

# DIE BAUTECHNIK

12. Jahrgang

BERLIN, 31. August 1934

Heft 37

## Vorschläge zur Ausbildung der Knotenpunkte der Reichsautobahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialrat Dr. Speck und Regierungsbaumeister Hesse in Dresden.

Bei der Planung des Reichsautobahnnetzes, das nach dem Willen des Reichskanzlers Adolf Hitler als seines geistigen Schöpfers ganz Deutschland überspannen soll, stellt die Ausbildung der Knotenpunkte den Ingenieur vor eine vollkommen neue Aufgabe. Die einheitliche Ausbildung der Knotenpunkte, seien es nun Gabelungen oder Kreuzungen, ist vor allem im Interesse der Kraftfahrer geboten, deren Sicherheit in der schnellen Wegfindung bei Befahrung eines Knotenpunktes, wie überhaupt die Sicherheit des Gesamtverkehrs eine Grundbedingung des Autobahnverkehrs darstellt.

### I. Grundsätzliches über die Ausbildung der Knotenpunkte.

Im folgenden wollen nun die Verfasser Anregungen zur Ausgestaltung derartiger Knotenpunkte, die bei der Aufstellung der Vorplanungen für die Reichsautobahnen in Sachsen aufgetreten sind, geben, ohne damit Anspruch auf erschöpfende Darstellung des Gebietes zu erheben.

Die Forderung größtmöglicher Verkehrssicherheit steht an erster Stelle, denn jede Unsicherheit schafft nicht nur Gefahren, sondern vermindert sofort die Reisegeschwindigkeit und vernichtet damit die Vorteile der hindernisfreien Autobahnen. Wenn heute auf guten Landstraßen noch eine Höchstgeschwindigkeit von mindestens 100 km/st gebraucht wird, um infolge der Ortsdurchfahrten, Kreuzungen, Abzweigungen und sonstiger Verkehrshindernisse 60 km Stundendurchschnitt, also einen Wirkungsgrad von 60% zu erreichen, so muß auf der Autobahn dieser Verlust von 40% wesentlich herabgesetzt werden, schätzungsweise auf 10%, so daß die Reisegeschwindigkeit 90% der Höchstgeschwindigkeit beträgt. Dazu ist es nötig, daß unsere Kraftwagenindustrie Motoren für eine so hohe Dauerbeanspruchung schafft; daß ihr das gelingen wird, ist gewiß.

Das Ideal würde sein, die Knotenpunkte so auszubilden, daß überhaupt kein Geschwindigkeitsverlust entsteht. Das würde zwar technisch möglich, aber so teuer und unwirtschaftlich sein, daß eine solche Lösung von vornherein abzulehnen ist. Auch spielt bei den großen Fahrtlängen eine geringe Verminderung der Geschwindigkeit keine Rolle, sie ist im Gegenteil für den Fahrer eine notwendige Erholung. Es wird deshalb im folgenden davon ausgegangen, daß es sogar erwünscht ist, an einzelnen Stellen, wie z. B. an den Gabelungen und Kreuzungen, eine geringe Herabminderung der höchsten Fahrtgeschwindigkeit zu gestatten.

Im übrigen müssen die Knotenpunkte möglichst nach den gleichen Trassierungsgrundsätzen wie die freien Strecken behandelt werden. Damit liegen im wesentlichen die Richtlinien für die Ausbildung der Knotenpunkte fest.

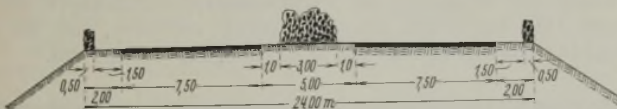


Abb. 1.

Wie eingangs betont, steht die Sicherheit des Verkehrs auf der Autobahn an erster Stelle. Darin findet auch der verhältnismäßig breit erscheinende Querschnitt Abb. 1, der die beiden Fahrtrichtungen, insbesondere zur Vermeidung der Scheinwerferblendung, vollkommen trennt, seine Erklärung. Eine Kreuzung von Fahrspuren verschiedener Richtung scheidet damit aus dem Kreise der Betrachtungen aus.

Schwieriger wird die Entscheidung darüber, ob und wieweit eine Kreuzung von Fahrspuren gleicher Richtung zugelassen werden kann. Hier gilt es zunächst, die Frage zu entscheiden, ob man sich die 7,50 m breite Fahrbahn einer Richtung in zwei vollkommen getrennte Fahrspuren, etwa eine Langsam- und eine Schnellfahrspur aufgeteilt denkt, oder ob man die Fahrbahn einer Richtung als eine Hauptfahrspur rechts mit Überholungspur links ansehen muß. So verlockend auch der Gedanke erscheinen mag, eine Fahrspur für den schnelleren Kraftwagen mit einer festgesetzten Mindestgeschwindigkeit vorzusehen und von der Fahrspur für den weniger schnell fahrenden Kraftwagen, insbesondere für den Lastkraftwagen zu trennen, so wird er sich bei den vorgesehenen Fahrbahnbreiten doch nicht verwirklichen lassen. Da auch bei einer Aufteilung der Fahrbahn in eine Schnell- und Langsamfahrspur Überholungen nicht zu vermeiden sind, würde eine neue Unsicherheit in

den Verkehr auf der Autobahn gebracht werden. Eine besondere Gefahrenquelle liegt in der Möglichkeit, daß sich zwei Fahrzeuge der Langsamfahrspur in dem Augenblick überholen, wo ein Fahrzeug der Schnellfahrspur so nahe an das überholende Fahrzeug herangekommen ist, daß ihm nicht mehr genügend Bremslänge zur gefahrlosen Herabminderung seiner Geschwindigkeit auf die Geschwindigkeit des überholenden langsamen Fahrzeuges zur Verfügung steht. Die Autobahn müßte dann im Idealfall vier Spuren für jede Richtung erhalten.

Nach den vorstehenden Überlegungen gestattet die Verkehrssicherheit auf der Autobahn somit nur eine Hauptfahrspur rechts mit Überholungspur links, die jedem Fahrzeug zur Überholung des voranfahrenden Fahrzeuges offen bleiben muß. Demnach dürfen Abbiegungen nur aus der Hauptfahrspur und nur nach rechts stattfinden, wenn ein spitzwinkliges Kreuzen der Überholungspur in der eigenen Fahrtrichtung vermieden werden soll. Denn auch ein Kreuzen von Fahrzeugen der gleichen Fahrtrichtung muß unbedingt vermieden werden, da es die

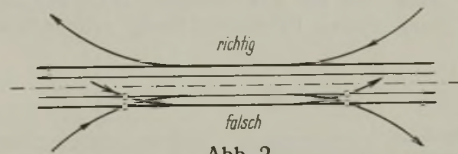


Abb. 2.

Verkehrssicherheit auf der Autobahn beeinträchtigt (Abb. 2). Das gleiche gilt für die Verkehrszusammenführung, die aus den gleichen Gründen wie bei der Trennung stets von rechts stattfinden muß.

Abbiegungen aus der Überholungspur und Einmündungen in die Überholungspur scheiden somit aus den weiteren Betrachtungen aus.

Damit ergibt sich zwangsläufig die Verkehrsvorschrift: „Abbiegungen von der Autobahn und Einmündungen in die Autobahn dürfen in jedem Falle nur rechts und stets nur aus der Hauptfahrspur und in die Hauptfahrspur stattfinden“. Diese Vorschrift legt die Ausbildung der Abzweigungen und Einmündungen von Wegen geringerer Verkehrsbedeutung, z. B. von Zufahrtstraßen zu den Autobahnen, eindeutig fest.

### II. Gabelungen.

Schwieriger liegen die Verhältnisse bei der Aufspaltung einer Autobahnlinie in zwei Linien, bei der Liniengabelung. Hier sei der Verkehr zunächst ohne Eckverkehr untersucht.

Da eine Trennung der Fahrbahnrichtung in zwei vollkommen selbständige Fahrspuren weiter oben grundsätzlich abgelehnt wurde und ihre völlig kreuzungsfreie Durchführung bei einer Gabelung in der Mehrzahl der Fälle einen sehr hohen, wirtschaftlich nicht tragbaren Aufwand erfordert (Abb. 3), ist ein Verzicht auf die Überholung bei der nach rechts abbiegenden und von rechts einmündenden Fahrbahn im Bereich der Gabel notwendig, während die nach links abbiegende und von links einmündende Fahrbahn ohne Verkehrsgefährdung mit Überholungspur durchgeführt werden kann. Wie Abb. 4 u. 5 zeigen, würde andernfalls die nach rechts abbiegende Überholungspur die nach links führende Hauptfahrspur unter spitzem Winkel kreuzen und dadurch die Verkehrssicherheit beeinträchtigen. Dasselbe gilt sinngemäß für die von rechts ankommende Fahrbahn.

Handelt es sich bei der Gabelung um Linien von unterschiedlicher Verkehrsbedeutung, so ist die Hauptlinie mit Überholungspur durchzuführen. Der Verkehr auf der Hauptlinie erfährt dann keinerlei Behinderung durch den Abzweig einer Nebenlinie. Bei dieser Lösung muß die Hauptlinie in voller Breite von der abweigenden Fahrbahn überbrückt werden. Es ist daher anzustreben, den unvermeidlichen spitzen Winkel der schiefen Kreuzung möglichst groß zu halten. Die S-Kurve mit kleinerem Halbmesser der abweigenden Fahrspur kann angesichts ihrer geringeren Verkehrsbedeutung unbedenklich in Kauf genommen werden. Die Linienföhrung ist in Abb. 4 dargestellt.

Bei der Gabelung in zwei Linien von gleicher Verkehrsbedeutung, um die es sich in den meisten Fällen handeln wird, läßt sich die Lösung noch vereinfachen. Die Behinderung des Verkehrs, die bei der Gabelung nach Abb. 4 nur die Linie mit geringerer Verkehrsbedeutung trifft, wird zweckmäßig auf beide Linien gleichmäßig verteilt. Die rechts abbiegende und einmündende Fahrbahn muß auf die Überholungspur verzichten, während die links abbiegende und einmündende Fahrbahn mit

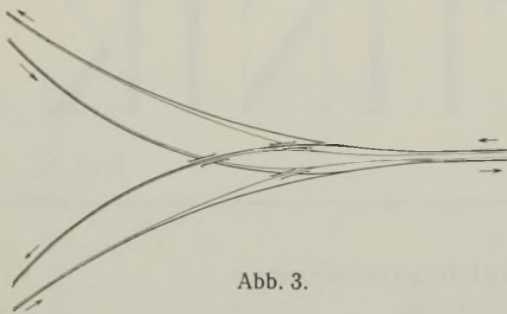


Abb. 3.

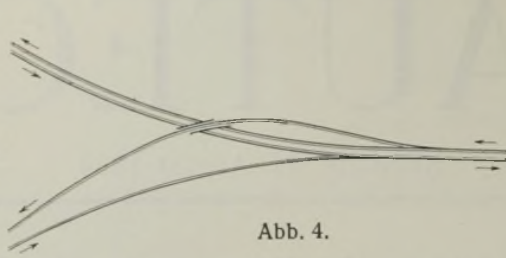


Abb. 4.

