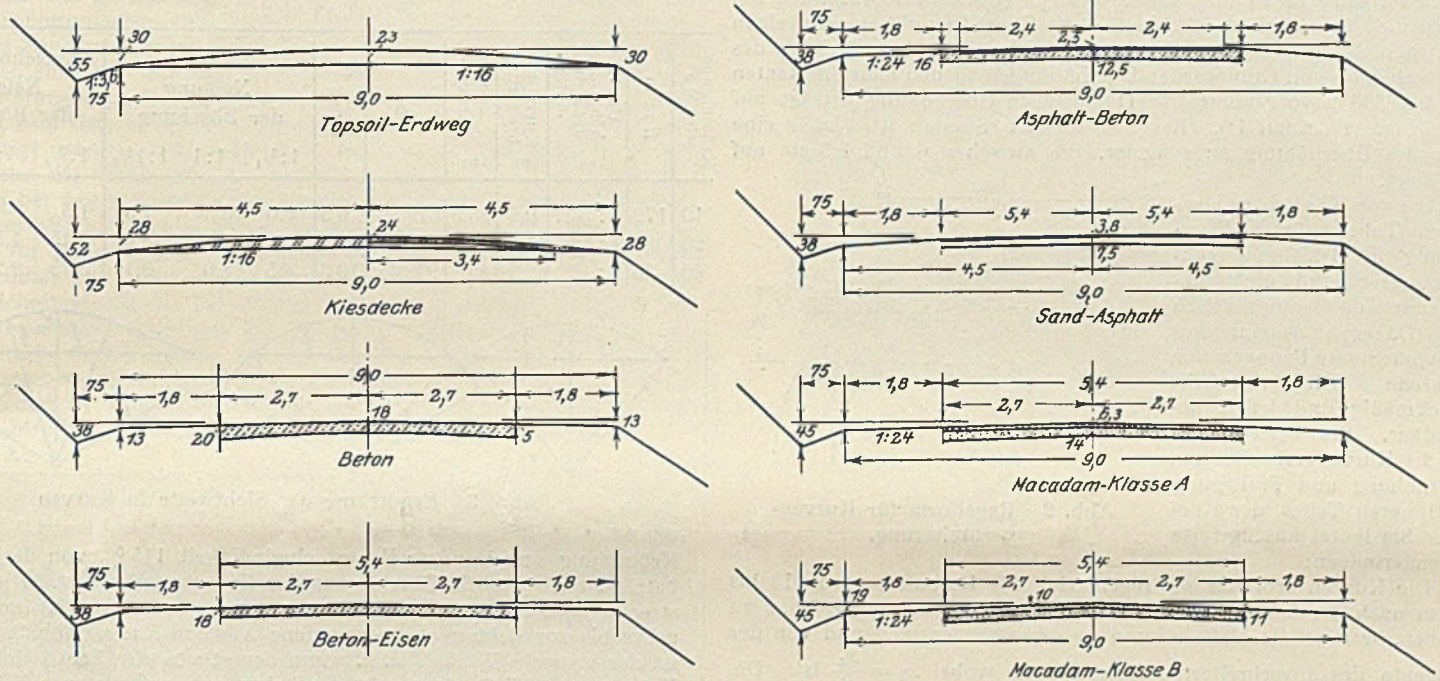


Abb. 1.

ohne Rücksicht auf die Geländelage. Da der Kraftwagen Steigungen leicht nimmt, weil der Motor eine hohe Leistungsreserve hat, liegt keine Veranlassung vor, die Straße umzulegen. Nach Ermittlungen des amerikanischen Highway Research Board ist eine Steigung noch wirtschaftlich, wenn der Durchschnittswagen ohne Einstellung eines niederen Ganges mit seiner normalen Geschwindigkeit sie ersteigen und ohne Benutzung von Bremsen und ohne Überschreitung einer seine Sicherheit gefährdenden Geschwindigkeit abwärts fahren kann. Da der deutsche Motorwagen zufolge der Steuerformel schwächer gebaut ist als der amerikanische, werden vermutlich für unsere Verhältnisse sich auch schwächere Gefälle nach dieser Regel ergeben.

Die meisten Staaten lassen für Straßen I. Ordnung Steigungen bis 5% zu, manche 6 bis 7%. West-Virginia geht sogar bis 9%. Für Straßen II. Ordnung gehen die meisten Staaten bis 7%, Connecticut bis 10%. Diese Angaben zeigen bei allen Staaten die Richtung, die zulässigen Steigungen zu ermäßigen, früher waren sie höher. Allerdings bestehen keine festen Regeln, die Steigungen richten sich nach dem Charakter des Landes und den örtlichen Verhältnissen. Kansas bringt die Steigung auch in Beziehung zur Länge der Steigung und geht bis zu 300 m Länge bis 6%, über 400 m Länge bis 5%. Bei diesen starken Steigungen ist eine Ausrundung an den Gefällbrechpunkten notwendig.

¹⁾ Wir bringen heute im Anschluß an den Aufsatz desselben Verfassers in Heft 43 einen weiteren Beitrag über den Straßenbau in den Vereinigten Staaten. Andere Beiträge folgen noch. — Ein weiterer, alle diese Beiträge zusammenfassender Sonderdruck wird unter dem Titel: „Kritische Betrachtungen über den gegenwärtigen Stand des Straßenwesens in den Vereinigten Staaten von Nordamerika“ demnächst im Verlage von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, erscheinen.
Die Schriftleitung.

kommt in Frage, wenn der Übergang vom Steigen zum Fallen unter einem geringen Halbmesser geschieht.

Verlegungen von Straßen finden meistens in den Kurven statt. Das hängt aber auch von der Gesetzeslage ab, ob den Staaten ein ausreichendes Enteignungsrecht zusteht. In North Carolina besteht ein solches Recht noch nicht, dagegen in Pennsylvania und Massachusetts. Das hängt damit zusammen, daß es kein öffentliches Recht in den Staaten gibt. Maßgebend in solchen Fragen für die Entscheidung ist die Verfassung und die Auslegung, die sie findet.

Die Straßenbreite wird jetzt nach der vorhandenen oder zukünftigen Verkehrstärke bemessen. Man kennt einspurige Straßen von 3 m Breite. Die zweispurigen Straßen sind bisher 5,4 m breit gemacht worden. 5,4 m Breite wird aber nicht mehr als ausreichend angesehen; sie genügt nur für die Begegnung von einem Last- und einem Personwagen, und man wird z. B. nach Angaben von Massachusetts zu 6 m Breite übergehen (Abmessungen nach dem Londoner Straßenkongreß), damit auch zwei Lastwagen sich sicher begegnen können. Nach dem Vorbilde der Eisenbahnen, die erst einspurig ausgebaut wird mit der Möglichkeit, das zweite Gleis bald daneben zu legen, baut man jetzt die Straßen auch erst einspurig aus und befestigt die zweite Spur nur so weit, daß ein Ausweichen möglich ist. Es ist nun ein Irrtum anzunehmen, daß mit der befestigten Breite auch die ganze Straßenbreite gemeint ist. Schon die Überlegung sagt, daß auf einer 6 m breiten Straße bei stärkerem Verkehr nicht überholt werden kann und ein stehender Wagen den ganzen Verkehr aufhalten würde. Deshalb befindet sich beiderseits neben dem befestigten Streifen ein Bankett, das nur eine leichte Decke, Kies, Schotter, Macadam hat, das mitbenutzt wird. Die Breite dieses Banketts — Schulter genannt — beträgt 1,5 bis 1,8 m, so daß die gesamte Straßenbreite zwischen den

Böschungsoberkanten 8,4 bis 9 m beträgt. Dies ist in den bisherigen Berichten nicht genügend zum Ausdruck gekommen; die beiderseitigen Schultern sind als ein wesentlicher Teil der Straße zu betrachten, und es wird nachzuprüfen sein, ob die Straßen in Deutschland diesen Abmessungen entsprechen. Z. B. liegt die Breite der Chausseen in Preußen (ohne Sommerweg) zwischen 9 und 7 m. Hiervon muß man noch die Breite des von den Bäumen eingenommenen Streifens mit 0,8 bis 1,0 m abziehen (die Bepflanzung mit Bäumen kennt man in den Staaten nicht, sie ist auch gefährlich für den lebhaften Verkehr), so daß eigentlich diese Straßenart für Kraftwagenverkehr nicht ausreicht. In dieser Hinsicht scheint mir die Breite der neuen Betonstraße im Forstrieder Park bei München mit 6,75 m Breite zwischen den Böschungskanten nicht ausreichend, worauf wohl die Unglücksfälle zum Teil zurückzuführen sind. Die Normalformen der Straßen verschiedener Befestigungsart des Staates North Carolina sind in Abb. 1 wiedergegeben. Die höchste Wagenbreite wird zu 2,4 m angenommen und als Sicherheitsabstand zwischen zwei Wagen für langsamen Verkehr 1,0 m und für Schnellverkehr 1,5 m verlangt.

Für die Krümmungen kommt bekanntlich eine Verbreiterung der Fahrbahn und Überhöhung in Frage. Hierüber hat die oberste Straßenbehörde in Washington eine Anweisung erlassen (Bulletin 1077), dessen Angaben schon verschiedentlich wiedergegeben sind (Kleinlogel, Nordamerikanische Betonstraßen; Stahl, Tonindustrie 1925, Nr. 15). Tatsächlich ist eine Einheitlichkeit in der Überhöhung in den einzelnen Staaten nicht festzustellen. Nach dem schon genannten Berichte des Research Buro von Hiltz werden Überhöhungen in den meisten Staaten erst bei 300 m vorgenommen. Die höchste Überhöhung beträgt auf 1 m 12 cm (1 1/2" auf 1'). Bei den meisten Staaten wird aber eine geringere Überhöhung angewendet, die zwischen 6 und 8,3 cm auf 1 m liegt.

Die von Kleinlogel gegebene Tabelle für die Überhöhung in Beziehung zum Halbmesser wird nicht angewendet, da sie unpraktisch ist. Dagegen scheint mir die vom Staate Pennsylvania erlassene Dienstvorschrift zweckmäßig und leicht anwendbar. Sie bezieht sich auf die Kurvenverbreiterung, Überhöhung und Freilegung des inneren Teiles der Kurven. Sie lautet auszugsweise folgendermaßen:

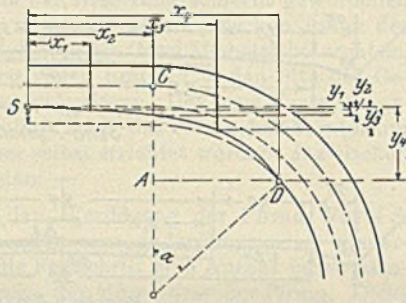


Abb. 2. Regelform für Kurvenverbreiterung.

Die Kurvenverbreiterung regelt sich für Halbmesser von 15 bis 180 m nach der folgenden Tafel 1. Wie aus der Zeichnung Abb. 2 zu ersehen, werden die Maße x_s und y_s gemessen entlang und von der Tangente des unverbreiterten Querschnitts, wobei $x_2 = \frac{x_1}{2}$ ist. Die Verbreiterung selbst für die einzelnen Halbmesser ergibt sich aus der Tafel. Auf der Baustelle wird der Übergang so angelegt, daß bei A (das gegenüber dem Anfangspunkt der Krümmung liegt) die halbe Verbreiterung angelegt wird, von diesem Punkte wird rückwärts in die Grade hinein gemessen und der Punkt S in der Entfernung x_2 und der Zwischenpunkt x_1 festgelegt und vorwärts in den Kurven auf der Tangente entlang, um die Punkte x_3 und x_4 festzulegen, von denen dann die Normalen y_1, y_2, y_3, y_4 abgetragen werden. Die Linie zwischen den Punkten selbst wird dann mit dem Auge ausgeglichen.

Die Überhöhung beginnt am Punkte S, an dem die Straße noch die normale Kronenanlage hat. Von diesem Punkte geht die Krone langsam zu einer einseitig geneigten über. Am Punkte G ist die Hälfte der Überhöhung erreicht; sie wächst dann gleichmäßig, so daß die gesamte Überhöhung nach der Tafel bei Querschnitt D erreicht ist.

Bei Krümmungen über 180 bis 300 m bleibt die normale Kronenabwölbung (die nach einem Kreisbogen oder nach einer Parabel geformt ist) erhalten. Die Überhöhung beginnt 15 m vor dem Krümmungsanfangspunkt, erreicht an diesem Punkte die Hälfte und 15 m weiter die volle Überhöhung.

Bei Krümmungen mit kleinem Zentriwinkel würden die hier angenommenen Maße zu groß sein. In diesem Falle wählt man für die Bogenstrecke S—G einen Zentriwinkel, der = 1/3 oder kleiner als der Krümmungswinkel ist. Die Strecke D—A ist dann = $R \cdot \sin \alpha$ und die Ordinate y_4 = Verbreiterung $\cdot R(1 - \cos \alpha)$.

Auf die Sichtbarkeit in den Kurven wird großer Wert gelegt. Man nimmt an, daß die Wegstrecke zwischen sich begegnenden Wagen so groß sein muß, daß sie sich rechtzeitig erkennen und entsprechende Maßnahmen treffen können, um einen Zusammenstoß zu verhindern. Hierfür sollen 4 Sek. genügen. Die Wegstrecke ist nun abhängig von der Geschwindigkeit, die die Wagen haben, und von der Bremsverzögerung. Es wird hierbei weiter angenommen, daß die in der

Tafel 1.

Halbmesser R m	Verbreiterung m	Zentriwinkel Grad	Ordinaten der Verbreiterung von der Tangente zur Kurvenlinie								Neigung	Gesamtüberhöhung
			x_1	y_1	x_2	y_2	x_3	y_3	x_4	y_4		
15	2,4	40	3,20	0,36	6,35	1,2	9,5	2,61	12,7	4,71	1 : 12	0,65
18	2,4	40	4,14	0,30	8,3	1,2	12,4	2,7	16,6	5,43		0,65
24	2,25	35	5,46	0,27	10,9	1,14	16,4	2,73	21,8	5,7		0,64
30	2,10	30	6,3	0,27	12,6	1,05	18,9	3,15	25,2	5,5		0,625
36	2,10	25	6,6	0,27	13,2	1,05	19,8	2,37	26,4	5,0		0,625
42	1,8	25	7,8	0,24	15,8	0,9	24,0	2,31	31,6	5,3		0,60
48	1,8	25	9,2	0,21	18,35	0,9	27,6	2,52	36,7	5,85		0,60
54	1,8	25	10,5	0,33	20,9	0,9	34,4	2,58	41,8	6,45		0,60
60	1,8	18	8,6	0,24	17,2	0,9	25,7	2,04	34,4	4,52		0,60
67,5	1,5	16	8,7	0,21	17,4	0,75	26,2	1,95	34,8	3,96		0,57
75	1,5	16	9,7	0,24	19,5	0,75	29,2	2,01	39,0	4,22	0,57	
90	1,5	15	11,1	0,21	22,2	0,75	33,3	2,04	44,4	4,44	0,57	
105	1,2	12	10,5	0,15	21,0	0,6	31,6	1,53	42	3,42	0,41	
120	1,2	11	11,0	0,12	22,2	0,6	33,2	1,56	44,3	3,33	0,41	
150	0,6	9	11,5	0,15	23,0	0,3	34,5	0,84	46	2,4	1 : 16,7	0,375
180	0,6	8	12,3	0,15	24,6	0,3	37,0	0,81	49,2	2,31	0,375	

Tafel 2.

Krümmungswinkel α	R in m	Überhöhung in der Krümmung m	Kurvenverbreiterung m	Sichtstrecke m	α	K_T in m	K_a in m Neigung der Böschung			Einschnittbreite Neigung der Böschung		
							1:1/4	1:1	1:1 1/2	1:1/4	1:1	1:1 1/2
10	172	1:16,7	0,6	93,5	31° 36'	6,5	5,0	6,36	7,3	1,5	—	—
20	86	1:12	1,5	77	52° 41'	9,0	5,9	7,4	8,4	3,15	1,5	0,6
60	30	1:12	2,1	45	97° 42'	10,3	6,5	8,0	9,1	3,75	2,25	1,2

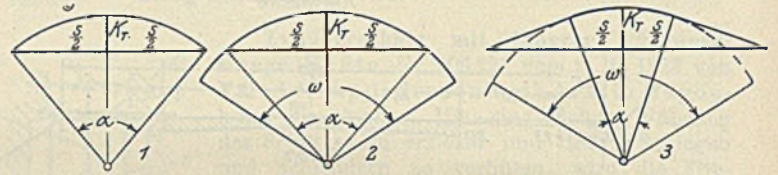


Abb. 3. Ermittlung der Sichtweite in Kurven.

Krümmung angewendete Fahrgeschwindigkeit 115 % von derjenigen beträgt, nach der die Überhöhung der Kurve angelegt ist. Die Sichtstrecke muß dann S der Abb. 3 sein, und der von der Krümmungsachse bis zur Sichtstrecke vorhandene Abstand K_T , α (Abb. 3, Ziff. 1) ist der kritische Winkel, d. h. wenn der $\alpha > \alpha$ der Zentriwinkel der Krümmung (Ziff. 3), dann geht die Sichtstrecke auf die anschließenden Geraden über. Ist der Zentriwinkel der Krümmung $> \alpha$, dann ist K_T für denselben Halbmesser und die gleiche Sichtstrecke konstant.

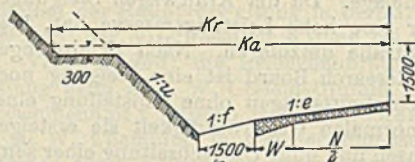


Abb. 4. Verbreiterung der Innenböschung zur Schaffung der Sichtweite in Kurven.

Das Auge des Fahrers soll 1,5 m über der Straßenachse liegen. Dann berechnet sich die Breite des Einschnitts in die Innenseite einer Krümmung nach Abb. 4 folgendermaßen:

$$A = K_T - K_a.$$

$$K_a = \frac{N}{2} + W + 1,5 + 1,5 u + \left(W + \frac{N}{2} + \frac{1,5}{f} \right) u.$$

Hierfür sind nun für den Gebrauch auf der Baustelle Tafeln aufgestellt, aus der drei Beispiele entnommen seien (Tafel 2).

Ich habe diese Grundlagen für die Ausbildung von Krümmungen ausführlicher behandelt, weil sie sich im Entwurf und Bau gut anwenden lassen, und weil es bei uns noch an solchen Grundlagen fehlt. Die bisherigen Vorschläge waren zu theoretisch gefaßt.

Der Querschnitt der Straßen wird nach einer Parabel oder einem Kreisbogen ausgebildet, was sich leicht bei Betonstraßen ausführen läßt, die mit besonderen Lehren abgezogen werden. Nach dem letzten Übersichtsbericht von Hiltz für den Research Board besteht allgemein die Neigung, das Quergefälle zu ermäßigen. Eigentümlicherweise legt man die Höhe der Dammkronen gegenüber den Rändern für die 5,4 m breite Fahrbahn fest und behält sie für die breiteren zu 6 und 6,4 m bei, das Maß ist 5 cm. Das gilt für Betonstraßen und für Bitumenstraßen, deren Kronenhöhen früher 7,5 und 8,5 cm waren.

Für die Seitenentwässerung werden Gräben angelegt, deren flache Ausbildung gegenüber der bei uns gebräuchlichen Form abweicht. Die Gräben werden der Steigung der Straßen angepaßt, je steiler, desto flacher ist der Graben.

Das fällt um so mehr auf, als die Ingenieure in den Staaten besonderen Wert auf die Untergrundentwässerung legen, da wegen des vielfachen Ton-, Lehm- oder Lößbodens eine Gefährdung der Straße infolge Durchfeuchtung eintreten kann. Ich verweise auf die Normalquerschnitte Abb. 1.

Fahrbahndecken.

Von ihnen sollen nur die bedeutenderen behandelt werden. Da über die Betondecken in letzter Zeit sehr viele Veröffentlichungen erschienen sind, so ist mehr oder weniger eine gewisse Vorstellung über diese Straßendecke in Deutschland vorhanden. Ob diese Vorstellung die richtige ist, scheint mir bisweilen zweifelhaft. Das hängt damit zusammen, daß man in den Staaten selbst noch keine einheitliche Auffassung gewonnen hat. Ich werde daher im folgenden über die Betondecken nur solche Angaben machen, die sich auf bisher noch weniger Bekanntes beziehen oder geeignet sind, bestehende Unklarheiten aufzuhellen. Ich kann mich hierbei noch auf meinen Beitrag in der „Bautechnik“ 1924, Heft 52, „Die Technik des Betonstraßenbaues“, beziehen.

Bei der Herrichtung der Unterbettung ist mir aufgefallen, daß alte Schotterdecken stets aufgerissen und nicht als tragfähiger Untergrund benutzt worden sind. Wenn auch der Querschnitt der Schotterdecken sich dem der Betondecken nicht anpaßt, so hätten doch Aufschotterungen genommen werden können. Auch Kleinlogel nimmt in seinem Bericht als selbstverständlich an, daß die Schotterdecken beseitigt werden. Ich habe eine klare, eindeutige Antwort für die Ursache nie recht erhalten können. Meistens ist es wohl Vorsicht. Denn bei den Schotterdecken handelt es sich meistens um Macadamdecken ohne Packlage. Diese Angelegenheit ist deshalb sehr wichtig, weil für die deutschen Verhältnisse der Umbau unserer Landstraßen vorteilhaft und billig nur vorgenommen werden kann, wenn man auf die Schotterdecke die Betondecke legt. So ist beispielsweise auf den Betonversuchstrecken auf der Straße im Forstenrieder Park und auf der Straße nach Tegernsee bei München verfahren. Daß an sich sonst die Unterbettung sehr genau hergerichtet wird, damit die vorgeschriebene Deckenstärke eingehalten werden kann, ist oft genug berichtet und versteht sich jetzt von selbst.

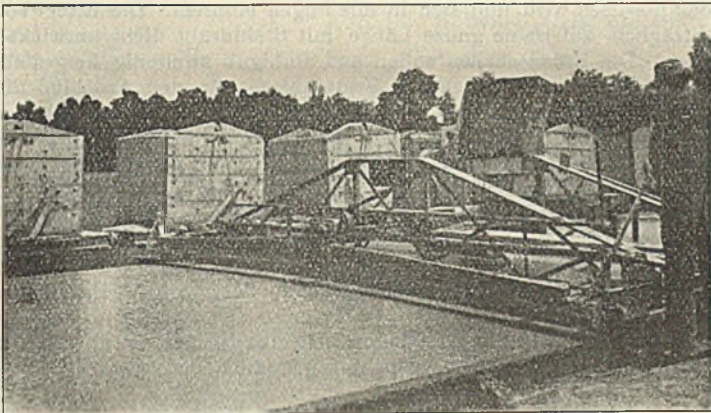


Abb. 5. Lakewood Finishing Maschine zum Abgleichen und Dichten der Oberfläche.

Zur Frage, ob ein- oder zweilagige Betondecken vorgezogen werden sollen, hat sich nach meinen Feststellungen ergeben, daß nur noch die einlagigen Anwendung finden. Das hängt wohl damit zusammen, daß die gegenwärtigen Bauweisen in der Bearbeitung der oberen Schicht so gut ausgebildet sind, daß eine bessere Mischung für die obere Schicht heute nicht mehr notwendig ist. Diese Bauweisen bestehen in der Anwendung der Lakewood-Maschinen, bei der durch Stampfen der Decke der Mörtel hochgebracht wird, der notwendig ist, um die Decke zu schließen. Zugleich wird die Luft und das Wasser ausgetrieben und werden die Hohlräume vermindert. Dadurch wird der Beton dichter, nimmt weniger Feuchtigkeit auf, dehnt sich weniger aus und zieht sich weniger zusammen. Die Lakewood-Finishing-Maschine, mit der die Decke maschinell bearbeitet wird, ist durch Abb. 5 erläutert.¹⁾ Sie wird in verschiedenen Formen geliefert. Die vollkommenste ist wohl die, die den eingebrachten Beton nach der vorgeschriebenen Kronenform abgleicht, ihn durch Schlagen dichtet und mit einem Bande abzieht und glättet. Der Antrieb geschieht durch einen Benzinmotor, so daß ein Mann genügt, um den ganzen Apparat zu lenken.

¹⁾ Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 11, S. 126.

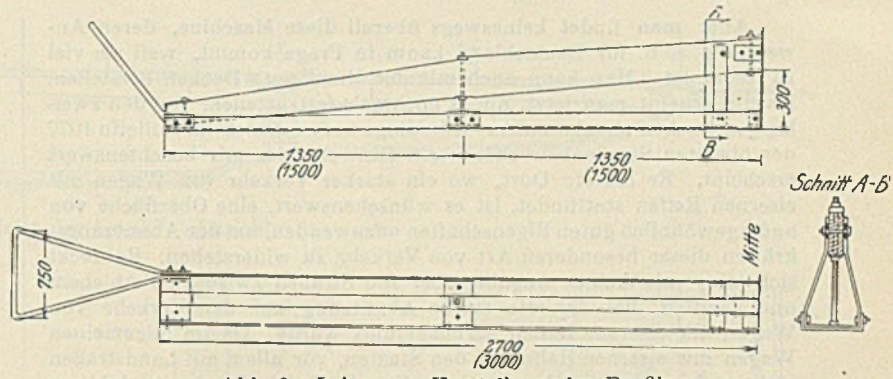


Abb. 6. Lehre zur Herstellung des Profils.



Abb. 7. Herstellung des Profils.

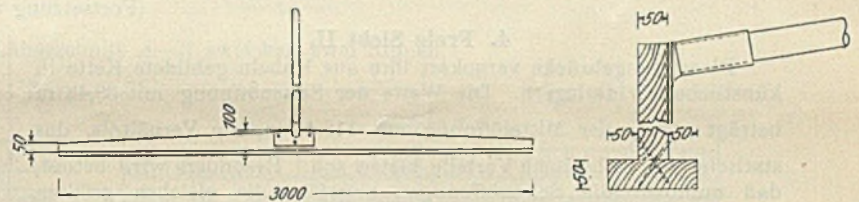


Abb. 8.

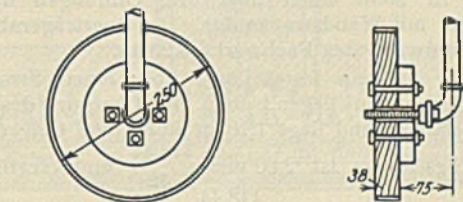
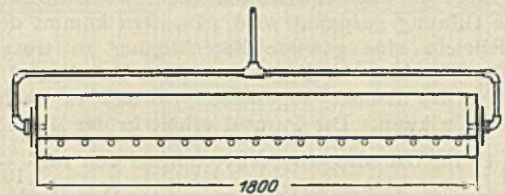


Abb. 9. Walze zur Dichtung der Oberfläche.

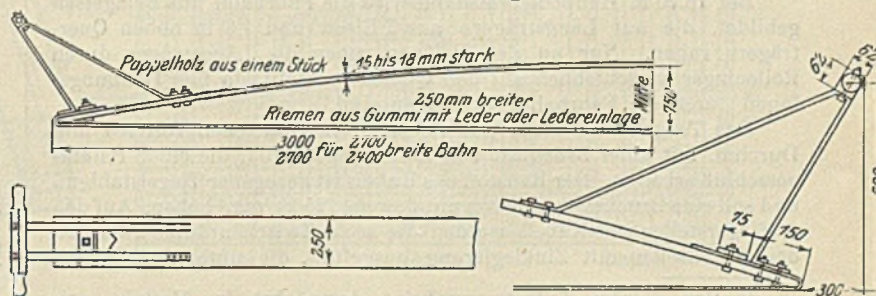


Abb. 10. Bügel zum Glätten der Oberfläche.

Aber man findet keineswegs überall diese Maschine, deren Anwendung z. B. für Deutschland kaum in Frage kommt, weil sie viel zu teuer ist. Man kann auch mit der Hand gute Decken herstellen. Darum scheint man jetzt, um es nochmals festzustellen, von den zweilagigen Decken abzukommen. Allerdings befindet sich im Bulletin 1077 der obersten Straßenbaubehörde ein Hinweis, der mir beachtenswert erscheint. Er lautet: Dort, wo ein starker Verkehr von Wagen mit eisernen Reifen stattfindet, ist es wünschenswert, eine Oberfläche von außergewöhnlich guten Eigenschaften anzuwenden, um den Abnutzungskräften dieser besonderen Art von Verkehr zu widerstehen. Es deckt sich dies mit meiner Angabe über die Straßen zwischen Bethlehem und Reading, bei der die starke Abnutzung auf den Verkehr von Wagen mit eisernen Reifen zurückgeführt wurde. Da im allgemeinen Wagen mit eisernen Reifen in den Staaten, vor allem auf Landstraßen nicht mehr verkehren, kommt jetzt diese Rücksicht bei der Ausbildung der oberen Fahrschicht nicht mehr in Frage, und damit ist die Bevorzugung der einlagigen Decke, die sich schneller herstellen läßt, wohl begründet. Die Dienstvorschriften von Pennsylvania sehen daher auch keine zweilagige Decke mehr vor. Die Finishing-Maschine ist besonders dort angebracht, wo keine Dehnungsfugen angelegt werden. Sie ist nicht anwendbar in starken Steigungen, weil dort der Beton nach unten läuft und die Decke dann wellig wird. Darum ist Handbearbeitung der Decken noch allgemein gebräuchlich. In diesem Falle wird die Decke erst abprofiliert mit einer Lehre nach Abb. 6 u. 7 (Normalien des Staates North Carolina). Dann folgt ein Stampfen mit Stampfern nach Abb. 8, dann ein Abwalzen mit einer Walze nach Abb. 9. Die Walze muß sofort zur Anwendung kommen, ehe die Oberfläche zum Abbinden gekommen ist. Die Walze soll mit einer Geschwindigkeit von 4,8 m in 45 Sek. bewegt werden. Sie wird nach jeder Abwälzung, die normal zur Straßenachse stattfindet, um die Hälfte ihrer Länge vorwärts bewegt. Zu frühes Abwalzen bewegt den Mörtel und treibt kein Wasser aus. Es muß also der Augenblick richtig abgepaßt werden. Nach dem Abwalzen, aber vor dem Bügeln, wird mit einer 3 m langen Bohle die Decke auf ihre Ebenheit untersucht, um Wellen oder Vertiefungen festzustellen. Hier

wird mit einer überraschenden Peinlichkeit vorgegangen, und es werden Unebenheiten, die wir kaum bemerken würden, beseitigt. Sie werden auf der Oberfläche angeritzt, und eine Kolonne kommt, legt eine Brücke über die Decke und bessert durch Aufbringen von Mörtel aus. Dann folgt das Bügeln. Der Riemen oder Bügel nach Abb. 10 soll feucht oder geölt und stets sauber sein. Er darf nicht so schwer sein, daß er Eindrücke in dem Beton hinterläßt. Er wird sägeförmig vorwärts bewegt. Es sollen eigentlich zwei Bügel vorhanden sein, der erste wird langsam bewegt, um Unebenheiten und Wasserüberschuß zu beseitigen und die Oberfläche glatt zu machen. Der zweite soll schneller vorwärts bewegt werden, um die Schlußdecke zu geben und Eindrücke zu verhindern.