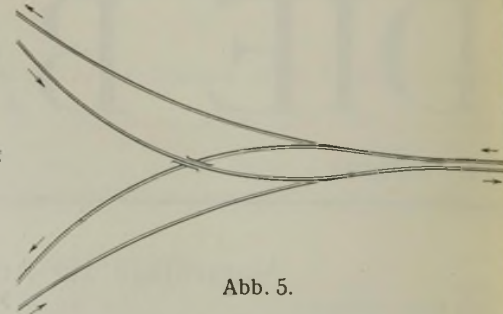


Abb. 5.

Überholungsspur ungehindert durchgeföhrt werden kann und damit theoretisch als Hauptfahrspur anzusprechen ist.

Nach der eingangs begründeten Vorschrift, daß Abbiegungen nur rechts und stets nur aus der Hauptfahrspur und Einmündungen nur von rechts und in die Hauptfahrspur, keinesfalls aus der oder in die Überholungsspur stattfinden dürfen, ist diese Ausbildung der Gabel frei von verkehrgefährdenden Stellen. Voraussetzung dafür ist nur, daß die Abfahrten von der Autobahn und die Gabelrichtungen dem Fahrer rechtzeitig angekündigt und daß diese Stellen gut beschildert werden, insbesondere mit dem Hinweis auf das Überholungsverbot. Damit dürfte die vorgeschlagene Lösung als vollkommen verkehrssicher gelten.

Die Gabelausbildung nach Abb. 5 hat gegenüber anderen Lösungen den großen Vorzug, eine sehr zügige, übersichtliche und klare, sowie einfache Linienführung aufzuweisen.

In den meisten Fällen wird es möglich sein, mit einem kleinsten Halbmesser von  $R = 1000$  m auszukommen. Da nur ein Bauwerk zur Überföhung einer Fahrbahnrichtung erforderlich

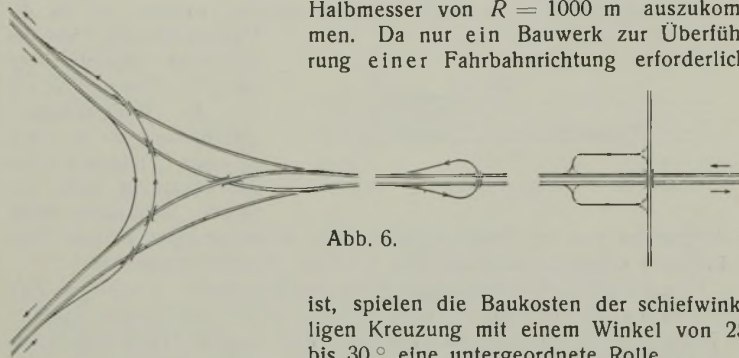


Abb. 6.

ist, spielen die Baukosten der schiefwinkligen Kreuzung mit einem Winkel von  $25$  bis  $30^\circ$  eine untergeordnete Rolle.

Bei den bisherigen Betrachtungen wurde der Eckverkehr außer acht gelassen. Da die Gabelungen meist einen spitzen Winkel einschließen werden, wird der Eckverkehr gegenüber dem Verkehr in Richtung der Gabel stark zurücktreten. Hieraus ergibt sich, daß dem letzteren Verkehr der Vorrang geböhrt und die Ausbildung der Gabel in erster Linie dem Verkehr in den beiden Hauptrichtungen der Gabel Rechnung tragen muß. Für den Eckverkehr besteht die Möglichkeit, ihn entweder vor oder nach Trennung der Linien durchzuföhren. Im ersteren Falle ist dies wirtschaftlich nur mit kleinem Halbmesser vertretbar. Im zweiten Falle können größere Halbmesser gewählt werden, dagegen ist für den äußeren Verkehr die Überbrückung sämtlicher vier Fahrbahnrichtungen unvermeidlich, da entsprechend der meist geringeren Bedeutung des Eckverkehrs dieser nur rechts abbiegen und einmünden darf. Ist in der Nähe einer Gabel eine Abfahrt vorgesehen, so ist der Eckverkehr jederzeit über diese Abfahrt möglich, und es kann abgewartet werden, wieweit ein Bedürfnis nach Verbesserung des Eckverkehrs vorliegt, da der Bau



Abb. 7.

der Eckverbindung auch später noch ohne große Schwierigkeiten unter Aufrechterhaltung des Verkehrs durchgeföhrt werden kann (Abb. 6).

In Abb. 7 folgt das praktische Beispiel einer Gabelausbildung; sie stellt den Vorschlag einer Gabel der Linien Dresden—Leipzig und

Dresden—Gera bei Nossen dar. Dieser Plan zeigt, wie notwendig es ist, bereits bei der Vorplanung die Ausbildung der Gabel zu berücksichtigen, vor allem dann, wenn die Gabel in ein sehr hügeliges, dicht besiedeltes und durch zahlreiche Verkehrswege aufgeschlossenes Gelände fällt.

Abb. 8 zeigt ein Geländemodell dazu, das im Dezember 1933 in der Sächsischen Straßenbaudirektion angefertigt wurde.

### III. Kreuzungen.

Nach den eingangs dargelegten Grundsätzen für die Ausbildung der Knotenpunkte der Reichsautobahnen sollen nun noch die im Schrifttum schon eingehender erörterten Linienkreuzungen einer kurzen Betrachtung unterzogen werden. Es wird hier von den im Hafraba-Mitteilungsblatt 1931, Heft 11, veröffentlichten, von Uhlfelder bearbeiteten „Richtlinien für die technische Anlage von Autobahnen“ ausgegangen, die verschiedene Möglichkeiten der Kreuzung zeigen. Zunächst müssen die besonderen Gesichtspunkte festgelegt werden, nach denen die Kreuzungen zu betrachten sind. An erster Stelle steht auch hier die Verkehrssicherheit. Das setzt voraus, daß die Kreuzungen so einfach und übersichtlich wie möglich gehalten und nicht unmittelbar mit den An- und Abfahrten, die der Übersichtlichkeit abträglich sind, verbunden werden. Da die Autobahnen meist in größerer Entfernung von Städten vorbeiföhren werden und der Kreuzungspunkt am entferntesten liegt, ergeben sich von selbst neue Zugänge. Ferner sind Lösungen anzustreben, die im gesamten Autobahnnetz einheitlich durchgeföhrt werden können, damit der Fahrer in der Wegfindung nicht unsicher wird. Da dem Verkehr in Richtung der sich kreuzenden Linien in den meisten Fällen der Vorrang gegenüber dem Eckverkehr geböhrt, gilt als weitere Voraussetzung, den Durchgangsverkehr ohne jede Behinderung glatt durchzuföhren. Bei dem Eckverkehr kann dagegen ein geringer Zeitverlust, der für das Befahren einer Kreuzung im Eckverkehr infolge Ermäßigung der Fahrgeschwindigkeit in der Regel eine Minute nicht erreichen wird, unbedenklich in Kauf genommen werden, wenn die vorstehend angeführten Voraussetzungen erfüllt sind. Nur bei besonders schiefen Kreuzungen wird die Ausbildung der Kreuzung von dem Regelfall der annähernd rechtwinkligen Kreuzung abweichen.

Von den Lösungen, die Uhlfelder a. a. O. vorschlägt, genügt nur die von ihm als „Renaissance-Kreuzung“, im folgenden als „Doppel-Acht“ bezeichnete Kreuzung den vorstehenden Anforderungen (s. Abb. 14). Die „Ringlösung“ (Abb. 9) scheidet u. E. trotz ihrer großen Vorzüge, die in der einfachen Ausbildung und in den geringen Baukosten liegen, schon allein wegen der Häufigkeit der Verkehrszusammenföhungen und -aufspaltungen, die im Ringe jede Überholung verbieten, und der damit verbundenen starken Behinderung des Durchgangsverkehrs aus.



Abb. 8.

Drei weitere Lösungen: „Romanische Kreuzung“ (Abb. 10), „Barock-Kreuzung“ (Abb. 11) und „Gotische Kreuzung“ (Abb. 12) benannt, genügen ebenfalls nicht den Anforderungen eines unbehinderten Durchgangsverkehrs.

Neben der „Doppel-Acht“ (Abb. 14) hat die von Fehlemann in „Autobahn“ 1934, Heft 3, S. 105, gezeigte „Kreuzung zweier Autobahnen mit Verteilerring und Außenanfahrt“ Bedeutung (Abb. 15). Die von ihm S. 106 a. a. O. weiter vorgeschlagene „Kreuzung zweier Autobahnen mit Verteilerring und Innenanfahrt“ (Abb. 13) hat den gleichen Links-Eckverkehr wie die „Doppel-Acht“, sie zwingt jedoch den Rechts-Eckverkehr in einen Verteilerkreis und zur Umfahrt über drei Kreisviertel. Ihr einziger Vorteil gegenüber der „Doppel-Acht“ liegt darin, daß durch eine Zufahrt zum Verteilerring von diesem aus dann der Verkehr nach allen vier Richtungen gehen kann, während bei der „Doppel-Acht“ mit Zufahrt zu einer Linie außerhalb des Verteilerrings der Verkehr in Richtung der anderen Linie die Kreuzung voll ausfahren muß. Dieser Vorteil ist aber so gering, daß er die Nachteile dieser Lösung, die insbesondere in der großen Erschwerung des Rechts-Eckverkehrs und in den Kosten der zusätzlichen vier Kreuzungsbauwerke und der erhöhten Massenbewegung liegen, nicht aufwiegt. Zum Vergleich bleiben also für Regelfälle nur die „Doppel-Acht“ und die „Kreuzung mit Verteilerring und Außenanfahrt“. Um die beiden Kreuzungen gut vergleichen zu können, wurden sie im Maßstabe 1:2000 (im Druck Abb. 14 1:8000; Abb. 15 1:10 000) ausgearbeitet, unter der Annahme, daß ebenes Gelände vorliegt und eine Autobahnlinie zur Gewinnung der erforderlichen Rampenmassen durchgehend 2 m ins Gelände eingeschnitten wird. Ferner wurde für die Rampen eine Sichtlänge von mindestens 100 m — entsprechend den Richtlinien des Generalinspektors für die Kreuzung von Landstraßen 1. Ordnung mit den Autobahnen — zugrunde gelegt. Das ergab für die „Kreuzung mit Verteilerring“ als Mindesthalbmesser im Grundriß  $R=200$  m und für die „Doppel-Acht“  $R=70$  m. Der Längsschnitt der übergeführten Autobahn wurde ebenfalls nach den Richtlinien des Generalinspektors für eine Sichtweite von 400 m, das entspricht hier einem Ausrundungshalbmesser von  $R=16\ 700$  m, gestaltet. Beide Lösungen haben grundsätzlich den gleichen Rechts-Eckverkehr, jedoch mit dem Unterschiede, daß bei der „Doppel-Acht“ die Fahrbahn für den Rechts-Eckverkehr, vom Links-Eckverkehr vollkommen getrennt, nahezu im Gelände liegenbleiben kann, während bei der „Kreuzung mit Verteilerring“ eine Anrampung auf dessen Höhe und teilweise Verbindung mit ihm für jedes Kreisviertel notwendig wird. Der Links-Eckverkehr der „Doppel-Acht“ geht für jede der vier Fahrtrichtungen über einen in sich geschlossenen Dreiviertelkreis, der mit einem Halbmesser von  $R=70$  m genügend Rampenlänge besitzt, um mit einer Sichtweite von 100 m an der ungünstigsten Stelle und einer größten Neigung von rd. 1:30, die infolge des Ausrundungshalbmessers für Kuppen von  $R=4200$  m nur auf etwa 100 m Länge auftritt, den Höhenunterschied der beiden Autobahnen an der Kreuzungsstelle zu überwinden. Bei der „Kreuzung mit Verteilerring“ muß dagegen der Links-Eckverkehr über drei Kreisviertel des Verteilerkreises gehen. Der Verteilerkreis wird also sehr stark belastet, da auch noch der Rechts-Eckverkehr eines jeden Kreisviertels hinzukommt. Ein Vorzug der „Kreuzung mit Verteilerring“ liegt darin, daß sich für den Links-Eckverkehr größere Halbmesser ergeben. Dafür muß aber dieser Verkehr auf dem Verteilerring einschließlich der An- und Abfahrt eine Wegstrecke von etwa 1800 m zurücklegen, während bei der „Doppel-Acht“ die Wegstrecke außerhalb der gerade durchgehenden Fahrbahnen nur etwa 300 m beträgt und der Fahrer sich innerhalb der Kreuzung im übrigen auf der gerade durchgehenden Fahrbahn befindet und hier weniger behindert wird als auf dem Verteilerring mit vier spitzwinkligen Überschneidungstellen. Außerdem ist der Umweg für den Links-Eckverkehr bei der „Kreuzung mit Verteilerring“ etwa 200 m größer, so daß der Vorteil des größeren Halbmessers durch die vorstehend angeführten Nachteile gegenüber der „Doppel-Acht“ wieder vollkommen aufgehoben wird.