Man ist erstaunt über die Gleichmäßigkeit der Oberfläche, in der jede Unebenheit fehlt. In Massachusetts wird dann, besonders in Steigungen, die Oberfläche mit einem Piassavabesen aufgeraut. Es wird eine Brücke über die Decke gelegt und an ihr der Besen entlanggezogen (Abb. 11).

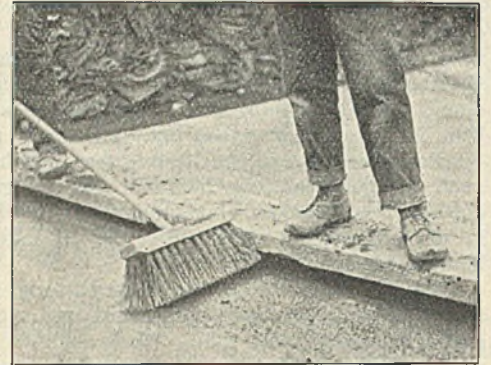


Abb. 11. Anrauen der Oberfläche mit Besen (besonders in Steigungen).

An solcher mit einem Besen aufgerauten Oberfläche konnte man feststellen, ob die Betonstraßen überhaupt eine Abnutzung erleiden, denn dann fahren sich die kleineren Rippen zuerst ab, aber man konnte auf Decken, die schon sehr lange befahren worden sind, die Besensspuren deutlich erkennen, so daß man annehmen muß, daß der Gummireifenverkehr die Decken kaum abnutzt. (Fortsetzung folgt.)

Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Ernst Gaber, Karlsruhe.
(Fortsetzung aus Heft 47.)

4. Freie Sicht II.

Diese Hängebrücke verankert ihre aus Kabeln gebildete Kette in künstlichen Widerlagern. Die Weite der Seitenöffnung mit 39,48 m beträgt nur $\frac{1}{3}$ der Mittelöffnung mit 118,44 m, ein Verhältnis, das statische wie ästhetische Vorteile bieten soll. Besonders wird betont, daß nunmehr die Seitenöffnungen ungefähr die gleichen größten Biegemomente erhalten wie die Mittelöffnung, und daß das Kabel seine Tragkraft nur dann auswirken kann, wenn es mindestens über eine große Öffnung gespannt wird. Insofern kommt dem gewählten System vielleicht eine gewisse Berechtigung zu trotz der kleinen sonstigen Verhältnisse der Baustelle. Dem Kabel wird das gesamte Eigengewicht der Brücke zugewiesen, so daß es nach der Parabel geformt werden kann. Die Parabel erhält in der Mittelöffnung einen Stich von 12 m, hat also ein Pfeilverhältnis von rd. $\frac{1}{10}$. Dem Versteifungsträger werden die Biegemomente aus Verkehrslast und Wärme zugewiesen. Er stellt einen über drei Öffnungen durchlaufenden Fachwerkträger mit Wandstreben dar. Der Querträgerabstand beträgt 6,58 m, die Feldweite des Fachwerks 3,29 m.

Die Brücke hat ein festes Lager über einem Strompfeiler. Da die Hauptträger außen liegen, dient der Obergurt des Versteifungsträgers als Geländer und liegt 1,10 m über dem Gehweg. Die Höhe des Versteifungsträgers ist $2,80 \text{ m} = \frac{118,44}{42}$ und vergrößert sich nur bei den Pfeilern auf $3,80 \text{ m} = \frac{118,44}{31}$.

Bei 18,70 m Hauptträgerabstand wird die Fahrbahn aus Belageisen gebildet, die auf Längsträgern aus I-Eisen und 1,6 m hohen Querträgern ruhen. Nur an den Pylonen ruhen die Längsträger durch Rollenlager verschieblich auf den Querträgern auf, da hier Dehnungsfugen durch die Fahrbahn vorgesehen sind.

Das Tragkabel besteht aus sieben Spiraldrahtseilen von 104 mm Durchm. mit einer Bruchlast von mindestens 1020 t, die einen Patentverschluß erhalten. Der Baustoff des Kabels ist gezogener Tiegelstahlguß und soll eine Bruchfestigkeit von mindestens 125 kg/mm² haben. Auf den Auflagerstellen des Kabels werden die sechs Zwischenräume zwischen den Einzelseilen mit Zinklegierung ausgefüllt, die unter dem hohen

Druck plastisch wird und sich in alle Fugen einpreßt. Das Kabel soll nachträglich auf seine ganze Länge mit Stahldraht dicht umwickelt werden. Die Kabelschellen sollen aus Stahlguß zweiteilig hergestellt werden und zwischen sich ein Knotenblech für den Anschluß der Hängestange fassen. Durch Schrauben können die beiden Schellen so fest aneinander gepreßt werden, daß genügend Reibung am Kabel entsteht. Jede Hängestange erhält zur richtigen Einstellung ihrer Länge ein Rechts- und Linksgewinde. Für den Versteifungsträger wird St 48 vorgeschlagen. Er wird an seinen beiden Enden mit Flacheisen, die im Stehblech des Endquerträgers angreifen, in den Widerlagern verankert.

Das Gewicht der Kabel beträgt 235 t, des übrigen Eisenbaues insgesamt 1870 t.

Der Entwurf weist keine näheren Zeichnungen auf, ist aber in der Denkschrift sorgfältig beschrieben und gründlich durchgearbeitet.

IV. Gruppe.

1. Kröpfung und Stufung.

Die Verfasser betonen, daß sie es zum ersten Mal versucht haben, innerhalb einer Öffnung, und zwar hier der Mittelöffnung, eine Stufung, d. h. eine sprungweise Änderung der Trägerhöhe einzuführen, und glauben damit die angenehmste Linie für das Auge gefunden zu haben.

Die beiden Seitenöffnungen haben ihr Tragwerk unter der Fahrbahn, in der Mittelöffnung liegt es darüber. Die Gehwege sind außen angeordnet.

Im übrigen beschränkt sich der Entwurf auf eine bildhafte Darstellung ohne Konstruktionszeichnungen und Berechnung und stellt keinen ernsthaften Vorschlag dar.

Massivbau.

V. Gruppe.

1. Geist der Gotik.

(Angekaufter Entwurf.) Grün & Bilfinger und M. Kröger.
Architekt Dr.-Ing. Schmechel, Mannheim.

Indem zwei Mittelpfeiler im Abstände von 80 m und die beiden Widerlager in einer Entfernung von 196 m angeordnet werden, entstehen zwei Seitenöffnungen von 55,6 m und eine Mittelöffnung von 75,2 m Weite, da jeder Flußpfeiler 4,80 m stark angenommen wird. Die Unterkante-Konstruktion bleibt in der Mitte noch 90 cm über dem für die Schifffahrt vorgeschriebenen Lichtraum, während der

¹⁾ Von diesem Aufsatz erscheint demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W66, ein Sonderdruck. Geh. 2,40 R.-M.

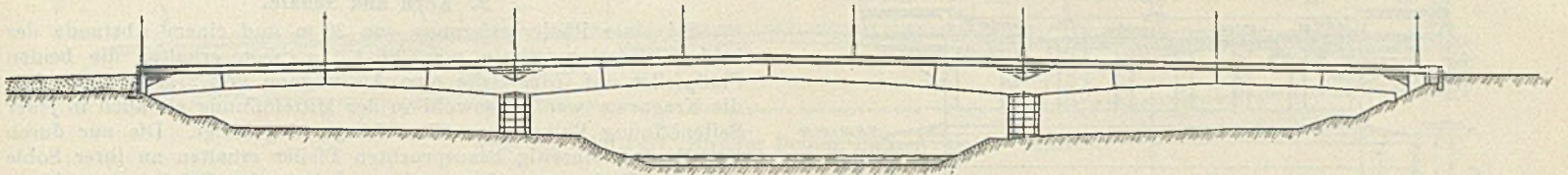


Abb. 13. Entwurf „Geist der Gotik“. Ansicht.

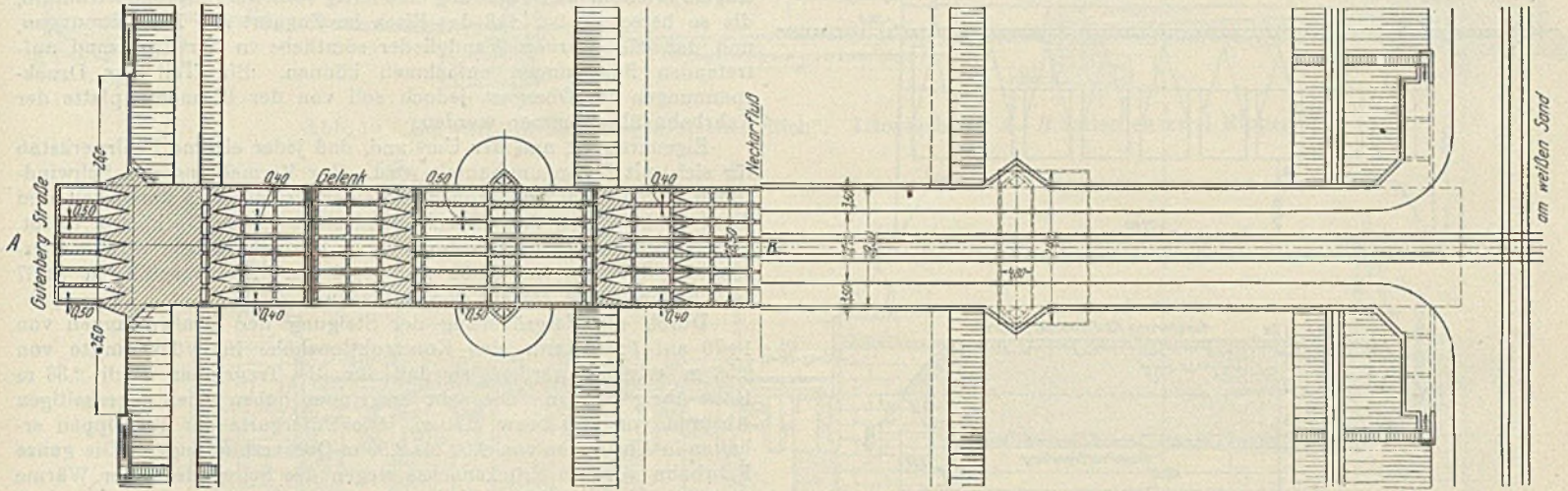


Abb. 14. Entwurf „Geist der Gotik“. Wagerechter Schnitt unterhalb der Deckplatte. Draufsicht.

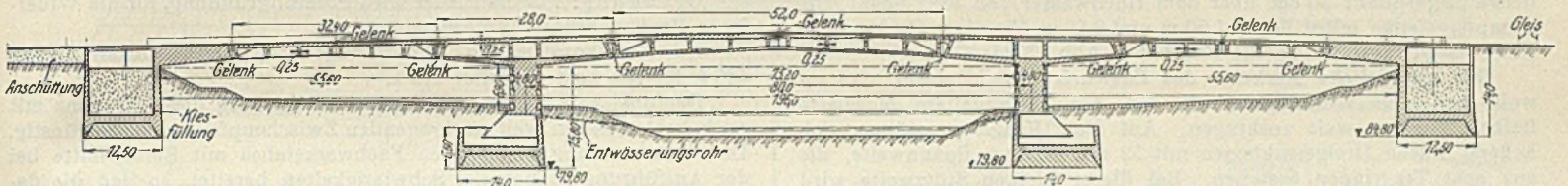


Abb. 15. Entwurf „Geist der Gotik“. Längsschnitt A—B zwischen zwei Rippen.