Für den wirtschaftlichen Vergleich der beiden Lösungen wurde angenommen, daß die Rampen 9 m Breite erhalten und davon 6 m befestigt werden. Bei der „Doppel-Acht“ wurde innerhalb der Kreuzung auf beiden Seiten der durchgehenden Fahrbahn eine besondere Fahrspur von je 3,50 m Breite vorgesehen. Der Vergleich beschränkt sich auf die Massenbewegung (Dammassen), die zusätzlichen Fahrbahnbefestigungen im Bereiche der Kreuzungen und die Brücken. Die weiteren Kosten brauchen zum Vergleich nicht herangezogen zu werden, da sie in der Höhe gegen über den vorstehenden Kosten stark zurücktreten und außerdem keine ins Gewicht fallenden Unterschiede erwarten lassen.

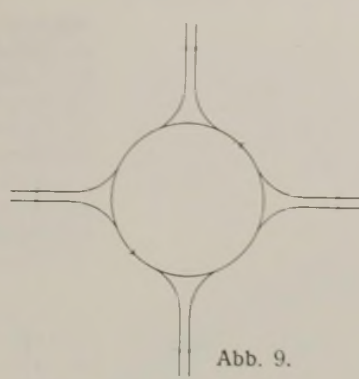


Abb. 9.

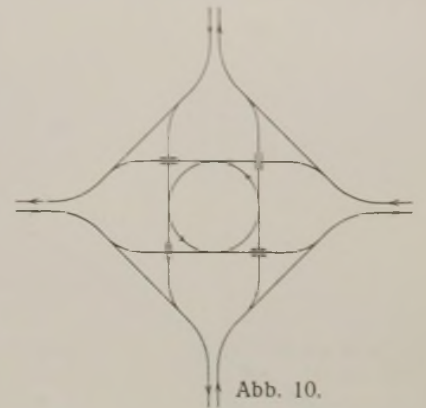


Abb. 10.

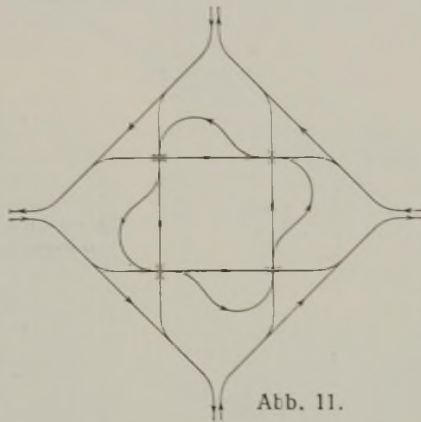


Abb. 11.

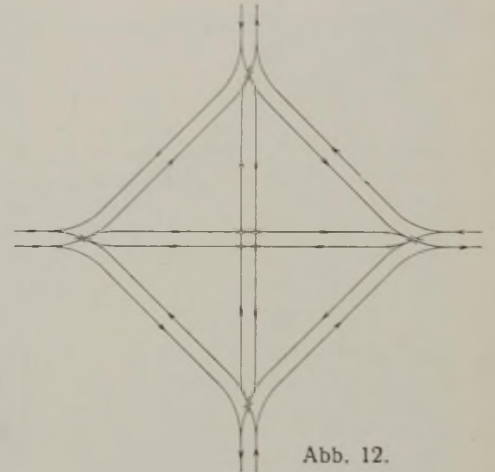


Abb. 12.

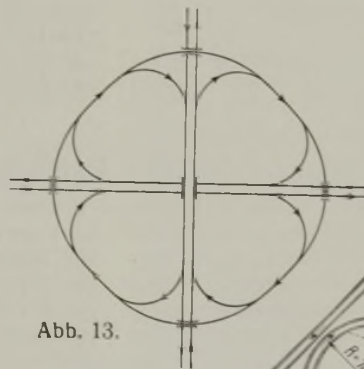


Abb. 13.

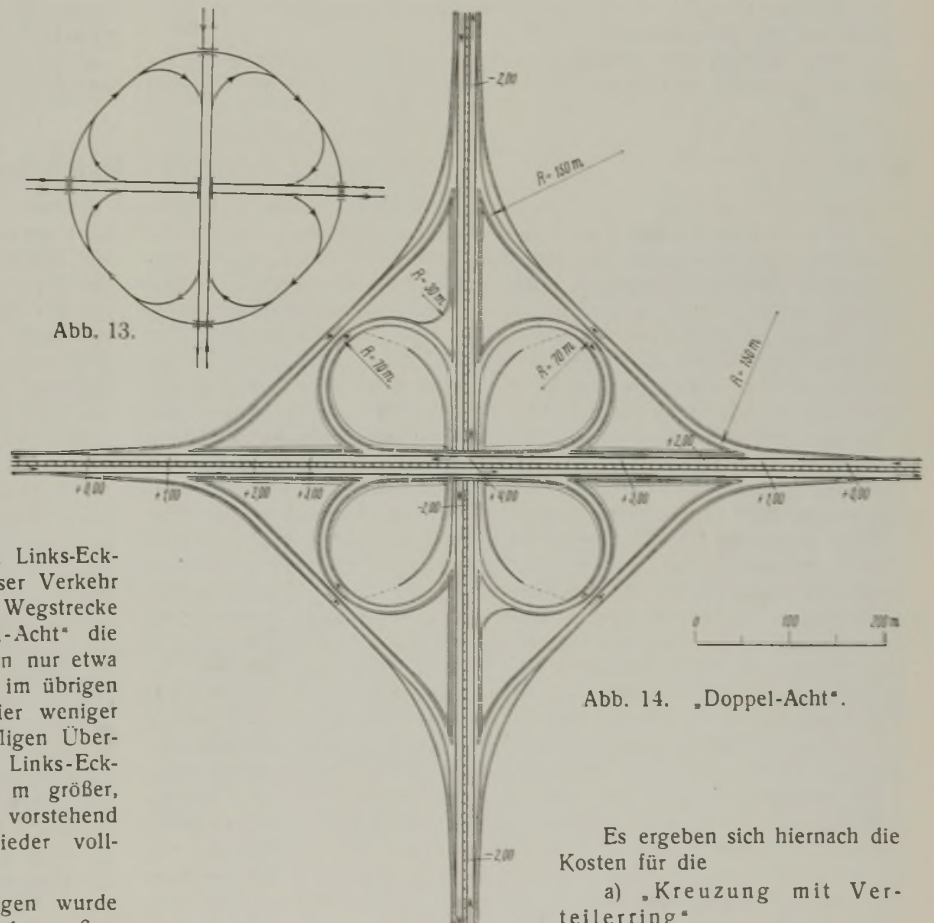


Abb. 14. „Doppel-Acht“.

Es ergeben sich hiernach die Kosten für die

a) „Kreuzung mit Verteilerring“

- |                                  |  |
|----------------------------------|--|
| 1. Dammassen . . . . .           | 183 000 m <sup>3</sup> · 2,50 RM/m <sup>3</sup> = 457 500 RM |
| 2. Fahrbahnbefestigung . . . . . | 30 000 m <sup>2</sup> · 12,00 RM/m <sup>2</sup> = 360 000 .  |
| 3. Brücken . . . . .             | 1 600 m <sup>2</sup> · 230,00 RM/m <sup>2</sup> = 368 000 .  |
|                                  | Summe 1 185 500 RM   |

b) „Doppel-Acht“

- |                                  |   |
|----------------------------------|---|
| 1. Dammassen . . . . .           | 90 000 m <sup>3</sup> · 2,50 RM/m <sup>3</sup> = 225 000 RM |
| 2. Fahrbahnbefestigung . . . . . | 30 000 m <sup>2</sup> · 12,00 RM/m <sup>2</sup> = 360 000 . |
| 3. Brücken . . . . .             | 1 050 m <sup>2</sup> · 230,00 RM/m <sup>2</sup> = 241 000 . |
|                                  | Summe 826 000 RM  |

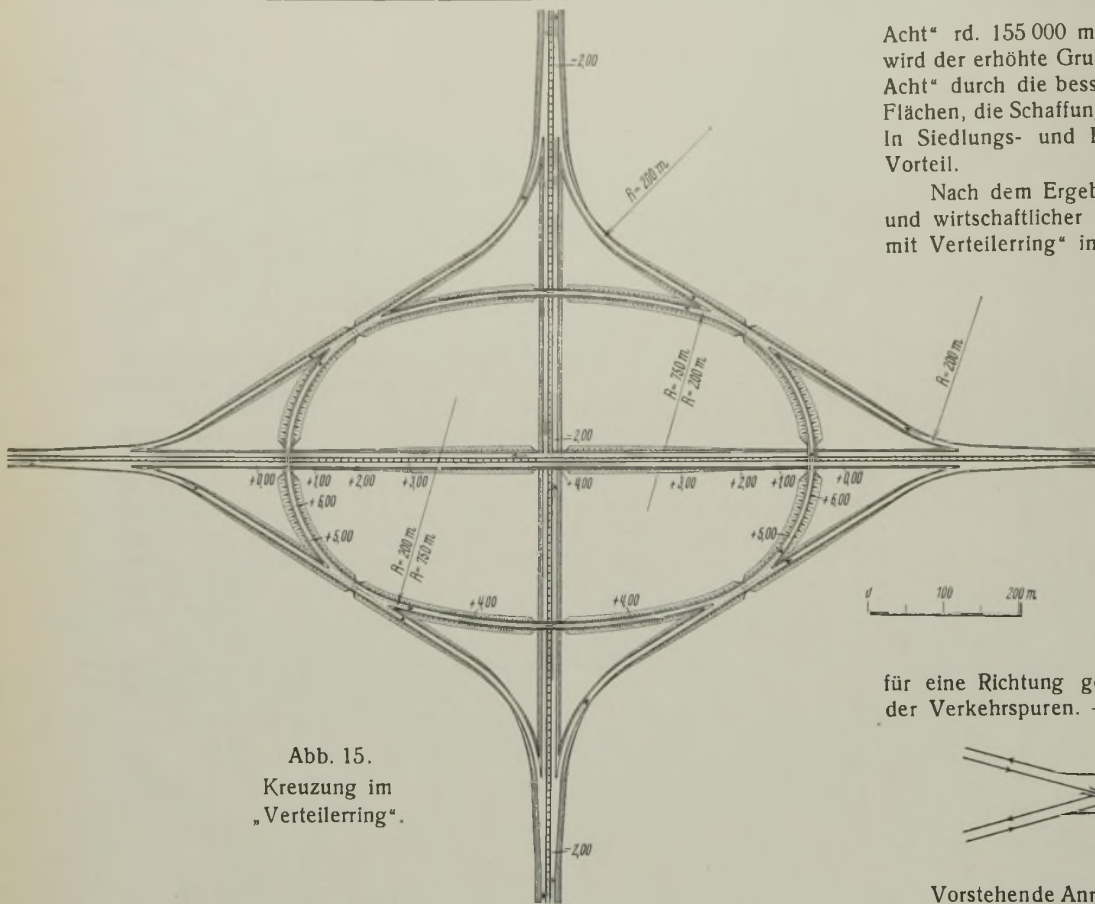


Abb. 15.  
Kreuzung im  
„Verteilerring“.

Die „Kreuzung mit Verteilerring“ ist hiernach 359 000 RM = rd. 43% teurer als die „Doppel-Acht“.

Der Flächenbedarf außerhalb der durchgehenden Fahrbahn beträgt bei der „Kreuzung mit Verteilerring“ rd. 365 000 m<sup>2</sup> und bei der „Doppel-

Acht“ rd. 155 000 m<sup>2</sup>. Bei landwirtschaftlicher Nutzung des Geländes wird der erhöhte Grundbedarf der ersteren Lösung gegenüber der „Doppel-Acht“ durch die bessere Bewirtschaftungsmöglichkeit der eingeschlossenen Flächen, die Schaffung ausreichender Zufahrten vorausgesetzt, ausgeglichen. In Siedlungs- und Industriegelände ist die „Doppel-Acht“ dagegen im Vorteil.

Nach dem Ergebnis des Vergleiches beider Lösungen in betrieblicher und wirtschaftlicher Hinsicht ist u. E. die „Doppel-Acht“ der „Kreuzung mit Verteilerring“ in der Regel entschieden vorzuziehen.

Wie schon angedeutet, werden bei schiefen Kreuzungen sich andere Lösungen ergeben. Ein bemerkenswerter Vorschlag für die Ausbildung einer schiefen Kreuzung (für rechtwinklige Kreuzungen kommt der Vorschlag weniger in Betracht) wurde von W. Blöcker in der „Autobahn“ 1934, Heft 5 u. 7, gebracht (Abb. 16). Diese Lösung wird besonders dann anzuwenden sein, wenn bei einer schiefen Kreuzung zweier Linien der Verkehr in der gerade durchgehenden Fahrtrichtung mit dem Verkehr, der in die spitzwinklig gekreuzte Fahrtrichtung übergeht, gleichbedeutend ist. Diese Lösung gestattet nach beiden Richtungen in gleicher Weise ungehinderten Verkehr und entspricht etwa einer doppelten Liniengabelung nach entgegengesetzten Richtungen, wie sie eingangs

für eine Richtung gezeigt wurde, allerdings mit erweiterter Trennung der Verkehrspuren. —

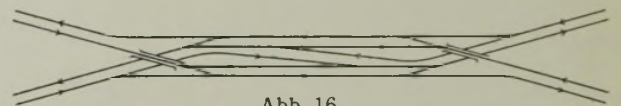


Abb. 16.

Vorstehende Anregungen sollen auf die Wichtigkeit der Gabelungen und Kreuzungen der Autobahnen und auf die Notwendigkeit des Erlasses von Richtlinien hinweisen, da die Gestaltung der Knotenpunkte nicht nur für die endgültige Planung, sondern auch schon für die Vorplanung und für die Bebauungspläne von weittragender Bedeutung ist.

Alle Rechte vorbehalten.

### Erdbaufragen der Reichsautobahnen.

Von Dr.-Ing. F. Kögler, o. Professor, Freiberg/Sa.

Über den zahlreichen und eingehenden Erörterungen zur Frage der Straßendecke und ihrer zweckmäßigen Gestaltung waren in der vergangenen Zeit die Erdarbeiten etwas nebensächlich behandelt worden. Infolge der baulichen Besonderheiten bei den Reichsautobahnen, kurze Bauzeit und besonders hohe Anforderungen, läßt aber die Erkenntnis, daß der Erdkörperunterbau (Dämme und Einschnitte) einen wichtigen Teil der Straße bildet, und daß Straßenbau zu einem überwiegenden Maße die Kunst ist, feste Erdkörper zu schaffen, die geotechnischen Überlegungen und die praktische Handhabung des Erdbaues allmählich wieder mehr in den Vordergrund treten. Erdbau, insbesondere bei den Reichsautobahnen, heißt nicht nur, die Massen lösen und fördern und kippen, sondern hier muß in höchster Vollendung verlangt werden: die besten Schütt- und Verdichtungsweisen anzuwenden, die Massen zu dichter Schüttung geeignet zu wählen oder geeignet zu machen, Hohlräume möglichst zu vermeiden oder wieder zu verringern. Der Talsperrenbau (Erddämme) hat hier in verschiedener Richtung die Wege gewiesen; es ist erforderlich, daß wir uns bei der gewaltigen und wichtigen Aufgabe des Baues der Reichsautobahnen der besten Verfahren bedienen, die anderwärts mit Erfolg schon ausprobiert und angewendet worden sind. Man muß auch in den Dingen des Erdbaues den Mut haben, neue Wege zu gehen, selbst wenn sie von den gewöhnlichen etwas abweichen oder ausgesprochen ungewöhnlich sind, sobald sie entweder durch die erhöhten Anforderungen bedingt, oder wenn sie auf Grund der neuen bodenphysikalischen Erkenntnisse gewiesen werden; mit neuen Mitteln oder auf neuen Wegen sind u. U. auch Erdstoffe zu verwenden, die man sonst als wenig oder gar nicht geeignet angesehen hat. Hier lassen sich gegebenenfalls beträchtliche Kosten ersparen. Den Mut, die Folgerungen aus den bodenphysikalischen Eigenschaften zu ziehen, muß man andererseits auch da aufbringen, wo ungünstige Voraussagen zu machen sind, wo also Mehrkosten entstehen oder wo eine schon festgelegte Linie aus geotechnischen Gründen verlegt oder geändert werden muß.

Die Schaffung eines möglichst unnachgiebigen Unterbaues ist die wichtigste Aufgabe des Straßenbaues, insbesondere bei den Reichsautobahnen, wo sofort auf die jungen Dämme wertvolle Decken aufgelegt werden sollen, an die man mit Recht die allerhöchsten Anforderungen stellt. Von der Auswahl oder Herrichtung tragfähiger Böden im Einschnitt und von genügender Verdichtung der Schüttmassen

im Damme hängt die einwandfreie Lage der Straßendecke ab, viel mehr als von der Stärke der Betondecke, ihrer Bewehrung, Wahl des Zementes usw. Auch die beste Decke nützt nichts, wenn der Untergrund nachgibt. Deshalb ist es notwendig, dieser Frage von vornherein die größte Bedeutung beizumessen. Hier ist durch vorbeugende Arbeit, d. h. durch sorgfältige Prüfung, ob brauchbarer Boden, genügende Verdichtung, ausreichende Trockenhaltung und Entwässerung vorhanden ist, sehr viel zu erreichen. Jedenfalls sind solche vorsorgliche Maßnahmen immer billiger, als z. B. durch Frost zerbrochene Decken wieder instand zu setzen oder abgesunkene Deckentafeln zu heben oder zu erneuern.

Abgesehen davon, daß solche Arbeiten auf einer neuen Autobahn einen recht schlechten Eindruck machen. Auf die Autobahnen, dieses gewaltigste Unternehmen, das je geplant worden ist, schaut nicht nur ganz Deutschland, sondern die ganze Welt. Etwaige Mängel sieht und fühlt jeder, der auf der Autobahn fährt. Hier besteht eine Kontrolle durch Auge und Gefühl der Wegebeneutzer, die es in solcher Schärfe bei den Eisenbahnen nicht gibt. Die Befähigung und Berechtigung zur Prüfung und zur Kritik hat hier jeder Wegebeneutzer, weil jeder seinen eigenen Wagen und dessen Verhalten auf unebenen Straßen ganz genau kennt. Und zu dieser psychologischen Seite kommt noch die technische in folgendem Sinne: Auf die jungen Dämme (mögen sie nun ein Jahr alt sein, wenn die Decke darauf kommt, oder zwei, das ist in jedem Falle jung, sogar sehr jung) kommt sofort die fertige Straßendecke; ein Nachstopfen, wie beim Gleis der Eisenbahn, gibt es nicht. Wenn hier Senkungen eintreten, so wirken sie auf die starre Decke ungleich schädlicher als auf das biegsame Gleis der Eisenbahn.

#### I. Vorarbeiten und Organisation.

Über die geotechnischen Voruntersuchungen ist schon viel geschrieben<sup>1)</sup> worden (Terzaghi, Loos, A. Casagrande); es sind meist amerikanische Erfahrungen, die in diesen Aufsätzen verwertet werden; sie gelten aber selbstverständlich auch für unsere deutschen Verhältnisse.

Daß die Bedeutung einer sorgfältigen Gelände- und Baugrunduntersuchung für die Reichsautobahnen erkannt ist, geht klar hervor aus der

<sup>1)</sup> v. Terzaghi, Bauing. 1934, Heft 15/16. — Loos, Straßenbau 1934, Nr. 3 u. Nr. 5. — A. Casagrande, Straßenbau 1934, Nr. 3.

inzwischen geschaffenen Organisation der Arbeit: Bei allen Obersten Bauleitungen (Obk) arbeiten zunächst die geologischen Landesanstalten von Anfang an eifrig mit. Ferner ist neuerdings jeder Obk ein „Geotechniker“ zugeteilt, der die erforderlichen Untersuchungen entweder selbst im eigenen Laboratorium vornimmt oder sie an anderen Stellen veranlaßt. Endlich ist die Zusammenarbeit der Obk mit den Baugrundforschungs-Instituten in Deutschland insofern geregelt, als jeweils mehrere Obk's einem der Baugrundforschungs-Institute Deutschlands zugeteilt sind. Die Zusammenarbeit wird durch eine besondere Stelle geregelt und gefördert; sie ist schon im Gange, geht zufriedenstellend vorwärts und liefert Entscheidungen für die praktische Arbeit.

Die Aufgabe des Geotechnikers besteht in erster Linie in der Erfassung und Untersuchung aller beim Bau der betreffenden Linien auftretenden geotechnischen Probleme. Er muß sich bewußt sein, daß ihm die Verantwortung zufällt, mögliche Schwierigkeiten, die aus dem Baugrunde herrühren, rechtzeitig zu erkennen und entsprechende Untersuchungen zu veranlassen. Vor allem muß er alle Arbeiten beizeiten durchführen, um etwaige Schwierigkeiten schon im voraus festzustellen, nicht erst z. B. beim Aushub für die Bauwerke.