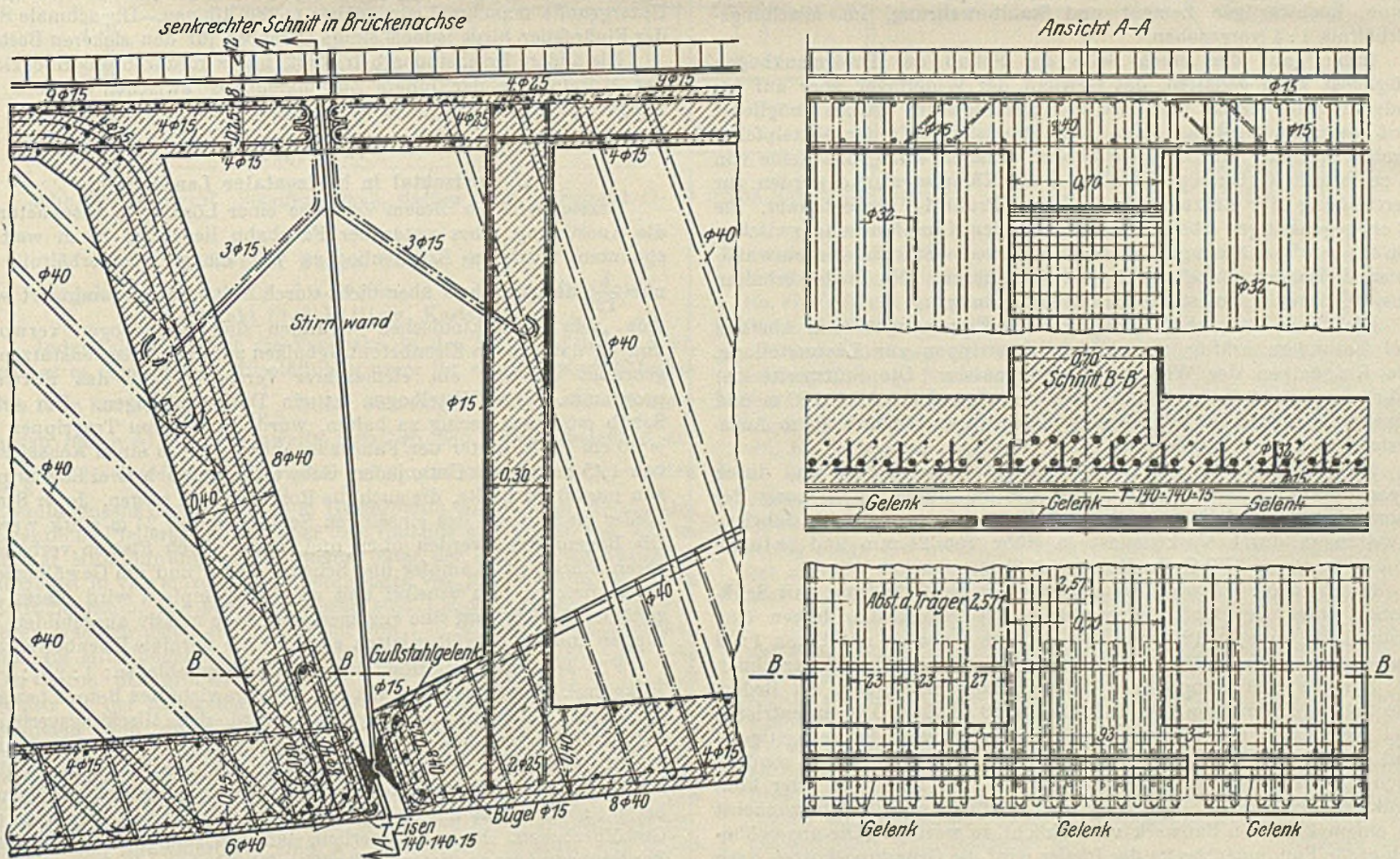


Abb. 17. Entwurf „Geist der Gotik“.

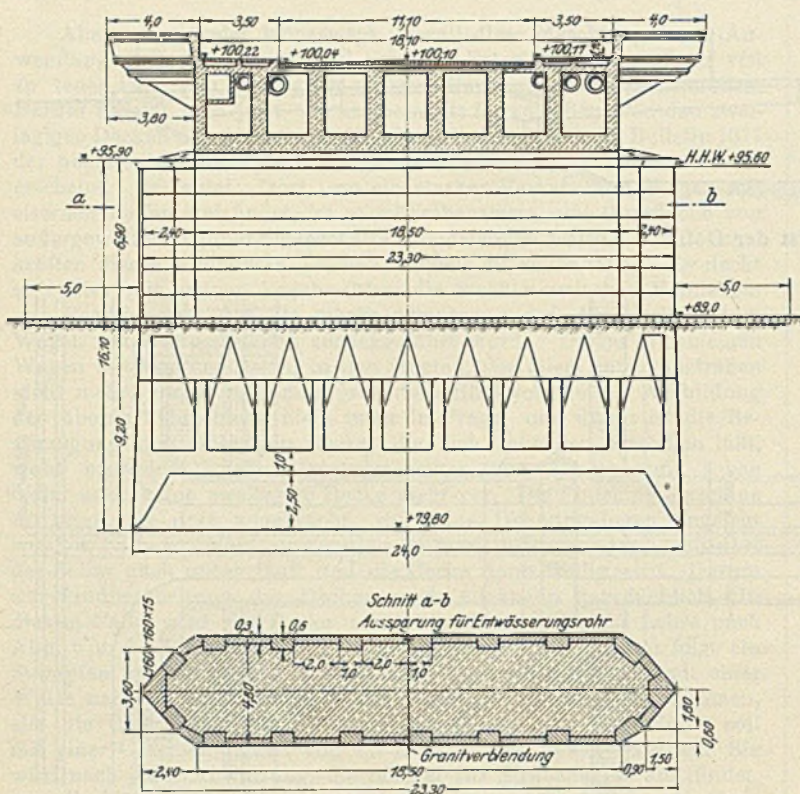


Abb. 16. Entwurf „Geist der Gotik“.

tieftste Lagerpunkt 30 cm über dem Hochwasser von 1882 liegt. Die Kämpfergelenke selbst liegen 1,50 m und 2,80 m über dem Hochwasser. Acht Hauptträger tragen die Fahrbahn (Abb. 13 bis 17).

Das wesentliche Merkmal des Entwurfs besteht darin, daß sowohl von den Widerlagern wie von den Mittelpfeilern biegefesten Balken 11,60 m weit ausragen. Auf diese Kragarme stützen sich äußerst flache Dreigelenkbogen mit 52 und 32,40 m Spannweite, die aus acht Tragrippen bestehen. Bei dieser kleinen Stützweite wird es möglich, die Tragwerke mit geringer Konstruktionshöhe auszubilden. Die Spannungen im Beton des Dreigelenkbogens wachsen auf 60 kg/cm² an. Für die hoch beanspruchten Bauwerkeile ist Eisenbeton, hochwertiger Zement und Stahlbewehrung, im Mischungsverhältnis 1:4 vorgesehen.

Indem auf der einen Seite der Schub der Dreigelenkbogen möglichst klein gehalten, das Gewicht der Widerlager aber auf der anderen Seite durch die Last der ausragenden Balken möglichst groß gemacht wird, soll eine gute Standsicherheit der Mittelpfeiler erreicht werden. Die Dreigelenkbogen erhalten eine große Reihe von 25 cm breiten Gußstahlgelenken. An die Kämpfergelenke werden zur Verstärkung der Balkenkante T-Eisen Profil 14 angeschraubt, die 23 cm gegenseitigen Abstand haben. An den Kämpfern sind zwischen den Rippen Verstärkungen angeordnet, um die Stützlinie in einwandfreier Weise den einzelnen Rippen zuzuführen. Die Pfeiler erhalten eine 30, bzw. 60 cm starke Granitverkleidung.

Die 25 cm starke Fahrbahnplatte hat Rippen in 2,586 m Abstand und besonders kräftig ausgebildete Querrippen zur Lastverteilung. Die Kragbalken der Widerlager sind massiv. Die Stützweite der Fahrbahnplatte beträgt 2,60 m, der Querträgerabstand ist 6,20 m und seine Stützweite 2,586 m, die acht Hauptträger haben 2,586 m Achsabstand und sind 0,42 m stark.

Die Scheitelspannungen durch Schwinden des Betons und durch Eigengewicht in Höhe von 93 mm werden durch Überhöhung des Lehrgerüstes ausgeglichen. Es verbleiben somit nur noch Scheitelschwundbewegungen durch Verkehrslast in Höhe von 21 mm und infolge von Wärme ($\pm 15^\circ \text{C}$) in Höhe von 49 mm.

Gründung: Es wird die sicherste Art der Gründung, mit Senkkasten unter Druckluft, vorgesehen. Die Senkkasten haben eine Grundfläche von 20:12,5 und 24:14 m und werden mit Beton 1:12 ausbetoniert. Die größte Bodenpressung wird zu 4,5 kg/cm² berechnet.

Für die acht Hauptträger mit Fahrbahn ergibt sich ein Bedarf von 1845 m³ Eisenbeton 1:4, 245 t Eisen, 29 t Lager. Die exzentrische und tiefe Lage des Kämpfergelenkes am Kragarm ist beängstigend und erfordert daher nicht nur besondere konstruktive Mittel, sondern auch eine außergewöhnliche Sorgfalt auf der Baustelle. Der konstruktive Gedanke ist eigenartig und verdient, gelegentlich zunächst an einem kleineren Bauwerk verwirklicht zu werden. Die ungewöhnlich große Fundamentbreite der Pfeiler wird die Gründungskosten stark anschwellen lassen.

2. Kern und Schale.

Bei einer Pfeilerentfernung von 80 m und einem Abstände der beiden Widerlagermitten von $196 + 1 = 197$ m erhalten die beiden Flußpfeiler auf jeder Seite eine Auskragung von 21,5 m. Zwischen die Kragarme werden sowohl in der Mittelöffnung als auch in jeder Seitenöffnung Balken von 37 m Länge eingehängt. Die nur durch Verkehrslast einseitig beanspruchten Pfeiler erhalten an ihrer Sohle nur eine Breite von 10 m und am Schaft eine Stärke von 4,50 m, wogegen der vorige Entwurf „Geist der Gotik“ an der Pfeilersohle eine Breite bis zu 24 m vorsah. Sämtliche Tragteile dieses Gerberträgers erhalten als Bewehrung eine fertig vernietete Eisenkonstruktion, die so berechnet ist, daß das Eisen im Zuggurt alle Zugspannungen, und daß die eisernen Wandglieder sämtliche in der Tragwand auftretenden Spannungen aufnehmen können. Ein Teil der Druckspannungen im Obergurt jedoch soll von der Eisenbetonplatte der Fahrbahn übernommen werden.

Eigenartig ist nun der Umstand, daß jeder eiserne Fachwerkstab für sich mit Beton ummantelt wird. Zur Vermeidung von Schwindrissen werden die Stäbe zuvor mit einer Drahtspirale umwickelt und dann so betoniert, daß überall mindestens 2,5 cm Deckbeton bleibt. Die Tragrippen sind 100 cm breit. Die rechteckigen Strebenquerschnitte wachsen von 30/30 auf 40/40 cm. Als Baustoff ist St 37 und hochwertiger Zement vorgeschlagen.

Durch die Vergrößerung der Steigung der Straßenrampen von 1:70 auf 1:62 kann eine Konstruktionshöhe in Brückenmitte von 2,56 m erreicht werden, so daß für die Tragrippen noch 2,36 m Höhe übrig bleiben. Die acht Tragrippen haben einen gegenseitigen Abstand von 2,50 bzw. 2,80 m. Die Untergurte der Tragrippen erhalten in Abständen von 2,00 bis 2,50 m Querverbindungen. Die ganze Fahrbahn wird in Brückenachse wegen des Schwindens, der Wärme und der ungleichmäßigen Belastungen der Einzelträger längs geteilt. Die eingehängten Träger ruhen auf Lagern aus Schmiedestahlplatten und in den beweglichen Lagern auf Rollen.

Gründung: Für die Pfeiler wird Preßluftgründung, für die Widerlager Brunnengründung vorgeschlagen.

An Eisenkonstruktion wird nötig: Für den Brückenüberbau 620 t, für die beiden Pfeiler 115 t.

Der unsichere Untergrund ist der Anwendung dieses Systems mit nach beiden Seiten weit ausragenden Zwischenpfeilern nicht günstig. Die Ummantelung eines jeden Fachwerkstabes mit Beton hätte bei der Ausführung mancherlei Schwierigkeiten bereitet, so daß die dadurch erstrebte Gewichtersparnis durch Mehraufwand an Schalung und Arbeit zum Teil wieder aufgezehrt würde. Im ganzen bedeutet der Entwurf einen beachtenswerten Vorschlag, dem man bei gutem Untergrunde manchmal näher treten können. Die schmale Sohle der Flußpfeiler birgt jedoch einige Gefahren für den sicheren Bestand.

Die äußere Erscheinung befriedigt, nur wird durch das Hochziehen der Mittelpfeiler der innere Zusammenhang zwischen Pfeilern und Kragarmen für das Auge unterbrochen.

VI. Gruppe.

1. Horizontal in horizontaler Landschaft.

Bezeichnend an diesem Versuche einer Lösung in Eisenbeton ist die Anordnung eines unter der Fahrbahn liegenden 86 m weit gespannten mittleren Brückenbogens mit einem Pfeilverhältnis von nur $\frac{1}{12}$, dessen Schub aber nicht durch Seitenbogen gemindert wird.

Aus „rein architektonischen“ Gründen sind Seitenbogen verworfen und ist dafür je ein Eisenbetontraggelenk auf drei Zwischenstützen angeordnet worden, ein elementarer Verstoß gegen das Entwurfsprogramm. Der Mittelbogen ist ein Dreigelenkbogen. Um seinen Schub möglichst gering zu halten, wurde er in neun Tragrippen von je 40 cm Breite unter der Fahrbahn aufgeteilt, die einen Achsabstand von 1,45 m haben. Unter jedem Gehweg liegen noch zwei Bogenrippen von nur 30 cm Breite, die auch die Rohrleitungen tragen. Jeder Strompfeiler muß wegen des einseitigen Schubes unten 24 m stark werden. Die Bogenrippen werden oben und unten durch Platten verbunden, deren Stärke am Kämpfer und Scheitel 40 cm und am Gewölbeviertel 50 cm beträgt. Im Scheitel und an den Kämpfern wird dieses ausgehöhlte Gewölbe auf eine angemessene Länge massiv ausgebildet. Die Rippen und die Gewölbeplatten erhalten die normale Eisenbewehrung.

Für den Beton aus Doppelzement ist vorgeschlagen: 1:2½:3 mit 70 kg/cm². Die Pressungen aus dem Eigengewicht des Betons betragen 35 kg/cm². Für die Gelenkquader wird das Mischungsverhältnis 1:2½:2½ vorgesehen, und ihre Eisenbewehrung wird als Rost eingebracht. Die Gelenke werden als gußstählerne Zylindergelenke ausgebildet. Die Fahrbahn über dem Mittelbogen besteht aus normalem Zementbeton 1:5 und ruht mit 35 cm starken Wänden unmittelbar über dem Gewölberücken. Es ist bedauerlich, daß falsch aufgestellte ästhetische Forderungen hier zu diesem Mißgriff geführt haben, die Seitenbogen zu vermeiden, da sonst eine beachtenswerte Lösung geschaffen worden ist.

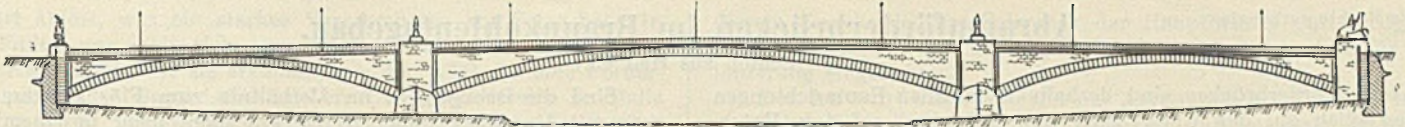


Abb. 18. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich“. Ansicht.