Wenn er ein eigenes Laboratorium hat, so kann er dort die einfachen Normalversuche selbst machen lassen; für schwierigere Arbeiten und in Zweifelfällen zieht er eines der Institute heran.

Die Schwierigkeiten bei allen Baugrunduntersuchungen liegen nicht in der Handhabung der Versuchsverfahren (obgleich auch hier schwerwiegende Fehler gemacht werden können!), sondern ruhen vor allem in der Entscheidung, welche technischen Probleme im jeweils vorliegenden Baufalle stecken, welche Fragenstellung sie auslösen und welche Untersuchungen erforderlich sind, um Antwort zu geben. Dabei erfordert die Deutung der Versuchsergebnisse Vertrautheit mit der Theorie und dem Wesen der Erdstoffe und langjährige Erfahrungen in Baugrundingen.

Die Aufgabe und die Leistung bei allen geotechnischen Entscheidungen besteht nicht darin, über Erdstoffe, die irgendwelche Schwierigkeiten machen, einfach die Bestimmung zu treffen, „sie sind nicht brauchbar und müssen ausgehalten werden“, sondern das Ziel und die Kunst liegt darin, Mittel und Wege zu finden, wie man auch weniger gute Massen verwenden kann, wenn Bedarf dazu vorliegt. Hier spielen die Fragen der zweckmäßigen Trockenhaltung und einer genügenden Verdichtung die Hauptrolle; auf letztere wird später eingegangen.

Auch die Untersuchungen des gewachsenen Baugrundes müssen rechtzeitig vorgenommen werden, nicht erst, wenn z. B. die Baugrube für Gründungen schon ausgehoben ist oder der Damm geschüttet werden soll.

Denn es ist zu bedenken, daß die Entnahme der Bodenproben Zeit erfordert, daß die Institute und Laboratorien mit laufenden Arbeiten schon beschäftigt sind und daß endlich die Durchführung der Untersuchungen oft längere Zeit braucht. Dies ist in der Natur der Böden begründet; so kann z. B. die Zusammendrückung von Ton nicht beliebig rasch erzwungen werden, sondern muß so laufen, wie es die physikalischen Eigenschaften bestimmen. Der zeitliche Verlauf ist bedingt durch ein hydraulisches Gesetz und geht um so langsamer, je weniger durchlässig, d. h. je fetter der Ton ist.

Deshalb muß ganz allgemein gebeten und im Interesse der Sache gefordert werden, alle geotechnischen Fragen, die weitere Untersuchungen bedingen könnten, recht frühzeitig an die Institute heranzubringen. Das ist auch leicht und ohne besondere Ausgaben möglich, wenn der Geotechniker beizeiten erkennt, wo geotechnische Schwierigkeiten auftreten könnten.

In diesem Sinne ist es ein zweifellos falscher Standpunkt, den Geologen oder Geotechniker erst zuzuziehen, wenn die Trasse schon vollkommen festliegt und er dann nur noch die Entscheidung hat, ob ein Baugrund oder ein Boden sich eignet, oder ob er als unbrauchbar ausgehalten werden muß. Das erhöht die Kosten u. U. ins Ungemessene. Beispiele dafür später. Auch hier ist eine rechtzeitige kollegiale Zusammenarbeit aller Fachreferenten unter der Führung des Vorstandes der Obk unerlässlich.

## II. Eignung und Brauchbarkeit der Bodenarten.

Eine der wichtigsten Aufgaben bildet die Entscheidung darüber, welche Bodenarten sich zur Dammschüttung eignen, in welchen Bodenarten man Einschnitte vermeiden soll, welche Maßnahmen in beiden Fällen erforderlich sind, um Mißerfolge zu verhüten, und welche Auswirkungen auf den tieferen Untergrund zu erwarten sind. Es werden im folgenden bezeichnet mit

1. Untergrund diejenigen Schichten, die einen Damm tragen oder unterhalb der Gräben eines Einschnitts liegen bleiben (in beiden Fällen gewachsener Boden),
2. Einschnitt diejenigen Schichten, die durch den Einschnitt angeschnitten werden,
3. Damm die aufgeschütteten Massen.

### 1. Der Untergrund.

Auf die Schichten des Untergrundes werden nur im Notfalle bauliche Maßnahmen angewendet. Als Grundsatz muß allgemein gelten: noli me tangere! Doch sind bei ungünstigen Bodenarten mancherlei Untersuchungen und Entscheidungen erforderlich, gegebenenfalls auch bauliche Maßnahmen zu treffen. Die Schichten des Untergrundes sind zu beurteilen nach:

#### A. Zusammendrückbarkeit und Ausquetschgefahr unter Dammschüttungen.

Für Kies und Sand, Lehm und Mergel sowie für harten und sehr steifen Ton sind kaum Untersuchungen erforderlich. Größere Zusammendrückungen lassen erwarten: weicher Ton, nasser Lehm, Moor und Schlamm. Ihre Ermittlung an ungestörten Bodenproben im Laboratorium ist nicht besonders schwierig.

Auch der zeitliche Verlauf der unter einer bestimmten Belastung entstehenden Zusammendrückung kann angegeben werden; vgl. das nachstehende Beispiel. Sieht man zunächst einmal von der Gefahr des Ausquetschens ab, so ist die Frage, wieviel Zusammendrückung des Untergrundes zugelassen werden kann, oder ob die zusammendrückbaren Schichten herausgenommen werden müssen, in vielen Fällen nichts anderes als eine Zeitfrage. Es leuchtet ein, daß die Zusammendrückung nicht das geringste schadet, wenn sie sich so rasch vollzieht, daß sie vor Aufbringen der Decke zu Ende ist, oder wenn dann nur noch ganz geringe Setzungen zu erwarten sind. Steht also genug Bauzeit bis zum Aufbringen der Decke zur Verfügung, so kann man selbst die schlechtesten Schichten im Untergrunde belassen. Diese Erkenntnis ist von größter Bedeutung und hilft u. U. gewaltige Kosten sparen.

Als Beispiel sei folgendes angeführt: Obk Dresden, Bauabteilung Chemnitz, km 72,5—73,0, Damm von 2 bis zu 11 m Höhe; rd. 1 m unter Gelände eine Schicht von Aueton mit 0,8 bis 1,5 m Mächtigkeit. Als Zusammendrückung sind nach den Untersuchungen in meinem Institut zu erwarten rd. 9 bis 15 cm je nach Zusammentreffen von Dammhöhe und Tonmächtigkeit. Über den zeitlichen Verlauf wurde festgestellt, daß die äußerste Zeitdauer der Zusammendrückung vom Beginn der Dammschüttung ab bis zur Erreichung von 90% der Gesamtsetzung rd. 11 bis 12 Monate betragen wird. Da bis zur Auflage der Decke soviel Zeit verstreichen wird, so hat die Obk entschieden, daß die Tonmassen nicht herausgenommen, sondern überschüttet werden; Kostenersparnis beträchtlich. Voraussetzung für eine solche Entscheidung ist die eingehende Untersuchung des Untergrundes an genügend vielen Stellen, so daß Sicherheit dafür gegeben ist, daß auch die ungünstigsten Verhältnisse wirklich erfaßt sind.

Selbst wenn die Zeit für die Zusammendrückung des Untergrundes länger ist als die Bauzeit von Beginn der Dammschüttung bis zum Aufbringen der Decke, so braucht auch daraus noch nicht kurzer Hand der Schluß zu folgen, daß die zusammendrückbaren Bodenschichten ausgehalten werden müssen. Die Rechnung kann ergeben, daß in der Bauzeit sich ein so erheblicher Teil der Gesamtsetzung vollzieht, daß der noch verbleibende geringe Rest voraussichtlich der Decke keinen nennenswerten Schaden zufügen wird.

Dämme auf nachgiebigem Grunde sehr zeitig schütten! Einer der wichtigsten Gesichtspunkte, die für die Ausführung der Erdarbeiten betont werden müssen, ist der Rat, Dämme, die auf nachgiebigem Grunde geschüttet werden müssen, so zeitig wie nur irgend möglich zu beginnen. Es ist Sache des Geotechnikers, auf solche Notwendigkeit frühzeitig und mit allem Nachdruck hinzuweisen und hinzuwirken; solche Schüttungen müssen beginnen, lange bevor irgendwelche Bauwerke in der Nähe in Angriff genommen werden. Ob es sich um Moor oder weichen Ton im Untergrunde handelt, jedenfalls brauchen die Setzungen lange Zeit, besonders bei fettem Ton; es gehören Jahre und Jahrzehnte dazu. Dabei ist zu bedenken, daß der erste Teil der Setzungen sich verhältnismäßig rasch vollzieht, die noch folgenden Teile aber verhältnismäßig langsam vor sich gehen. Man bringt dann wenigstens den Hauptteil der Setzung hinter sich, ehe die Decke aufgebracht wird.

Die Verdichtung des Untergrundes kann man im geeigneten Falle beschleunigen; hierzu sei nur ein Beispiel angeführt: die Verdichtung von Moorschichten durch Grundwasserabsenkung. Eine Moorschicht von etwa 2 m Mächtigkeit, in der und über der vorher das Grundwasser stand, wurde durch eine Grundwasserabsenkung, die bis in das Liegende der Moorschicht reichte, stark zusammengepreßt, da in ihr und in der darüberliegenden Kies-schicht der Auftrieb wegfiel und die Schichten schwerer wurden. Die Senkung einer Straße dicht neben der Baustelle betrug an einer Stelle 0,3 m; dieses Maß stimmt mit der Vorausberechnung der Senkung überein, die auf Grund der Laboratoriumsuntersuchungen des Moorbodens und ohne Kenntnis der aufgetretenen Senkungen aufgestellt worden waren. Diese Untersuchungen ergaben weiter die wichtige Tatsache,

daß der belastete Moorboden sich nach Entlastung nur ganz wenig wieder ausdehnte (nur etwa 0,08 m im Vergleich zu der Zusammen-drückung von 0,3 m). Ob dieser Weg gangbar ist, kann nur von Fall zu Fall entschieden werden.

Zu so drastischen Mitteln wie in Schweden wird man bei uns wohl kaum zu greifen brauchen. Unter einem Damm stand ganz weicher Ton an, der voraussichtlich seitlich ausgequetscht wurde. Um ihn hierzu möglichst rasch (nicht erst durch die Dammschüttung) und möglichst weitgehend zu bringen, hat man im Ton Dynamitpatronen zur Explosion gebracht, und zwar viele gleichzeitig, und dadurch den Ton seitlich wegquetscht, wenigstens zum großen Teil. Selbstverständlich trat Senkung ein, aber der zu schüttende Damm ruhte dann wenigstens auf einer viel weniger mächtigen Tonschicht, die sich bei weitem nicht so leicht seitlich ausquetscht wie eine hohe Schicht. Hier handelt es sich also nicht etwa um eine Verdichtung des Tones; das ist auch durch den ungeheuren Druck bei der Explosion nicht zu erreichen, weil sie nicht in der kurzen Zeit vor sich gehen kann, während deren der Gasdruck der Explosion wirkt.