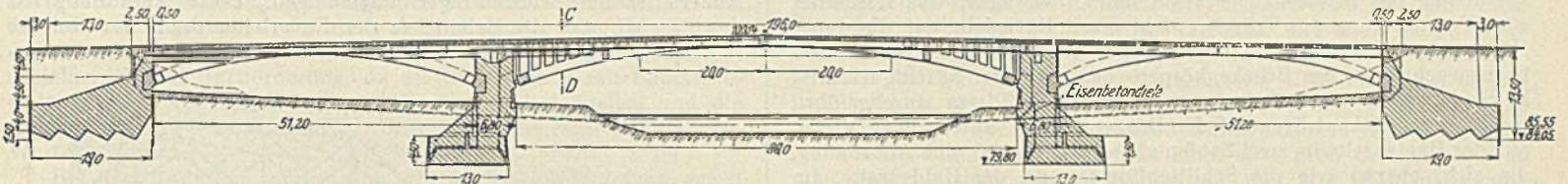


Abb. 19. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich“. Längsschnitt A—B zwischen zwei Rippen.

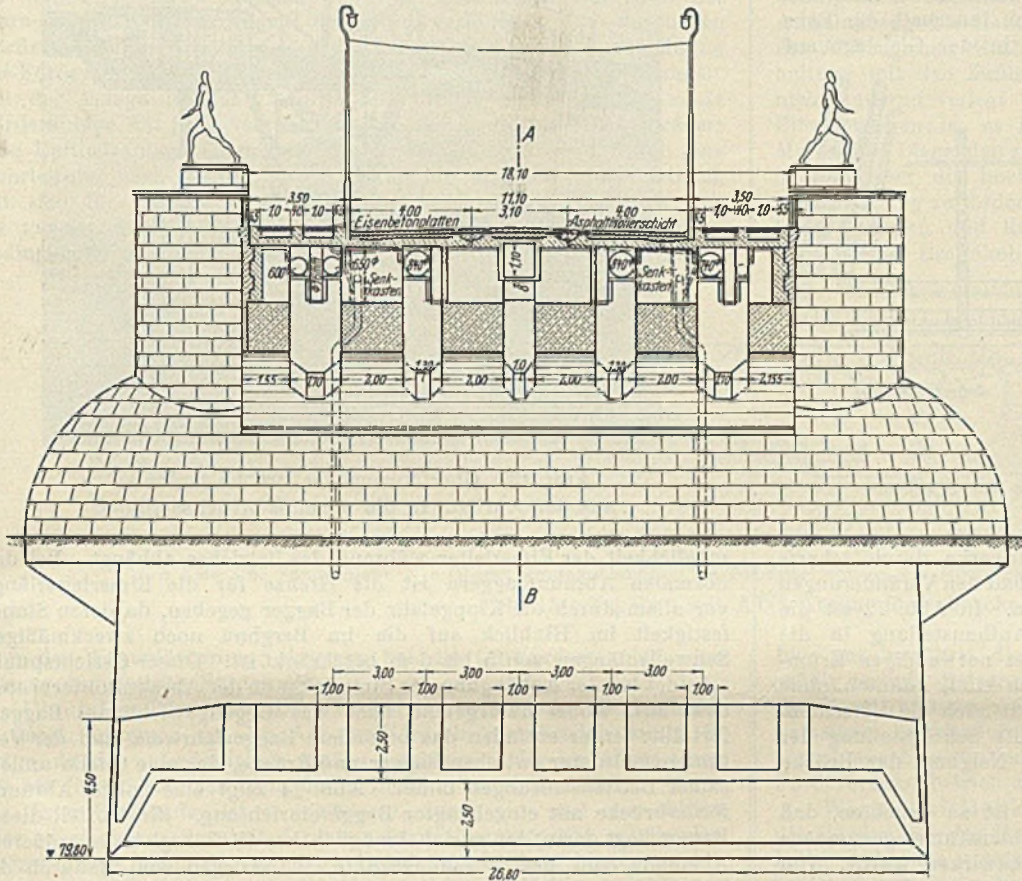


Abb. 20. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich“. Schnitt C—D durch den Mittelbogen.

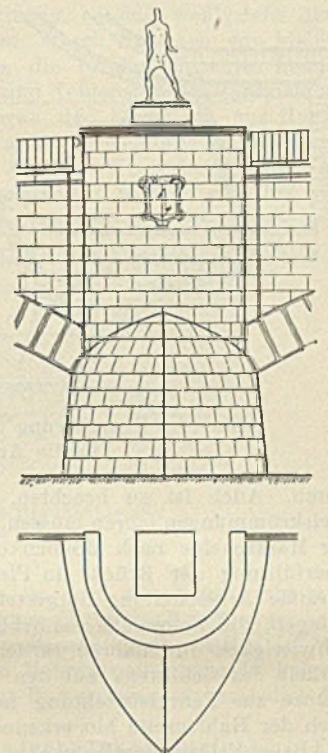


Abb. 21. Entwurf „Straffer Bogen, flacher Stich“. Pfeiler.

2. Straffer Bogen, flacher Stich.

(Angekaufter Entwurf.) Jos. Hoffmann & Söhne, Mannheim, Architekt Prof. Billing, Karlsruhe.

Indem der Verfasser die Fahrbahn in der Mitte auf 100,14 hebt, gelingt es ihm, in der Mittelöffnung unter ihr einen Dreigelenkbogen von 79 m Stützweite mit $\frac{1}{12,8}$ Stich einzufügen. Die beiden Seitenbogen haben 51,00 m Stützweite zwischen den Kämpfergelenken mit $\frac{1}{10,8}$ Stich. Der Stropfpfeiler sitzt auf einem exzentrisch angeordneten Eisenbetonsenkasten von 13 m Grundbreite und 4,50 m Höhe. Der eigentliche Pfeilerschaft hat über dem Gelände eine Stärke von 6,80 m. In der Mittelöffnung ist der Bogen unter der eigentlichen Fahrbahn aufgelöst in vier einzelne Eisenbetonbogen von je 4 m Breite bei 1,30 m Zwischenraum. Die zwei Randbogen sind 1,55 m breit und haben von ihren Nachbarbogen einen Abstand von 1,70 m. Die Gewölbestärken sind im Mittelbogen 1,33, 2,00, 1,50, im Seitenbogen 1,50, 1,80, 1,50. Der Beton des großen Bogens ist 1:4, des kleinen 1:5. In dem Schlitz in der Brückenachse ist der Kabelraum, in den vier anderen Schlitzten sind die Rohrleitungen usw. untergebracht. Im Mittelbogen treten Druckspannungen von rd. 70 kg/cm² auf, so daß hochwertiger Zement vorgeschlagen wird. Unmittelbar hinter dem Gelenk wird jede Gewölberippe mit 100 kg/cm² beansprucht. Gegen den Kämpfer zu verschwinden die Schlitzte zwischen den Einzelbogen. Die beiden Endwiderlager sind an der Sohle 19 m breit und sollen

durch sägeförmiges Abtreppen den Schub gut auf den Untergrund ableiten. Die Einzelbogen der Mittelöffnung haben am Kämpfer und im Viertelpunkt Querverstärkungen. Die Fahrbahn wird auf sie durch 60 cm starke quergestellte Pfeilerwände abgestützt (Abb. 18 bis 21).

Die Gründung der Mittelpfeiler ist eine Vereinigung von Senkkastengründung, Brunnenabsenkung und offener Baugrube zwischen Spundwänden, indem Brunnen in Form von Senkkasten vorgesehen werden. Die Widerlager sollen in offener Baugrube zwischen Spundwänden hergestellt werden.

Der Entwurf wird dadurch von den andern ähnlichen äußerlich unterschieden, daß seine drei Bogen durch Verkleidung mit über die Gewölbestärke hinausreichenden, stark bossierten Quadern mit Randschlag längs den beiden Leibungen stark hervorgehoben werden, wobei aber die Gelenke nicht besonders in die Erscheinung treten, sondern nur durch die lotrechten Dehnungsfugen kenntlich werden.

Nach den ungünstigen Erfahrungen der Stadtgemeinde beim Bau der Jungbuschbrücke herrscht dort begreiflicherweise ein großes Mißtrauen gegen solche flache Bogen. Der Entwurf aber stellt eine folgerichtig durchgearbeitete Lösung der schwierigen Aufgabe durch Gewölbe dar und verdient Anerkennung. Eigentümlich berührt nur der Vorschlag des Architekten, die Hausteine aus Muschelkalk oder Granit zu nehmen. Er scheint den gerade für solche Zwecke vorzüglichen Eberbacher Buntsandstein nicht zu schätzen, der mit seinem großen Gehalt an Kieselsäure dem Muschelkalk in Festigkeit und Wetterbeständigkeit weit überlegen ist. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau.

(Schluß aus Heft 45.)

Abraumförderbrücken sind deshalb nach allen Raumrichtungen hin beweglich auf den Unterwagen und außerdem auf dem Unterwagen der einen Seite noch in weiteren Grenzen längs verschiebbar anzuordnen. Die Raumbeweglichkeit erfordert allerdings eine Dreipunkt-abstützung des Brückenkörpers auf den Unterwagen, was wiederum eine Vergrößerung des Trägersgewichtes mit Rücksicht auf die durch Wind, einseitige Belastung und dergl. auftretenden Verdrehungsbeanspruchungen des Brückenkörpers bedingt. Die allseitige Raumbeweglichkeit wurde bei der ersten Anlage in Plessa durchgeführt, indem der Brückenträger auf der Baggerseite in einer großen Kugel, auf der Haldenseite in zwei Zapfen abgestützt wurde, eine Anordnung, die sich, ebenso wie die Schlittenführung an der Haldenseite, im Betriebe gut bewährt hat.

Die Verteilung der Stützdrücke auf die zahlreichen Laufräder muß eine möglichst gleichmäßige sein, da auch innerhalb der Fahrwerke bei deren Länge größere Unterschiede in der Gleislage auf-

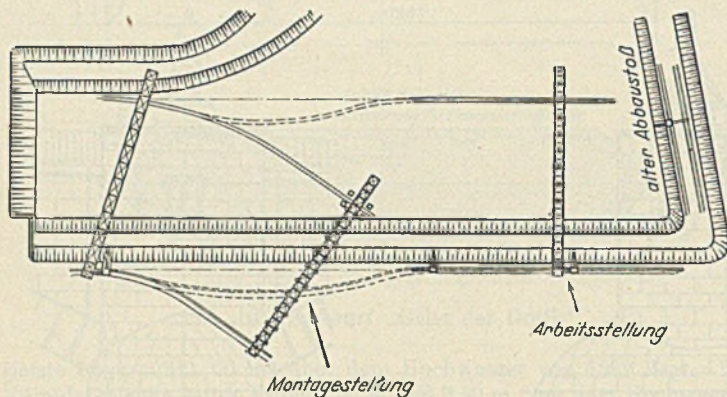


Abb. 12. Überführung der Brücke aus der Aufbau- in die Arbeitsstellung.

treten. Auch ist zu beachten, daß die Fahrwerke durch scharfe Gleiskrümmungen fahren müssen, damit der Abbau den Veränderungen der Markscheide nach Möglichkeit folgen kann. In Abb. 12 ist die Überführung der Brücke in Plessa aus der Aufbaustellung in die normale Arbeitsstellung dargestellt. Die hierbei notwendigen Krümmungen, die besonders aus Abb. 13 ersichtlich sind, konnten ohne Schwierigkeit durchfahren werden. Abb. 13 läßt auch die Verschiebbarkeit des Schlittens auf den Unterwagen, die Schrägstellung der Brücke zur Fahrgleisrichtung und die starke Neigung der Brücke nach der Haldenseite hin erkennen.

Beim Fahren der Brücke in die Endlagen ist zu beachten, daß das von dem Bagger bei feststehender Haldenstütze gewonnene Material eine Anstauung an der Haldenseite bewirken würde. Um dem entgegenzutreten, arbeitet von einer bestimmten Fahrstellung aus das haldenseitige Fahrwerk gegenüber dem baggerseitigen Fahrwerk verzögert, so daß also die Brücke an den Enden des Tagebaues möglichst bereits in Schräglage ankommt und somit das gesamte

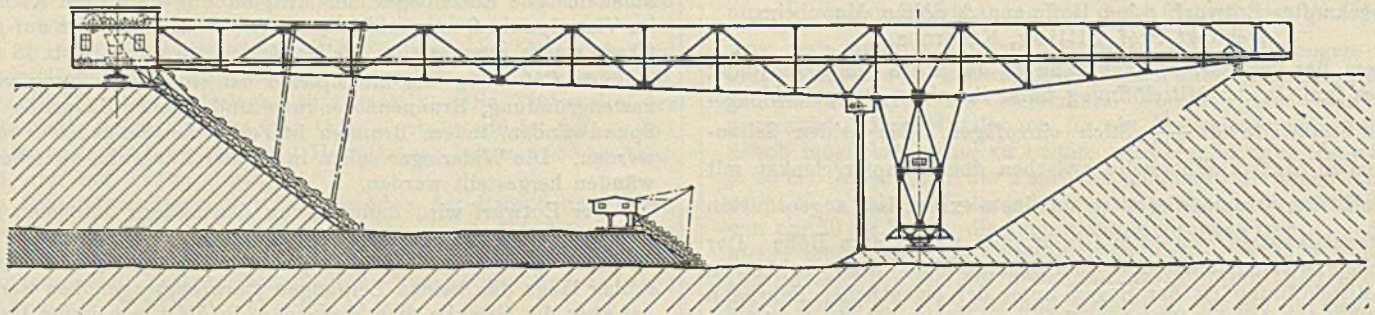


Abb. 14. Abraumförderbrücke mit eingehängter Baggereinrichtung.

während der Fahrt vom Bagger gewonnene Abraumgut auf die verhältnismäßig kürzere Halde verteilt wird. Hieraus ergibt sich die Notwendigkeit, die beiderseitigen Brückenfahrwerke nicht nur getrennt, sondern auch mit verschiedenen Geschwindigkeiten arbeiten zu lassen. Der Betrieb bringt es häufig sogar mit sich, daß die Fahrwerke in den durch die Länge der Schlittenführung gegebenen Grenzen gleichzeitig nach verschiedenen Richtungen hin arbeiten. Die Fahrmotoren werden zweckmäßig von je einem Führerstand an der Bagger- und an der Haldenseite aus gesteuert, wobei für Verständigung der Führer durch Lautfernsprecher oder dergl. zu sorgen ist.