Die Gefahr des Ausquetschens der Bodenschichten unter Dammschüttungen ist nur gegeben bei weichem Ton, Schlamm und Moor. Sie ist um so größer, je fetter der Ton ist, je schmaler der Damm ist und je schneller er geschüttet wird; auch hier handelt es sich um eine Zeitfrage: steht genügend Zeit zur Verfügung, so kann sich die unvermeidbare Zusammendrückung der Schichten des Untergrundes vollziehen, ohne daß Ausquetschen eintreten braucht; jede rasche Belastung begünstigt das Ausquetschen, und zwar um so mehr, je größer die plötzliche Druckerhöhung ist.

#### B. Rutschgefahr.

Ist der Untergrund ein Hang, so kann er infolge der Belastung durch einen oben aufgeschütteten Damm oder infolge des Anschneidens durch einen Einschnitt unten am Hang in Bewegung kommen. Über solche Vorgänge Voraussagen zu treffen, ist nicht leicht. Am sichersten ist es, solche rutschgefährlichen Hänge zu umgehen.

#### C. Grundwasserlage im Untergrunde.

An sich beeinflußt die Lage des Grundwassers im Untergrunde das Verhalten der Bodenschichten nur, wenn etwa seitliches Ausquetschen eintreten will; im übrigen muß natürlich die Lage des Grundwassers überall festgestellt werden, weil von ihr in ausgesprochenem Maße die Gefahr der Frosthebung abhängt; hierüber siehe später.

#### 2. Einschnitte.

##### A. Rutschgefährliches Material.

Flache Böschungen wählen. Wenn auch das nicht ausreicht (und es gibt solche Böden!), dann von vornherein derartige Stellen vermeiden.

##### B. Frostgefährdung.

###### 1. Bei tiefliegendem Grundwasser:

a) Frostungefährdetes Material: Nichts zu veranlassen.

b) Frostgefährdetes Material: Nur Gefährdung durch Niederschlagswasser (Regen- und Schmelzwasser).

Wo in einem an sich frostgefährdeten Boden das Grundwasser tief liegt, eine Frostgefährdung also nur durch Niederschlagswasser zustande kommen kann, da besteht die geotechnische Aufgabe darin, dieses Niederschlagswasser rasch und gründlich abzuführen. Die Aufgabe ist leicht, wo eine gute Vorflut vorhanden ist. Ist diese Voraussetzung nicht erfüllt, weil die Gräben nur geringes Gefälle haben, da muß unbedingt angestrebt werden, das Wasser in den tieferen Untergrund abzuführen. Hierzu sind Sickerlöcher ein geeignetes Mittel, nötigenfalls in der Form von tiefgehenden Bohrlöchern, die bis in sandige oder kiesige Schichten hinabreichen. Wenn man sie mit geeignetem Material ausfüllt und dessen Körnung nach den Regeln des Filterbaues so abstuft, daß keine Verschlammung eintreten kann, dann ist Gewähr für dauernde Wirksamkeit dieser Sickerlöcher geboten. Es kommt nicht so sehr auf die Weite dieser Sickerlöcher an, sondern auf ausreichende Tiefe und zweckentsprechende Ausfüllung mit geeignetem durchlässigen Material. Erforderlich ist nur die rechtzeitige Feststellung, daß wasseraufnehmende Schichten im Untergrunde vorhanden sind.

###### 2. Bei flachliegendem Grundwasser.

a) Frostungefährdetes Material (grob): Nichts zu veranlassen.

b) Frostgefährdetes Material (fein): Durch Gräben ist hier keine Verbesserung zu erzielen, sie können das Grundwasser nicht senken!

Zu fordern ist gute Isolierschicht = Trennschicht über Grundwasser; soweit irgend möglich in frostfreier Tiefe unter der Straßendecke. Über Bau der Trennschicht vgl. unter 3., B., b).

Über der Trennschicht kann man die an sich frostgefährdeten, für den Einbau der Isolierschicht herausgenommenen Erdmassen wieder verwenden; man braucht sie also nicht etwa auszuhalten, wie das oft fälschlich empfohlen wird. Diese Kosten kann man sparen. Viel wichtiger ist es, dafür zu sorgen, daß die Oberkante Decke um das Maß der frost-

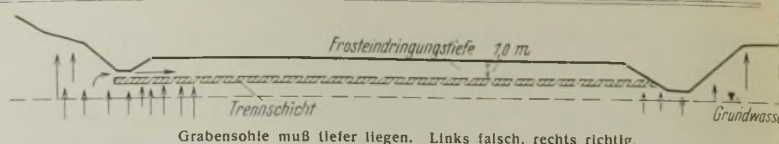


Abb. 1. Trennschicht in frostfreier Tiefe.

freien Tiefe (0,8 bis 1,2 m) über der Unterkante Trennschicht liegt, damit das Liegende unter der Trennschicht nicht zu Frosthebungen Anlaß gibt (Abb. 1).

Es wird oft eingewendet, daß man bei solchem Verfahren den Boden zweimal in die Hand nehmen muß, um die Trennschicht unter ihm einzubauen. Das ist aber für den größten Teil der Arbeit nicht erforderlich, höchstens für einen ganz schmalen Streifen bei Beginn. Abb. 2 zeigt den Vorgang. Die Gleise wandern über die ganze Breite des Einschnitts nach links hin.

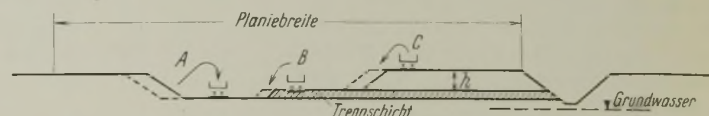


Abb. 2. Frostgefährdeter Boden kann über der Trennschicht wieder verwendet werden.

Will man die Längsförderung vermeiden, so tritt der Gedanke auf, den frostgefährdeten Boden ganz auszuheben und durch grobkörniges Material zu ersetzen. Ich halte dafür, daß das einen unnützen Aufwand an Kosten bedeutet. Es ist in solchem Falle viel richtiger, den Boden nicht erst auszuheben, sondern ihn liegen zu lassen, dafür aber das grobkörnige Material auf ihn aufzuschütten und um dieses die Trasse zu heben. Es sind dann nur die Kosten dieser Aufschüttung aufzuwenden; die Höhenlage der Decke über dem Grundwasser wird dadurch außerdem vergrößert, die Frostgefährdung also um dieses Maß verringert.

Wo die Straße im Gelände liegt, also weder Einschnitt noch Damm vorhanden ist, gilt das Vorstehende sinngemäß.

#### 3. Dämme.

Für die Beurteilung der Böden als Schüttmaterial ist es Aufgabe schon der ersten geotechnischen Untersuchungen, festzustellen, wo geeignetes Dammschüttmaterial vorhanden ist. Man wird es so wählen, daß die Dammsetzungen möglichst gering werden. Die Frage, welche Erdstoffe sich zur Dammschüttung eignen, läßt sich dahin beantworten: alle, mit Ausnahme von ganz weichen Tonen, Moor und Schlamm. Selbst letzterer ist, wenn sandig, noch ganz gut brauchbar. Es kommt in allen Fällen nur auf den richtigen Einbau an, ferner darauf, ob genügend Zeit zur Verfügung steht, um die Materialien sich setzen zu lassen, und endlich darauf, ob die richtigen Maßnahmen angewendet werden und ob sie wirtschaftlich tragbar sind.

##### A. Rutschgefährlichen Boden

wird man nicht in Dämme schütten, oder wenn, dann jedenfalls mit einem so flachen Böschungswinkel, daß nichts zu besorgen ist. Vor allem ist sofortige Bepflanzung oder Berausung der Böschungen erforderlich.

##### B. Frostgefahr.

a) Frostungefährdetes Material: Nichts zu veranlassen.

b) Frostgefährdetes Material: Auf eines sei von vornherein hingewiesen: Wenn ein Boden frostgefährdet erscheint oder auch wirklich ist, so braucht man ihn deswegen noch lange nicht als für Schüttungen ungeeignet zu verdammen und seine Aushaltung zu fordern. Man kann solche Böden sehr wohl verwenden, muß nur dafür sorgen, daß an richtiger Stelle eine Trennschicht aus grobem Sand oder Kies eingebaut wird, die den Kapillaraufstieg von Grundwasser oder von Niederschlagswasser aus den Gräben in den Damm wirksam und dauernd unterbricht. An sich genügt eine ganz geringe Dicke dieser Trennschicht<sup>2)</sup>; um aber sicher zu sein, daß sie nicht von oben oder von unten her durch die Dammschüttmassen durchdrungen und damit wieder kapillar leitend gemacht wird, muß sie eine Dicke von immerhin 15 bis 25 bis 40 cm je nach der Bodenart erhalten. Macht die Beschaffung dieser Massen Schwierigkeiten, so daß man auf geringste Dicke der Trennschicht heruntergehen muß, so wird es nötig, sie gegen das über ihr liegende feine Dammschüttmaterial zu schützen, so daß dieses nicht in die Trennschicht eindringen kann. Sie muß dann in ihrer Korngröße nach oben hin derart abgestuft werden, daß diese immer kleiner wird (vgl. die Gesetze des Filterbaues). Dasselbe gilt sinngemäß auch für den unteren Teil der Trennschicht zum Schutze gegen Vermischung mit dem unter ihr liegenden Boden.

Die Frage, wo die Trennschicht liegen soll, ist folgendermaßen zu beantworten: Sie hat die Aufgabe, den kapillaren Aufstieg des Grund-

<sup>2)</sup> Sie muß natürlich größer sein als die kapillare Steighöhe in dem trennenden Material, die selbstverständlich festzustellen ist.

wassers in denjenigen Bereich des Damms zu verhindern, in den von oben und von den Böschungen her der Frost eindringen kann, der durch Gefrieren des kapillar hochgezogenen Wassers Frosthebungen in der Straßendecke zustande bringen würde. Die normale Frosttiefe ist 0,8 bis 1,2 m. So tief muß also die Trennschicht unter der Oberkante der Straßendecke liegen (Abb. 3). Es hat keinen Zweck, sie tiefer zu legen, weil sie dann breiter wird und mehr Material erfordert, das u. U. schwer zu beschaffen ist. Je tiefer sie liegt, um so eher ist auch die Möglichkeit gegeben, daß Niederschlagwasser von den Böschungen her in den Dammbau über der Trennschicht eindringen könnte. Eine zu tiefe Lage der Trennschicht hat auch noch den Nachteil, daß sie bei etwaiger Überschwemmung der Flußniederung, die der Damm überquert, mit Wasser angefüllt wird. Wenn dies aber eintritt, ist ihre Wirkung als Trennschicht nicht nur für den Augenblick aufgehoben, sondern unter Umständen für dauernd; denn wenn zwischen dem frostgefährlichen Material unter und über der Trennschicht einmal eine Wasserverbindung hergestellt ist, so geht der Kapillaraufstieg durch die Trennschicht hindurch vor sich, als ob sie nicht vorhanden wäre, weil dann die kapillare Hubwirkung des feinkörnigen Bodens über ihr maßgebend ist.

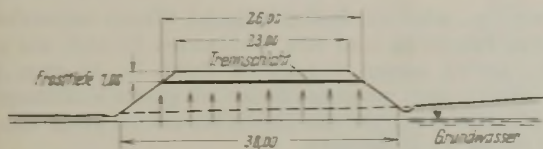


Abb. 3. Die Trennschicht braucht nicht am Fuße des Damms zu liegen; es genügt frostfreie Tiefe unter Straßenoberkante.

Wo das Grundwasser sehr flach liegt und frostgefährdetes Material zur Dammschüttung verwendet werden muß, da ist es auf alle Fälle geboten, den Damm so hoch zu machen, daß die Trennschicht in frostfreier Tiefe unter der Straßendecke liegt.

### C. Zusammendrückbarkeit.

Selbstverständlich ist auch der Boden daraufhin zu prüfen, welche Setzungen er im Damm erfahren wird und welche Maßnahmen zu treffen sind, um von vornherein die beste Verdichtung zu erreichen.

#### 1. Lose Massen.

Ohne weiteres geeignet sind Sand und Kies; für sie sind nur die üblichen Maßnahmen zur Verdichtung erforderlich.

Auf eines muß dabei aber mit allem Nachdruck noch hingewiesen werden: wenn auch Sand (und Kies) sich durch Rammen im allgemeinen gut verdichten lassen, so sollte doch stets daneben noch geprüft werden, ob die Verdichtung nicht durch gründliches Einschlämmen noch weiter gesteigert werden kann. Bei Sand ist dies oft in beträchtlichem Maße der Fall; es ist notwendig, diese Verdichtung zeitweilen herbeizuführen und nicht erst im Laufe längerer Jahre durch natürliche Niederschläge zustande kommen zu lassen, denn dies bedeutet dann stets eine Schädigung der Straßendecke.

Im Zusammenhange hiermit sei folgende Erscheinung<sup>2)</sup> hervorgehoben:

Wenn man Sand von verschiedenem Feuchtigkeitsgehalt (0 bis 11 %) schüttet, so entsteht die lockerste Lagerung bei etwa 4 % Feuchtigkeitsgehalt (Abb. 4). Dasselbe ergibt sich, wenn man geschütteten Sand zusammenrüttelt oder stampft; auch dann zeigen die Sande von etwa 3 % Feuchtigkeitsgehalt die geringste Dichte, d. h. das größte Porenvolumen. Sowohl der trockenere wie auch der nassere Sand lagert sich wesentlich dichter. Die Erklärung dürfte darin zu suchen sein, daß der genannte Feuchtigkeitsgehalt durch Kapillarkräfte eine gewisse Adhäsion zustande bringt, die ein Zusammenballen der Körner

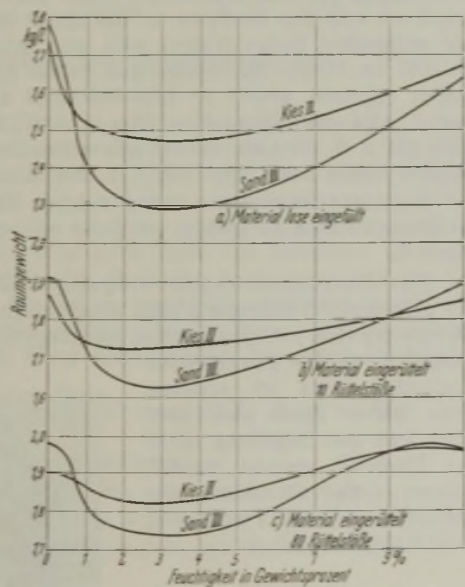


Abb. 4. Sand lagert sich bei etwa 3 bis 4 % Feuchtigkeitsgehalt am lockersten.

zu Klumpen und das Entstehen von groben Hohlräumen, also ein lockeres Gefüge zur Folge hat. Dies tritt bei ganz trockenem Sand bestimmt nicht ein, er ist rollig. Bei einem Sand mit größerem Wassergehalte verringert sich die Kapillarkräfte, weil bei ihm schon größere Berührungsoberflächen zwischen Wasser und Luft vorhanden sind, die bekanntlich ganz wesentlich geringere Kapillarkräfte auslösen. Die an sich zunächst eigenartige Erscheinung der Kurven ist also durchaus zu erklären.

Für die praktische Handhabung folgt daraus, daß man allen Sand, da er ja doch nie oder nur äußerst selten ganz trocken geschüttet werden kann, stets noch durch Einspülen verdichten sollte.

#### 2. Bindige Böden.

Bindige Böden bedürfen noch mehr als Sand einer Untersuchung auf Zusammendrückbarkeit, der Feststellung des günstigsten Wassergehaltes zur Erzielung dichtester Schüttung und der Auswahl geeigneter Walzen oder Stampfer, um wirksame Verdichtung auch tatsächlich zu erzielen.

Mergelige Massen machen dadurch Schwierigkeiten, daß sie bei der Gewinnung in ganz groben Brocken anfallen, im Damm sie sehr lose lagern, und daß die großen Hohlräume auch durch Rammen und Stampfen nicht zu beseitigen sind. Ein Anfeuchten solcher mergeliger Massen macht sie meist nur an ihrer Oberfläche naß und schlüpfrig, bringt aber keine wirkliche Durchfeuchtung zustande, die zu einem Zerdücken der groben Brocken unter der Walze oder der Rammpatte führt. Eine richtige Wirkung durch Anfeuchten im Sinne der Erzielung einer plastischen Konsistenz würde, soweit nicht etwaige Festigkeit durch Kalkvermittlung entgegensteht, nur zu erreichen sein, wenn die Durchfeuchtung ganz langsam und gründlich, d. h. den ganzen anstehenden Mergel durchziehend, erreicht werden könnte; dies ist an sich wohl denkbar und möglich, bedarf aber sehr langer Zeit und großer Wassermengen, vor allem der ersteren. Immerhin ist es gegebenenfalls durch rechtzeitige Maßnahmen erreichbar und kann dann die erheblichen Kosten eines Aushaltens der Massen ersparen. Wenn dem Damm dann Gelegenheit gegeben ist, wieder auszutrocknen, so wird er sehr hart. Seiner erneuten Durchfeuchtung ist durch die Straßendecke und durch die Berasung der Böschung genügend vorgebeugt; ein Rutschen solcher Dämme ist nicht zu befürchten.

Eine gleiche Überlegung gilt sinngemäß für harte, lehmige Massen; nur ist hier eine gewisse Bodenfeuchtigkeit meist vorhanden und die Erzielung eines genügend plastischen Zustandes dadurch sehr viel leichter; infolgedessen macht die Verwendung solcher Massen zum Dammbau weniger Schwierigkeiten, erfordert höchstens die entsprechende Zufuhr von Wasser, um sie in den knetbaren, d. h. unter der Walze oder der Ramme verdichtbaren Zustand überzuführen. In allen diesen Fällen ist es von größter Bedeutung, den Wasserzusatz nicht zu reichlich zu wählen, weil sonst die Walzen versinken und ein Arbeiten überhaupt unmöglich gemacht wird.

Die Frage, ob Ton zur Dammschüttung verwendet werden kann, läßt sich im Sinne der vorstehenden Darlegungen auch mit ja beantworten, wenn er sich in einem geeigneten steifplastischen Zustande befindet, so daß Aussicht besteht, die bei der Gewinnung anfallenden groben Brocken durch Stampfen oder Walzen breit zu quetschen und damit also die großen Hohlräume, die beim Schütten entstehen, wieder verschwinden zu lassen. Sehr zweckmäßig ist es, mehrere durchgehende Sand- oder Kies-schichten in den Tondamm einzuschalten, um diesem die spätere Abgabe seines Porenwassers zu erleichtern. Ganz besonders wichtig ist es aber hierbei, daß diese Sandschichten überall frei austreichen, so daß Wasser aus ihnen entweichen oder verdunsten kann. Selbstverständlich wird der Ton allmählich infolge der Wasserabgabe langsam schrumpfen. Diese Erscheinung ist nicht zu vermeiden, sondern durch Erleichterung des Wasserabzuges mit allen Mitteln zu begünstigen und zu beschleunigen. Auch hier gilt wieder die Voraussetzung, daß ein Zugang von Niederschlagwasser zum Damm selbst unbedingt verhindert wird.

#### III. Verdichtung von Schüttmassen, Geräte dazu, Messungen.

In den meisten Fällen wird die Lagerung des nur geschütteten Materials so lose sein, daß im Laufe der Zeit und unter Belastung große Senkungen eintreten werden. Will man das Zustandekommen der Setzungen oder wenigstens des größten Teiles herbeiführen, ehe die Decke aufgebracht wird, so muß man den Erdstoff während der Ausführung der Schüttung verdichten. Selbstverständlich lassen sich geringe spätere Setzungen nicht ganz vermeiden. Es wird darauf ankommen, sie durch geeignetes Gerät auf das geringste Maß zu beschränken.

Die Wahl des Gerätes hängt ab von der Struktur des Bodens (krümelig oder verkittet), der Kornzusammensetzung (fein oder grob) und dem natürlichen Wassergehalt (feucht oder trocken). Die Wirkung des Gerätes kann durch Veränderung der Schütthöhe und durch Wasserzusatz gesteigert werden. Bei der großen Verschiedenheit der einzelnen Bodenarten können für dieselbe Bodenart verschiedene Geräte in Frage kommen je nach der örtlichen Lage. Die richtige Auswahl ist dann getroffen, wenn die größtmögliche Verdichtung erreicht wird.

<sup>2)</sup> Versuche von Reichsbahnrat Kreh, der mir die Ergebnisse dankenswerterweise zur Verfügung gestellt hat. — Versuche mit gleichem Ergebnis von Dr.-Ing. A. Hummel, Zement 1932, Nr. 1 u. 2. — Älterer Hinweis von Litehiser, vgl. Bauing. 1925, S. 564.

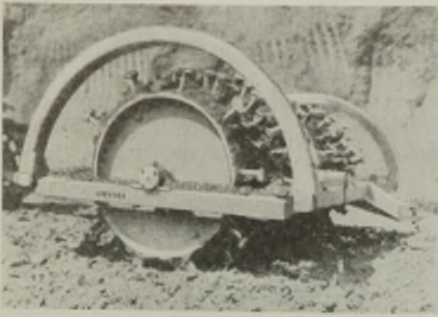


Abb. 5. Stachelwalze im amerikanischen Erddammbau.



Abb. 6. Fallplatte von Menck & Hambrock, Hamburg.

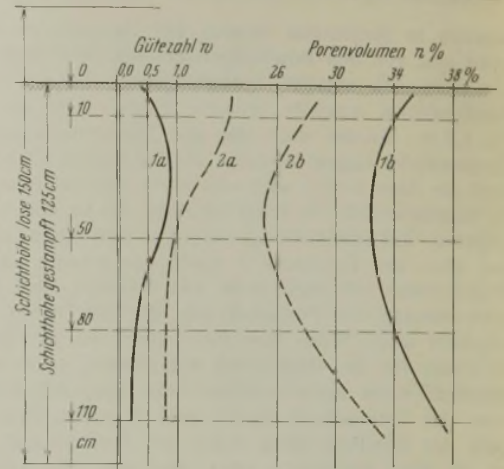


Abb. 7.

Im folgenden sollen Wirksamkeit und Eignung der verschiedenen Geräte, die Verfahren zur Prüfung der erzielten Verdichtung und Versuchsergebnisse von verschiedenen Ausführungen kurz behandelt werden.