Sind die Deckgebirge im Verhältnis zum Flöz stärker, so daß man mit den heute üblichen Baggern nicht mehr in einem Schnitt abräumen kann, so ist es zunächst möglich, die Baggereinrichtung in die Brücke selbst einzubauen und die die Eimerkette tragende Eimerleiter am Brückenträger aufzuhängen. Diese Anordnung hat den Vorteil, daß die Schnitttiefe der Eimerleiter dann nur von der Beanspruchung der Eimerkettenschaken bezw. von der Beobachtungs-

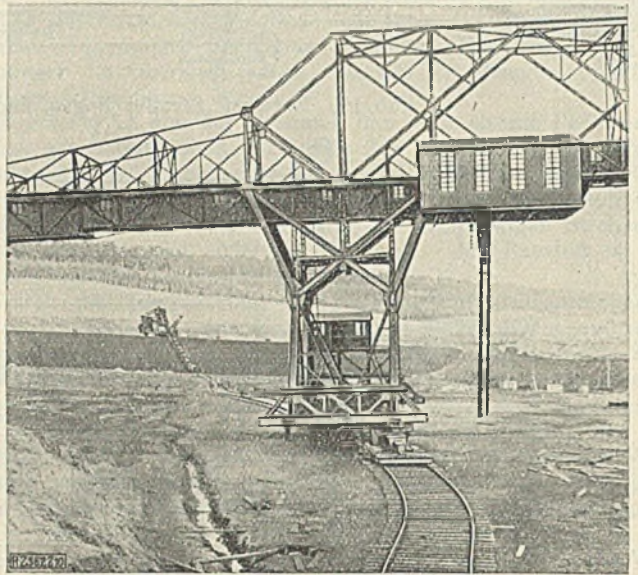


Abb. 13. Überführung der Brücke in Plessa aus der Aufbau- in die normale Arbeitsstellung.

möglichkeit der Eimerleiter während des Betriebes abhängt. Bei den normalen Abraumbaggern ist die Grenze für die Eimerleiterlänge vor allem durch die Kippgefahr der Bagger gegeben, da deren Standfestigkeit im Hinblick auf die im Bergbau noch zweckmäßigen Schwellenlängen von 5 bis 6 m beschränkt ist. Dieser Gesichtspunkt scheidet bei der Anhängung der Eimerleiter an der Abraumförderbrücke usw. aus, wobei naturgemäß auch das Gegengewicht des Baggers fortfällt: ferner entfallen das besondere Baggerfahrwerk und der Verbindungsförderer zwischen Bagger und Brücke, der eine Quelle unliebsamer Betriebsstörungen bildet. Abb. 14 zeigt eine solche Abraumförderbrücke mit eingehängter Baggereinrichtung. Ein Vorteil dieser Bauart liegt darin, daß es dabei möglich ist, die Fahrgleise in größerem Abstände von der Böschungskante zu verlegen und dadurch die Standsicherheit der Böschung zu erhöhen. Es ist hier ferner möglich, Deckgebirge bis etwa 25 m Mächtigkeit in einem Schnitt zu gewinnen, statt wie bisher in zwei bis drei Schnitten. Durch die Zusammenlegung von zwei oder drei Baggerbetrieben in einen einzigen Bagger-

betrieb können natürlich erhebliche Ersparnisse an Material, Strom und Arbeitskräften erzielt werden.

Die Leistung der Abraumförderbrücken kann bequem den Leistungen der zugehörigen Bagger angepaßt werden. Im allgemeinen wird man für die Förderung des Bodens über die Brücke hinweg Gurtförderer anordnen. Dies ist besonders dann möglich, wenn das Deckgebirge vorwiegend aus Sand besteht. Handelt es sich um stark steinigen Boden oder vorwiegend Lehm, Ton, Letten und dergl., so können Gurtförderer unter Umständen nicht verwendet werden, weil solches Material sich an der Absturzstelle nicht immer willig

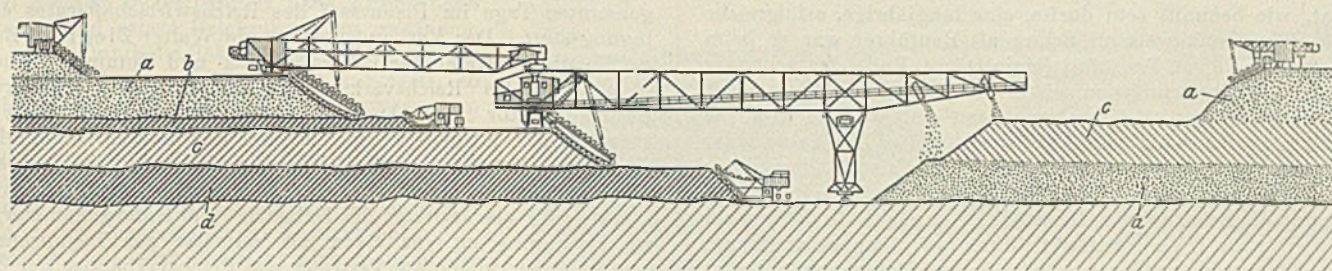
vom Gurt ablöst, was ein starkes Verschmutzen zur Folge hat. In diesen Fällen empfiehlt sich eine Wagenförderung durch muldenförmige Kippwagen, wie sie erstmals von der ATG für eine Förderbrückenanlage des Bruckdorf-Nietlebener Bergbau-Vereins in Halle ausgeführt wird. Die Förderung geschieht hier durch zwei im Pendelverkehr arbeitende Wagen von rd. 7 m³ Nutzinhalt, der an der Haldenseite aus dem schaufelförmigen Wagenkasten ausgekippt wird. Diese Art der Förderung hat, abgesehen von ihrem robusten Aufbau, der bei dem Tagebaubetriebe nicht zu unterschätzen ist, den Vorteil, daß die Wartungs- und Instandhaltungskosten wesentlich niedriger ausfallen als bei Gurtförderung, da die Gummigurte mit Baumwollinlagen ein verhältnismäßig teures Fördermittel darstellen und die Anlage wegen der zahlreichen Schmierstellen einer sorgfältigen Wartung bedarf.

Bei Gurtförderern sollte man die ganze Förderanlage gegen Witterungseinflüsse verschalen. Die Möglichkeit, den Abraumbetrieb im Winter so lange aufrecht zu erhalten, bis das Einfrieren der Abraumböschung den Angriff der Eimer verhindert, darf durch den Förderbrückenbetrieb nicht eingeschränkt werden, und die Ausbildung der Förderanlagen muß dem unter allen Umständen Rechnung tragen. Bei der Anlage in Plessa wurde aus diesem Grunde die gesamte Förderanlage mit Holz verschalt und in der Mitte des Brückenträgers eine Luftheizanlage eingebaut. Die erwärmte Luft wird durch eine Rohrleitung nach beiden Brückenseiten hin abgeleitet; die Heizung hat sich für die Durchwärmung des Raumes bei 20° Frost noch als genügend erwiesen. Die Holzverschalung und die Heizanlage bedingen selbstverständlich eine Erhöhung des Anlagekapitals gegen-

diesem Zwecke ist das Fahrwerk der Hauptbrücke portalartig ausgeführt; ebenso wird am Kiesbagger die Anlage auch für Zugförderung eingerichtet.

Der Anwendungsbereich der Abraufförderbrücken ist hauptsächlich auf die Flöze des mitteldeutschen und Lausitzer Reviers beschränkt. Voraussetzung ist zunächst eine ungefähr wagerechte Lage der Decke und des Flözes. Die Brücke wird sich überall dort als zweckmäßiges Mittel der Abraumbewegung erweisen, wo mit Rücksicht auf das Mißverhältnis zwischen Decke und Flöz die Abraumkosten den Hauptteil der Förderkosten betragen. Selbstverständlich ist auch bei günstigeren Ablagerungen, wie z. B. im Geiseltal und im Rheinland, der Förderbrückenbetrieb anwendbar, wobei gewisse Änderungen der oben beschriebenen Konstruktionen notwendig sind.

Um die Stützweite der Brücke nicht allzu groß zu machen, muß man den zwischen dem Kohlenbetrieb und der Haldenböschung offenen Streifen des Liegenden so schmal wie möglich halten. Dies bedingt eine dauernde Verlegung der Entwässerungsgräben. Durch Aufschüttung der Halde an den Enden ist es manchmal möglich, an der Abbaugrenze Gräben freizulassen und darin die Hauptwasserhaltung mit den Zuflüssen unterzubringen, so daß wenigstens diese nicht dauernd verlegt werden müssen. Durch Ansetzen von kleinen Einzelpumpen ist es ferner möglich, die in den einzelnen kleinen Mulden des Liegenden zwischen Halde und Kohlenstoß sich sammelnden Wasser über die höchsten Erhebungen des Liegenden zur Hauptwasserhaltung zu fördern, am besten unter Verwendung leicht beweglicher Pumpen und Röhren. Diese Art der Wasserhaltung ist auf den Plessaer Braunkohlenwerken durchgeführt worden und hat sich



a Kies- und Sandschicht. b Oberes Braunkohlenflöz. c Tonmittel von rd. 9 m Mächtigkeit. d Unteres Braunkohlenflöz.

Abb. 15. Tagebau mit ATG-Abraufförderbrücke.

über der Wagenförderung; dagegen hat die Gurtfördereranlage den Vorzug der stetigen Förderung.

Die übrigen Fördermittel, wie Becherketten, Sandviken-Stahlbänder u. dergl., kommen für den Abraum-Förderbrückenbetrieb kaum in Frage, da die erforderlichen großen Leistungen, die im allgemeinen 400 bis 750 m³/Std. betragen, damit nicht zu erreichen sind.

Unter Umständen ist es erwünscht, durch ein- und ausziehbare oder schwenkbare Zusatzförderer an der Haldenseite die anfallenden Massen zweckmäßig zu verteilen. Durch verschiedene Abstürzpunkte jenseits der Stütze ist es aber auch möglich, die Halde schichtweise aufzubauen, wie dies beispielsweise für die Förderbrückenanlage für die Gewerkschaft des Bruckdorf-Nietlebener Bergbau-Vereins in Halle (Abb. 15) beabsichtigt ist. Diese Anlage zeigt die Anpassfähigkeit eines Förderbrückenbetriebes an die wechselnden Verhältnisse des Tagebaues. Wie ersichtlich, sind dort zwei Flöze abzubauen, die durch ein Tonmittel von rd. 9 m Mächtigkeit getrennt sind. Über dem oberen Flöz liegt eine Schicht Kies und Sand. Nach Einrichtung des Brückenbetriebes wird der oberste Schnitt nach wie vor durch Züge und Lokomotiven abgefahren und auf der gegenüberliegenden Haldenseite durch einen Absetzapparat eingeebnet. Dagegen wird der zweite Schnitt, der in der Hauptsache aus Kies besteht, mittels einer Hilfsbrücke über den oberen Kohlenbetrieb hinweggeleitet. Die Hilfsbrücke stützt sich derart auf die Hauptbrücke, daß sie gegen diese raumbeweglich gelagert und außerdem auf dem oberen Gurt der Hauptbrücke 5 m verfahrbar ist. Der unterste Schnitt, der das Tonmittel gewinnt, wird gleichfalls unter Zwischenschaltung eines Querförderers nach der Hauptbrücke befördert und nach der Halde gefördert. Die schweren Kiesmassen des zweiten Schnittes werden etwa in halber Auslegerlänge abgestürzt, so daß sie, dem Abbau des Feldes entsprechend, die untere Schicht der Abraumhalde bilden werden. Die Tonmassen aus dem Zwischenmittel werden an der Auslegerspitze abgekippt und können sich infolgedessen auf den schweren Kiesmassen ablagern. Bei gemeinsamer Förderung der beiden Schnitte würde der in den Ton eingelagerte Kies ein Abrutschen der Haldenböschung hervorrufen können; dieser Gefahr wird durch die vorerwähnte schichtweise Ablagerung begegnet.

Ein Teil des Kieses und des Tones geht nicht auf die Halde, sondern muß nach wie vor zum weiteren Verkauf oder zur weiteren Verwendung in der Ziegelei durch Züge abgefahren werden. Zu

hier gut bewährt; die Wassermenge ist dort allerdings verhältnismäßig gering. Bei starken Wasserzuflüssen kann das Brückenverfahren die Wasserhaltung erschweren und verteuern; doch werden im allgemeinen die hierdurch entstehenden Mehraufwendungen in keinem ausschlaggebenden Verhältnis zu den Ersparnissen stehen, die der Förderbrückenbetrieb mit sich bringt.

Wirtschaftlichkeit des Förderbrückenbetriebes. Für die Gewinnung der Deckgebirge ist die bei Baggern übliche Eimerkette wohl das einzige Mittel, das derartig große Massen, wie sie im Bergbau in Frage kommen, in wirtschaftlicher Weise zu bewältigen vermag. Die mehrfach vorgeschlagenen Schürfbagger eignen sich nur für geringe Leistungen und scheiden daher für die meisten Betriebe aus. In bezug auf den Gewinnungsvorgang wird also der Förderbrückenbetrieb keine Ersparnisse bringen können, nur in gewissen Fällen dadurch, daß bei Einhängung der Eimerleiter in die Brücken Deckgebirge bis zu 25 m und gegebenenfalls noch mehr in einem Schnitt gewonnen werden können, während sonst zwei oder drei Bagger mit Bedienungspersonal, Gleisstraßen und dergl. nötig wären.

Erhebliche Ersparnisse werden sich jedoch in bezug auf die Förderung der Massen ergeben. Heute dienen hierzu bekanntlich fast überall Züge. Das Eigengewicht der Züge im Verhältnis zum Fördergut ist hoch in Anbetracht der großen Wege, die von den Abraumzügen zurückgelegt werden müssen. Die Weglänge beträgt in vielen Fällen etwa 2 bis 3 km, manchmal sogar bis zu 10 km. Je nach der Länge des Förderweges und der zu befördernden Bodenmassen sind mehr oder weniger Züge nötig. Diese Geräte sowohl als auch die Schienenanlagen unterliegen erfahrungsgemäß einem starken Verschleiß, der besonders durch schlechte Verlegung der Gleise und durch die starke Beanspruchung der Wagen beim Füllen und Entleeren hervorgerufen wird. Außerdem erfordert der Zugbetrieb verhältnismäßig viel Energie. Die Lokomotiven sind etwa für 200 bis 400 PS Leistung gebaut und wirken beim Anfahren sehr ungünstig auf die Spannung des Stromnetzes. Demgegenüber kann die Förderung bei den Abraufförderbrücken, wo sie auf dem kürzesten Wege, in der kürzesten Zeit und mit dem geringsten Energieaufwande vor sich geht, ungleich wirtschaftlicher arbeiten. Die auf der Baggersseite gewonnenen Abraummassen werden in einem einzigen Arbeitsgange von den Eimern erfaßt, auf den Gurt geworfen, über die Brücke gefördert und auf die Halde abgestürzt. Der ganze Arbeitsgang dauert kaum

2 Min. Der Energiebedarf ist verhältnismäßig gering, bei der Anlage in Plessa beispielsweise rd. 60 PS. Ebenso ist natürlich der Bedarf an Mannschaften für die Förderung nur ein Bruchteil des bei Zugbetrieb erforderlichen.

Bei der Ablagerung an der Halde wird durch die Förderbrücke eine weitere erhebliche Ersparnis erzielt. Bei der Brücke in Plessa wird z. B. die Ablagerung der Massen und der Aufbau der Halde durch den Führer an der haldenseitigen Stütze und nur einen Mann bewirkt; besondere Geräte für das Aufschütten und dergl. sind nicht nötig. So stellt die Abraumförderbrücke, besonders wenn in ihr eine Eimerleiter eingebaut ist, ein einziges Gerät dar, das nicht nur die Gewinnung, sondern auch die Förderung und Ablagerung der Deckbergsmassen ermöglicht.

Die Wirtschaftlichkeitsergebnisse des ersten Brückenbetriebes sind auf der Tagung des Deutschen Braunkohlen-Industrie-Vereins in Leipzig am 3. April 1925 durch Bergwerksdirektor von Delius in Plessa bekanntgegeben worden. Folgende Tabelle gibt eine Ver-

gleichsübersicht der Leistung und Kosten des Abraumbetriebes der Plessaer Braunkohlenwerke.

	März 1924				Vom 26. Februar bis 26. März 1925	
	Lübecker B-Bagger mit Lokomotivbetr.	C-Hoehbagger mit Lokomotivbetrie	B- und C-Bagger	Förderbrücke mit B-Bagger	C-Bagger mit Lokomotivbetrie	Förderbrücke mit C-Bagger
1. Leistung im Monat . . . m ³	78 616	22 718	101 864	96 545	23 760	120 295
2. " Doppelschicht . . . "	3 145	—	—	—	—	—
3. " in 1 Schicht . . . "	1 572	911	4 056	3 861	950	4 811
4. Kopfzahl der Belegschaft . . . "	102	45	147	24	47	71
5. Lohnschichten . . . "	2 499	1 125	3 624	600	1 175	1 775
6. Leistung eines Arbeiters m ³	31,4	20,1	27,9	161	20,2	67,7
7. Lohnsumme . . . M	10 470	4 725	15 195	2 820	5 522	8 342
8. Lohn für m ³ . . . M	13,3	20,8	14,9	2,9	23,2	6,9
9. Unkostensumme . . . M	7 914	2 705	10 619	6 136	2 782	8 918
10. Unkosten für 1 m ³ . . . M	10,0	11,9	10,4	6,3	11,7	7,4
11. Gesamtkosten . . . M	18 384	7 430	25 814	8 956	8 304	17 260
12. Gesamtkosten für 1 m ³ . . . M	23,3	32,7	25,3	9,2	34,9	14,3

Vermischtes.

Karl Bernhard Doktor-Ingenieur ehrenhalber. Wir freuen uns, mitteilen zu können, daß die Technische Hochschule Stuttgart unserem geschätzten Mitarbeiter, dem Baurat Karl Bernhard zu Berlin, in Anerkennung seiner konstruktiv vorbildlichen und wissenschaftlich durchdachten Bauwerke auf dem Gebiete des Brücken- und Industriebaus die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber verliehen hat. Bernhard hat, wie bekannt sein dürfte, eine langjährige, erfolgreiche konstruktive Praxis aufzuweisen. Schon als Bauführer war er beim Bau der Bahnhofshalle von Frankfurt (Main) tätig, Ende der achtziger Jahre trat er als Regierungsbaumeister in den Dienst der Stadt Berlin, und zwar in deren Brückenbaubureau ein, wo ihm u. a. die Bauleitung beim Bau der Lutherbrücke, der Moabiter Brücke und der Oberbaumbrücke oblag. Später betätigte er sich als Zivilingenieur; als solcher entwarf er beispielsweise die Tresckow-Brücke in Niederschöneweide und die Brücken über den Stößensee im Zuge der Döberitzer Heerstraße. Die A. E. G. verdankt ihm, in Gemeinschaft mit Peter Behrens, die schöne Turbinenhalle in der Huttenstraße, Berlin. Die schwierige Unterführung eines Hauses in der Taubenstraße zu Berlin für den Bau der U-Bahn ist ebenfalls sein Werk. Bernhard beteiligte sich auch an zahlreichen Wettbewerben, u. a. für die Viadukte der Berliner Hochbahn. Eine Zeitlang war er Assistent von Müller-Breslau, später Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, wo er über „Bewegliche Brücken“ las. In seinen Brückenbauten spiegelt sich seine von ihm stets zäh verteidigte Anschauung wider, daß der Bauingenieur auch auf die architektonische Durchbildung seiner Bauten achten und dabei nach Möglichkeit selbst mitwirken sollte. Im Fachschrifttum ist B. außer durch sein Buch über bewegliche Brücken auch durch zahlreiche fachwissenschaftliche Aufsätze in den wichtigsten Zeitschriften rühmlich bekannt geworden; wir erinnern nur an seine ausführlichen Besprechungen der Ergebnisse von größeren Brückenbauwettbewerben. Auch für „Die Bautechnik“ hat er wertvolle Beiträge geliefert; wir verweisen auf Jahrg. 1924, Heft 28, S. 322 und Heft 49, S. 560; Jahrg. 1925, Heft 20, S. 261 (Nachruf für Müller-Breslau) und Heft 46, S. 658 (Besprechung der neuen Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken). — Vorstehende, in zwangloser Folge aus dem Gedächtnis niedergeschriebene Angaben machen auf Vollständigkeit keinen Anspruch. Aber sie zeigen, daß Baurat Bernhard ein hervorragender, außerordentlich tätiger Ingenieur ist. Zu der wohlverdienten Anerkennung seiner fachlichen Leistungen und zu der Auszeichnung, die ihm durch seine neue akademische Würde von seiten der Technischen Hochschule Stuttgart zuteil geworden ist, beglückwünschen wir ihn aufrichtig.

Ls.

25jähriges Bestehen des Reichsverbandes des deutschen Tiefbaugewerbes. Am 8. Oktober d. J. konnte der Reichsverband des deutschen Tiefbaugewerbes, der am 8. Oktober 1900 von 36 Tiefbauunternehmern ins Leben gerufen worden war, eine der drei Arbeitgeber-Spitzenorganisationen des deutschen Baugewerbes, auf sein 25jähriges Bestehen zurückblicken. Aus diesem Anlaß fand an dem genannten Tage im Plenarsaal des Reichswirtschaftsrates eine Festtagung statt. Der Verbandsvorsitzende Walter Ziegler, Berlin, begrüßte die Vertreter der Reichs-, Staats- und Kommunalbehörden, so u. a. den des Reichsverkehrsministeriums, den stellvertretenden Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft Staatssekretär a. D. Kumbier, die Vertreter des Reichsarbeitsministeriums, des Postministeriums, des Reichswehrministeriums, des preußischen Ministeriums für Volkswohlfahrt, der Stadt Berlin, Geheimrat Konrad von Borsig als Vertreter der Industrie- und Handelskammer, Geheimrat Prof. Dr.-Ing. chr. Brix als Vertreter der Technischen Hochschule Berlin, außerdem Vertreter des Reichsverbandes der deutschen Industrie, der Vereinigung der deutschen Arbeitgeberverbände und anderer Organisationen des Baugewerbes. Ferner gedachte er des verstorbenen ersten Verbandsvorsitzenden Dr. Krause-Reymer sowie des früheren Verbandsdirektors Dr. Dietrich.

Darauf sprach der jetzige Verbandsdirektor Dr. Schütz über „Das Tiefbaugewerbe im Rahmen der nationalen Wirtschaft“; er gab dabei u. a. einen Überblick über die Entwicklung des Verbandes, der zurzeit 1222 Mitglieder hat.

Im Anschluß daran hielt Regierungsbaumeister Dr. ing. Dr. jur. Randzio, Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin, einen Vortrag über „Zwei bemerkenswerte Fälle von Wiederherstellungsarbeiten an beschädigten Tiefbauwerken“; und zwar behandelte der Vortragende einmal die Rekonstruktionen in den Stollenstrecken des im ganzen 1600 km langen Aquedotto Pugliese, der apulischen Wasserleitung in Süditalien, sowie die Wiederherstellung der verunglückten Baustelle des Kraftwerkes Moabit der städtischen Elektrizitätswerke Berlin im Sommer d. J., bemerkenswert dadurch, daß in diesem Falle auf Vorschlag des Vortragenden mit Erfolg unter Wasser mit Preßbeton gearbeitet worden ist.¹⁾

Der Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925. Das diesjährige Sommerhochwasser der Weichsel, das in der ersten Hälfte des Monats Juli eintrat, hat nicht nur auf den altpolnischen Weichselstrecken zu mancherlei bedeutenden Verheerungen in den Weichselniederungen geführt, sondern brachte auch im Gebiete des ehemals preußischen Weichselstromlaufes verhängnisvolle Auswirkungen, die in technischer Hinsicht besondere Beachtungen verdienen.

Am 8. Juli trat oberhalb von Thorn am rechten Ufer bei Scharnau (etwa Stromkilometer 46 preußischer Stationierung) ein Deichbruch von etwa 30 m Weite ein; durch die hereinbrechenden Fluten der Weichsel wurden weite Gebiete der „Thorner Stadtniederung“, fast bis hinauf nach Alt-Thorn, überschwemmt. Über den Umfang der durch diesen Deichbruch hervorgerufenen Schäden ist amtlich polnischeiseits nichts bekanntgeworden; ebenso nichts über die Ursachen der Katastrophe. Lediglich aus den Nachrichten der Tageszeitungen konnte folgendes ermittelt werden:

¹⁾ Der Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik“ veröffentlicht werden.

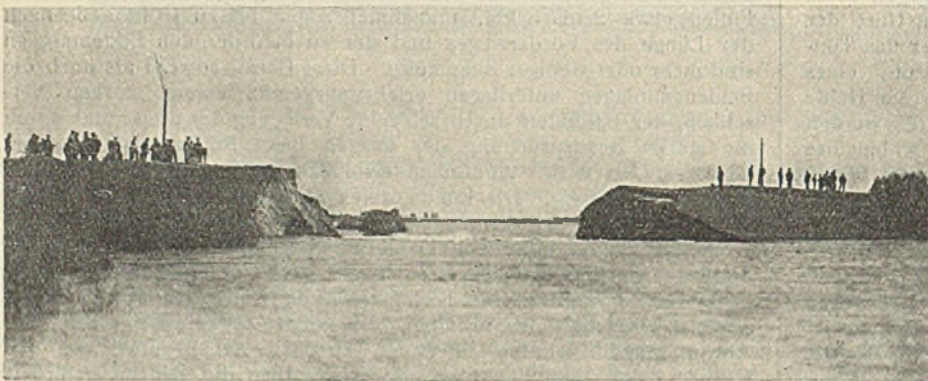


Abb. 1.

Die in Abb. 1 wiedergegebene Durchbruchstelle liegt am unteren Ende der „Thorner Stadtniederung“, und zwar dort, wo die Eindeichung mit einem Flügeldeich an das Hochufer anschließt. Der Flügeldeich enthält ein massives Sie!, durch das die Niederung nach dem Weichselstrom hin entwässert.

Die Hochwasserwelle hatte ihren Höchststand am 8. Juli d. J. am Pegel zu Thorn mit + 5,07 m erreicht. Das MHW für Thorn beträgt + 4,86 m. Da die Welle mithin das MHW mit nur um 21 cm überschritten hat, kann das diesjährige Sommerhochwasser der Weichsel nur als ein mittleres Hochwasser bezeichnet werden. Das Hochwasser hat an dem Deich nach örtlichen Beobachtungen kurz vor dem Einbruch nur etwa bis zur halben Höhe des Deiches gestanden; bis zur Deichkrone war noch eine Höhe von etwa 3,0 m frei. Da der Deich mithin nicht durch Überströmen der Deichkrone (Kappsturz) gebrochen ist, kann es sich nur um einen „Grundbruch“ gehandelt haben, zufolge von Unterspülung bzw. Durchweichung des Deichkörpers.

Der Wasserbauingenieur wird in Anbetracht der bemerkenswerten Tatsache, daß die Katastrophe bei einem mittleren Hochwasser eingetreten ist, nicht daran vorübergehen können, ganz besonders in einem solchen Falle nach den Ursachen zu forschen, um auch hieraus möglichenfalls neue Erfahrungen zu sammeln und ernste Belehrungen zu gewinnen. Da, wie gesagt, amtliche Bekundungen hierüber von polnischen Dienststellen bisher nicht vorliegen, so sind wir leider lediglich auf Vermutungen angewiesen, soweit solche aus bekannten Tatsachen sachgemäß angestellt werden können. Nach Lage der örtlichen Verhältnisse können hierbei folgende Ursachen in Betracht gezogen werden, die entweder einzeln oder im Zusammenhange gewirkt haben.

In erster Linie wird vielleicht eine mangelhafte Unterhaltung und etwa auch unzureichende Beaufsichtigung des Deiches, insbesondere an den Anschlußstellen des Sieles, vorgelegen haben. Sodann dürfte die Ursache auch in einem schlechten baulichen Zustande des Sieles gesucht werden können. Hierzu ist besonders erwähnenswert, daß bei dem außergewöhnlichen Weichselhochwasser des Frühjahres 1924 an diesem Durchlaß Beschädigungen eingetreten sein sollen, die bis zum Eintreffen des diesjährigen Hochwassers möglicherweise noch nicht genügend dauerhaft ausgebessert waren. Außerdem ist noch zu berücksichtigen, daß auf der rechtsseitigen Stromstrecke unmittelbar oberhalb der Deichbruchstelle umfangreiche Durchbauungen von Altarmen im Vorlande und Buhnenreihen am Ufer bestehen. Infolge etwaiger nicht ordnungsmäßiger Unterhaltung dieser Bauwerke dürfte sich der Hochwasserstrom durch diese Altarme und somit am Deich entlang besonders stark ausgebildet haben. Die dadurch an der fraglichen Deichecke entstandenen Wirbelströmungen werden am Deichfuß leicht zu Kolkungen geführt haben, die naturgemäß an der schwächsten Stelle des Deiches, an dem Sie!, die Zerstörung des Deichkörpers einleiten konnten.

Soweit bekannt geworden ist, sind Menschenleben bei dem Hochwassereinbruch nicht zu beklagen gewesen; jedoch werden die entstandenen Flurschäden wohl recht beträchtlich gewesen sein. Die beigelegten Aufnahmen (Abb. 1 bis 4) mögen im übrigen ein anschauliches Bild von dem Deichbruchgebiet geben.

x.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geb. Hofrat, o. Prof. Georg Benoit an der Technischen Hochschule Karlsruhe in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste als Hochschullehrer, Forscher und schöpferischer Ingenieur, insbesondere auf dem Gebiete der Drahtseilschwebbahnen.

Direktor Josef Schäfer †. Am 21. Oktober verstarb in Berlin der ehemalige Direktor im Reichspatentamt, Geh. Regierungsrat Schäfer, in seinem 73. Lebensjahre. Wir haben seiner hervorragenden Ver-

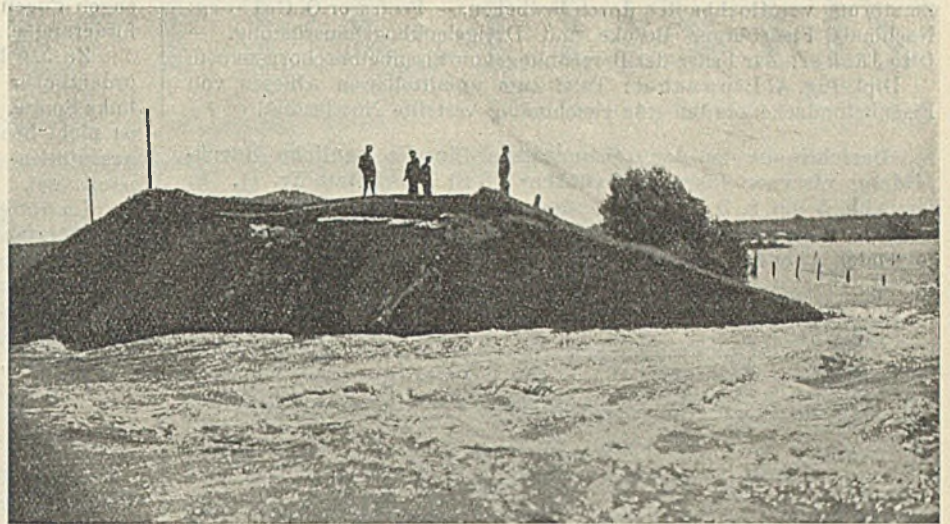


Abb. 2.

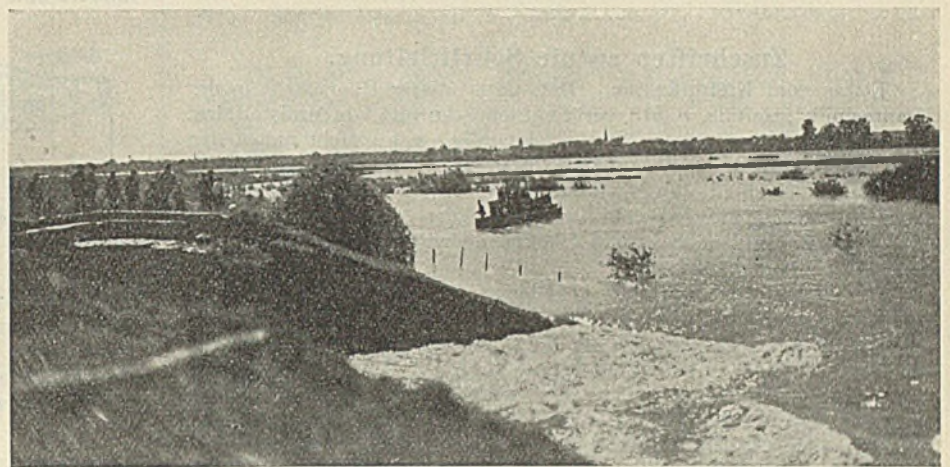


Abb. 3.

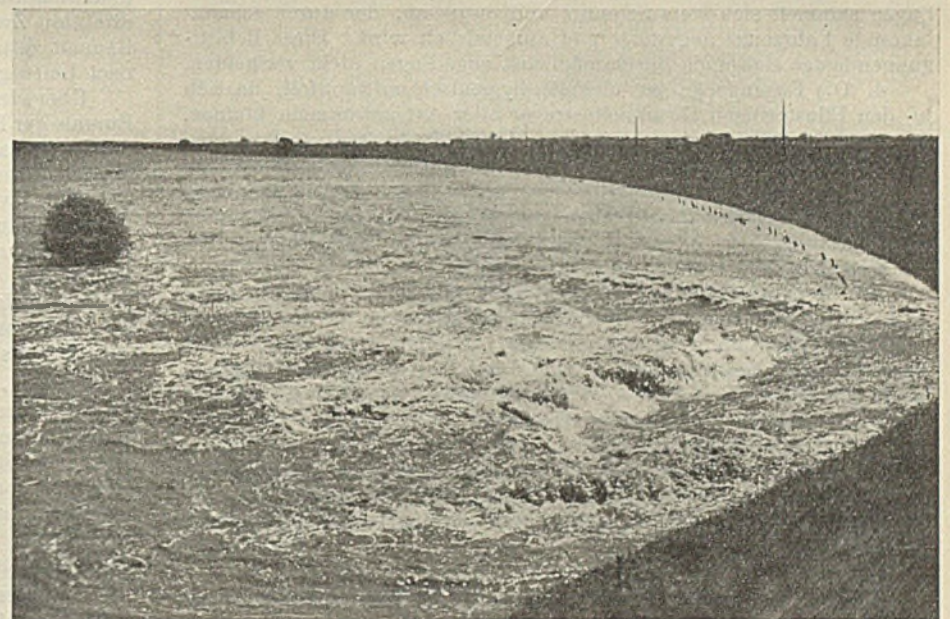


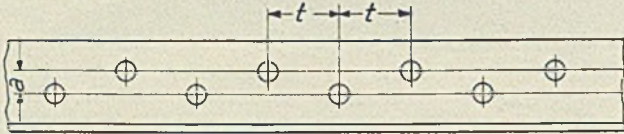
Abb. 4.

dienste, die hauptsächlich auf dem Gebiete des baugewerblichen Rechtsschutzes liegen, bereits bei seinem Ausscheiden aus dem Amte gedacht (vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 47, S. 466). Leider ist dem Verstorbenen nur ein kurzer Ruhestand vergönnt gewesen. L.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 66). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Paul P.-Santo Rini: Die Verwendung der Pilzbauweise für die geknickte Dachdecke des Alkoholgebüdes „Kronos“ in Eleusis. — Regierungsbaumeister Briske:

Zerstörung von Hochbauten durch Erdbeben. — Professor O. Colberg: Nochmals Flensburger Brücke und Dreigelenkbogenausrüstung. — Otto Jäcker: Zur Frage der Berechnung von Eisenbetonschornsteinen. Dipl.-Ing. A. Lippacher: Tafel zum unmittelbaren Ablesen von Eisenbetondeckenplatten (für gleichmäßig verteilte Nutzlasten).

Berichtigung zu den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (G E) (Deckblatt Nr. 1). In der Abb. 5 auf S. 8 der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (G E) ist die Nietteilung t gemäß der folgenden Abbildung zu berichtigen, und außerdem ist in der Anlage 1



$$t \leq \begin{cases} 10d - \frac{a}{2} \\ 20\delta - \frac{a}{2} \end{cases}$$

in Abb. c rechts unten als Höhenangabe für den obersten Punkt der Umgrenzungslinie U_3 für bestehende Bauwerke aus Eisen das Maß von 380 mm über S.O. nachzutragen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Etwas vom Kleinpflaster. Der unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“, Heft 39, S. 513, veröffentlichte Aufsatz von Ministerialrat Dr.-Ing. A. Speck erscheint unvollständig, wenn nicht neben den unstrittig vorhandenen Vorzügen dieser Pflasterart auch auf die ihr anhaftenden Nachteile hingewiesen wird. Außer den vom Verfasser schon kurz angedeuteten, wohl unvermeidlichen örtlichen Zerstörungerscheinungen sind noch andere Übelstände vorhanden, die nicht unbeachtet bleiben dürfen:

1. Die mit Kleinpflaster abgedeckte Landstraße, auf der — wenigstens vorläufig noch — nicht nur Kraftwagen, sondern Fuhrwerke aller Art verkehren, ist auf lange Strecken für die Zugtiere viel zu hart und wirkt namentlich beim schnelleren Befahren nachteilig.

2. Das Kleinpflaster ist infolge der vorhandenen Unebenheiten geräusch- und lärmbildend — ähnlich wie das Großpflaster —; ebenso pflanzen sich die Erschütterungen allzu leicht fort. Dies ergibt bei Landstraßen, die durch Ortschaften führen, auf die Dauer unhaltbare Zustände.

3. Auf der unebenen Oberfläche des Kleinpflasters mit den vielen Fugen sammelt sich stets Schmutz und Staub an, der durch schnell-fahrende Fahrzeuge angesaugt und aufgewirbelt wird. Diese Belästigungen lassen sich auch durch möglichst enge Fugen nicht vermeiden.

4. Die Fugendecke ist niemals hygienisch einwandfrei, da sich in den Pflasterfugen Krankheitserreger aller Art ansammeln können. An eine Straßenreinigung nach dem Vorbilde der Stadtverwaltungen ist auf den Landstraßen und in Ortschaften vorläufig nicht zu denken.

5. Die für jede Kleinpflasterdecke notwendige Seitenverspannung ist bei den meisten Landstraßen nur durch besondere Maßnahmen durchzuführen und gewährt bei den ständig auftretenden Erschütterungen keine unbedingte Haltbarkeit.

Bei Berücksichtigung der vorstehend genannten Gesichtspunkte darf man daran zweifeln, ob die Kleinpflasterdecke als die Straßenbefestigung der Zukunft anzusprechen ist. Gewiß können verschiedene Nachteile noch beseitigt werden, z. B. durch Fugenausguß mit Asphalt. Aber alle diese Verbesserungen beeinflussen wesentlich die Kostenfrage. Zurzeit steht die Kleinpflasterdecke vielleicht nur deswegen an der Spitze aller Befestigungsarten, weil in Deutschland noch keine langjährigen Erfahrungen über die Bewährung anderer Befestigungen gemacht sind, und weil man unter dem Druck der Verhältnisse erst in neuerer Zeit begonnen hat, andere hochwertige Decken systematisch zu erproben.

Wagner.

Zu der vorstehenden Äußerung gestatte ich mir folgendes zu bemerken:

Zu 1. Mit Kleinpflaster wird man in der Regel nur solche Strecken belegen, wo der Kraftwagenverkehr überwiegt. Die Zugtiere müssen die härtere Fahrbahn in Kauf nehmen, haben aber auch Vorteile von der Raubigkeit bei Glatteis, Schneeschlicker und in Steigungen.

Zu 2. Die Frage der Erschütterungen wird zweifellos in eng bebauten Ortschaften bei der Wahl der Befestigungsart berücksichtigt werden müssen. Das sind aber Ausnahmen, und bei gut gesetztem Kleinpflaster sind die Erschütterungen gering.

Zu 3. und 4. Bei Landstraßen wird stets von den Seiten und Fußwegen so viel Staub und Schmutz auf die Fahrbahn geschleppt, daß auch fugenlose Decken niemals staubfrei und damit hygienisch einwandfrei sein können. Bei Verwendung guten Pflastersandes und bei

engen Fugen entspricht eine Kleinpflasterdecke den üblichen Anforderungen an die Gesundheitspflege in hohem Maße.

Zu 5. Daß der seitliche Anschluß (die Seitenverspannung) bei ordentlicher Ausführung des Kleinpflasters, wie ich sie auf S. 515, linke Spalte, Zeile 17 u. f., empfohlen habe, zu Anständen geführt hätte, ist nicht beobachtet worden. Jedenfalls ist dieser Anschluß einfacher auszufüllen als bei Bitumendecken. Eine Gewölbewirkung tritt nicht auf.

Im übrigen werden die von den deutschen Straßenbauverwaltungen ausgeführten Versuche mit anderen hochwertigen Decken bald ein sicheres Urteil über deren Brauchbarkeit ermöglichen. Der Zweck meines Aufsatzes „Etwas vom Kleinpflaster“ war vor allem der, auf die konstruktiven Mängel der Kleinpflasterausführung hinzuweisen und Vorschläge für deren Beseitigung zu machen.

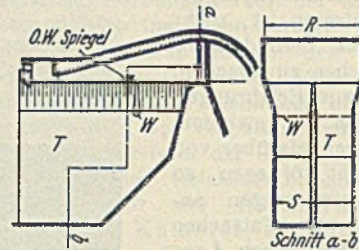
Dresden.

Dr.-Ing. Speck.

Patentschau.

Bearbeitet vom Regierungsrat Donath.

Selbsttätiger Heber (Kl. 84a, Nr. 404 341 vom 31. 8. 1922 von Dr.-Ing. Fritz Heyn in Stettin). Um zu verhüten, daß sich bei starkem Frost unter der Saughaube des Hebers eine Eisschicht bildet, die das Anspringen des Hebers beim Ansteigen des Oberwassers verhindert und verzögert, werden die Einlaufwände des Hebers in Höhe der Überlaufkronen nicht senkrecht, sondern nach oben sich erweiternd ausgeführt, dadurch entsteht beim Steigen des Oberwassers an den Wänden ein eisfreier Wasserspalt, der das Überfließen des Anspringstrahls und das Anspringen des Hebers ermöglicht. Durch in den Einlauf eingebaute schwache zungenförmige Trennwände wird die



Eisdecke unter der Saughaube dem Heberschlauch unterteilt zu geführt. Um auch im unteren Frostschutzraum den Luftperlen das Entweichen zu ermöglichen, wird die Wasserspiegeloberfläche oberhalb des normalen Unterwassers vergrößert, indem man die Wände des Frostschutzraums nach oben erweitert.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Elsner, bisher beim Bauamt Glauchau, zur Betriebsdirektion Zwickau, Kratz, bisher beim Neubauamt Zwickau, zum Bauamt Zittau und Holzappel, bisher bei der R. B. D. Augsburg, nach Ludwigshafen (Rhein) als Vorstand des Messungsamts der R. B. D.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Thiele vom Maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Dresden zum Abnahmeamt Dresden als Vorstand; die Reichsbahnräte Oskar Schröder von der R. B. D. Essen zur Oberbetriebsleitung West in Essen und Claussnitzer von der Betriebsdirektion Zwickau zum Neubauamt Zwickau als Vorstand; die Reichsbahnbeamten Mirtschin vom Maschinentechnischen Bureau der R. B. D. Dresden zum Werkstättenbureau als Vorstand und Max Lehmann vom Eisenbahnausbesserungswerk Leipzig zum Betriebswerk Leipzig Hbf. Süd als Leiter der dortigen Nebenwerkstatt.

Gestorben: Reichsbahnrat Vibrans, Vorstand des Eisenbahnbetriebsamts Detmold.

Bayern. In etatsmäßiger Weise ist der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Traunstein J. Kleiber zum Regierungsbaurat 1. Kl. und Vorstand des Hafenamts Aschaffenburg befördert, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg E. Salisco zum Regierungsbaurat und Vorstand des Hafenamts Regensburg ernannt, der Bauamtmann am Straßen- und Flußbauamt Ingolstadt K. Spreng in gleicher Diensteseigenschaft an das Straßen- und Flußbauamt Aschaffenburg berufen.

Preußen. Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Martin Jenner (Wasser- und Straßenbaufach).

INHALT: Technik des nordamerikanischen Straßenbaues. — Das Ergebnis des Wettbewerbes für die dritte Neckarbrücke in Mannheim. (Fortsetzung). — Abraumförderbrücken im Braunkohlentagebau. (Schluß). — Vermischtes: Karl Bernhard Doktor-Ingenieur ehrenhalber. — 25-jähriges Bestehen des Reichverbandes des Deutschen Tiefbaugewerbes. — Deichbruch bei Scharnau a. d. Weichsel im Juli 1925. — Technische Hochschule Danzig. — Direktor Josef Schäfer †. — Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Berichtigung zu den „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (G E) (Deckblatt Nr. 1). — 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.