1. Für einen Damm (bis 10 m Höhe) stand als Schüttmaterial ein Lößlehm zur Verfügung, dessen Hauptkornanteil mit 70% bei der Korngröße 0,06 bis 0,02 lag. Der natürliche Feuchtigkeitsgehalt beträgt etwa 20%, sein Porenvolumen  $n = 43\%$  bei natürlicher Lagerung. Der Lößlehm war im gewachsenen Zustande gut durchlässig, klebte nicht und bildete keine Klumpen beim Schütten. Mit dem Dichteprüfer (s. IV) ergab sich im Einschnitt ein Setzmaß von 2 mm. Die gewünschte Gütezahl im Damm sollte nicht unter 0,5 liegen.

Die verlangte Verdichtung wurde zunächst durch Handstampfen erreicht. Die Zunahme der Gütezahl für die einzelnen Zustände des Schüttmaterials zeigt die Tabelle 1.

Tabelle 1.

Zustand des Lößlehms	Setzmaß bei Kraftstellung V nach 30 sek	Gütezahln
Gewachsener Boden (im Einschnitt) 2,50 m unter G. O., frisch, nat. Wassergehalt . . . . .	2	—
25 cm Schüttung auf gewachsenem Boden, lose, zerfällt in Stücke . . . . .	48	0,04
Dsgl. einmal mit Hand gerammt, 12 kg, 20 cm Fall ( $F = 16 \times 18$ cm) . . . . .	4	0,5
Dsgl. zweimal wie vor . . . . .	2	1

Im weiteren Verlauf der Arbeiten wurden Walzen von 5,8 t angesetzt. An der Oberfläche der 30 cm dicken Schichten ergab sich aus der Prüfung mit dem Dichteprüfer eine Zunahme der Lagerungsdichte nach jedem Walzgang. Nach drei Walzgängen wurde das Setzmaß des gewachsenen Lößlehms erreicht oder überschritten. Die Mittelwerte aus 20 Versuchen gibt Tabelle 2.

Tabelle 2. Zunahme der Verdichtung durch Walzen.  
(Mittelwerte aus 20 Versuchen.)

Zustand des Bodens	Setzmaß bei Kraftablesung V nach 30 sek	Gütezahln
Gewachsener Boden im Einschnitt in 2 m Tiefe unter Gelände . . . . .	1	—
Schütthöhe 30 cm, nach dem 1. Walzgang an der Oberfläche . . . . .	1,8	0,55
Dsgl. 2. Walzgang, an der Oberfläche . . . . .	0,50	2,0
Dsgl. 3. Walzgang, an der Oberfläche . . . . .	0,38	2,6
Dsgl. 3. Walzgang, in 15 cm Tiefe . . . . .	1	1

Die Untersuchung von Proben aus einer fertig gewalzten Schicht zeigte, daß das Porenvolumen durch die Verdichtung bis auf  $n = 31\%$  heruntergedrückt war (im gewachsenen Zustande  $n$  etwa 43%).

Dieser Lößlehm eignet sich für die Verdichtung mit Walzen, weil er feinkörnig ist und in loser Schüttung keine große Strukturfestigkeit hat. Die Feuchtigkeit darf allerdings den natürlichen Wassergehalt nicht überschreiten, da sonst bei der Zusammendrückung das Wasser an die Oberfläche heraustrat und die Walze unter seitlichem Ausweichen des Bodens einsank.

2. Ist der Boden bindiger und liegt er in großen Brocken in der Schüttung, so genügen einfache Walzen nicht, um die Hohlräume zwischen den Brocken zu beseitigen. In diesem Falle kann ein Zusatz von Wasser

notwendig werden, wenn der Boden fähig ist, Wasser aufzunehmen. Auf amerikanischen Baustellen wird eine Walzenart benutzt, wie sie Abb. 5 zeigt<sup>4)</sup>. Die Zapfen kneten den Boden durch bis zu einer Tiefe von 7,5 cm. Es können auch mergelige Böden mit großer Ver kittungs festigkeit gewalzt werden, da der Druck der Zapfen bei den schweren Walzen dieser Ausführung bis zu 2,1 at beträgt<sup>5)</sup>.

3. Bei Sand- und Kiesboden ist wegen der großen inneren Reibung wohl das Rammen die geeignetste Verdichtungsmethode, da die Erschütterungen wesentlich dazu beitragen, die Körner in Bewegung zu bringen.

a) Ein geeignetes Gerät zur Verdichtung von Sand und Kies ist die Fallplatte von Menck & Hambrock, Hamburg, erstmalig verwendet beim Bau der Sösetalsperre, dargestellt in Abb. 6.

Zur Ermittlung der mit diesem Gerät erreichten Verdichtung an der Oberfläche und in verschiedener Tiefe einer Schüttschicht von 1,50 m Höhe wurde von uns eine Reihe von Prüfungen mit dem Dichteprüfer (s. Abschn. IV) ausgeführt. Das Schüttmaterial ist ein gemischt-körniger Sand mit 5 bis 20% Kies, also in natürlicher Lagerung ein vorzüglicher Baugrund. Das Setzmaß unter dem Dichteprüfer beträgt im Einschnitt etwa 0,65 mm. Dasselbe Material ergibt in frischer, loser Schüttung an der Oberfläche einer 1,50 m hohen Schüttschicht ein Setzmaß von 40 mm, nach längerer Liegezeit 12 mm, unter der Raupe eines schweren Baggers 2,5 mm. Nach mehrmaligem Stampfen mit der 2-t-Fallplatte verringert sich das Setzmaß so weit, daß es die Größenordnung des gewachsenen Bodens erreicht (Gütezahln  $W \approx 1$ ). Entnommene Sandproben von bestimmtem Volumen zeigten eine deutliche Abnahme des Porenvolumens. Die Verdichtung nach der Tiefe der Schicht gibt Abb. 7, aus der man die zulässige Schütthöhe bei vorgeschriebener Gütezahl entnehmen könnte.

Die Festsetzung der erforderlichen Gütezahl, die durch maschinelle Verdichtung des Schüttmaterials erreicht werden muß, hängt natürlich stark ab von der Bodenart. Bei einem im natürlichen Zustande sehr fest gelagerten Boden (Lehm) wird man schon eine Gütezahl  $W = 0,5$  bis 0,67 im Damm für ausreichend halten können. Bei einem weichen Boden dagegen, soweit er sich überhaupt als Dammschüttungsmaterial eignet, wird man Gütezahlen über 1, u. U. bis  $W = 2$  fordern müssen. Dies gilt z. B. für Löß, der im gewachsenen Zustande eine sehr lockere Struktur haben kann (vgl. Tabelle 1 und 2).

Weitere Anhaltspunkte dafür, welches Maß der Verdichtung in verschiedenen Fällen zu fordern ist, siehe im folgenden Abschnitt IV., unter Punkt 5.

Für Ausschreibungsbedingungen ist es zweckmäßiger, das Maß der geforderten Verdichtung nicht durch einen Vergleich des gestampften Bodens mit dem lose geschütteten festzulegen, sondern ausnahmslos durch Vergleich mit dem gewachsenen Zustande; denn im ersteren Falle würde durch eine über alles Maß lose Schüttung leicht der Eindruck erweckt werden können, als ob durch das Stampfen eine gute Verdichtung erzielt worden sei!



Abb. 8. Delmag-Stampfer, Explosionshandramme.

<sup>4)</sup> Vgl. Goerner, Bodenphysikalische Untersuchungen bei amerikanischen Bauten. Bauing. 1934, Heft 19/20, S. 206. Nach Eng. News-Rec., Bd. 111, Nr. 9 bis 13.

<sup>5)</sup> Bauing. 1934, Heft 19/20.



b) Ein anderes neuzeitliches Gerät ist der Delmag-Stampfer<sup>6)</sup>, eine Explosionshandramme nach Abb. 8. Ihre Wirkung geht aus der Zahlentafel 3 hervor, deren Ergebnisse sich auf Versuche der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart gründen. Sie geben einen Vergleich der Raumgewichte; allerdings variieren diese nicht so stark, wie die unter 1 und 3a gemessenen Setzungen; ein Vergleich der Wirkung dieses Geräts mit den anderen ist sonach nicht ohne weiteres möglich.

**Tabelle 3. Delmag-Stampfer 500 kg.**  
1. Lehm Boden.

		Raumgewicht		Porenvolumen
		feucht	trocken	
a) Gewachsener Boden, festgelagert, gutbindig. Wassergehalt i. M. 11,7%.		1,82	1,61	39%
b) Geschütteter und gestampfter Boden. Wassergehalt i. M. 11,5%. Schütthöhe 65 cm.				
1mal überstampft	oben	1,81	1,59	40
	unten	1,66	1,46	45
		<b>1,74</b>	<b>1,53</b>	<b>42</b>
2mal überstampft	oben	1,88	1,68	37
	unten	1,72	1,54	42
		<b>1,80</b>	<b>1,61</b>	<b>39</b>
3mal überstampft	oben	1,92	1,76	34
	unten	1,69	1,55	42
		<b>1,81</b>	<b>1,66</b>	<b>37</b>
4mal überstampft	oben	1,96	1,67	37
	unten	1,86	1,58	40
		<b>1,91</b>	<b>1,63</b>	<b>38</b>

2. Feinkörniger, scharfer Quarzsand.

		Raumgewicht		Porenvolumen
		feucht	trocken	
a) Gewachsener Boden, ohne Bindung. Wassergehalt i. M. 3,7%.		1,65	1,58	40%
b) Geschütteter und gestampfter Boden. Schütthöhe 70 cm.				
a) frische Schüttung		1,49	1,43	46
β) Schüttung 6 Wochen alt, 5,5% Wassergehalt		1,53	1,45	45
γ) Schüttung frisch, Wassergehalt 3,8%				
1mal überstampft		—	1,59	40
2mal		—	1,61	39
3mal		—	1,65	37
δ) Schüttung 6 Wochen alt, eingeschwemmt und 3mal überstampft, Wassergehalt 7,5%				
oben		1,76	1,63	38
unten		1,70	1,57	41

**IV. Dichtprüfung von Dammschüttungen.**

1. Zweck.

Der Gedanke, die Lagerungsdichte von Schüttungen durch eine Probebelastung zu prüfen, liegt nahe und ist auch wohl schon mehrfach in die Tat umgesetzt worden. Für den praktischen Baubetrieb handelt es sich aber darum, ein einfaches und handliches, dabei billiges Gerät zu haben, das ein Mann bequem handhaben und mit dem er rasch hintereinander eine große Zahl von Prüfungen ausführen kann. Denn auf der Baustelle ist die Frage zu beantworten, ob eine geschüttete Schicht durch das Walzen genügend verdichtet wurde oder ob noch einmal oder zweimal gewalzt oder gerammt werden muß. Die Prüfung muß also rasch der Walze folgen können und sofort die Antwort auf die obige Frage geben.

Hierzu hat sich das in Abb. 9 u. 10 dargestellte Gerät bewährt.

2. Beschreibung.

Es ist einfach und handlich und kann von einem Mann bedient werden. In kurzer Zeit lassen sich damit viele Stellen eines Damms untersuchen. Die Wirksamkeit der Verdichtungsarbeit geht unmittelbar aus der Prüfung hervor.

Die Belastung wird durch das Körpergewicht des Prüfenden ausgeübt, der den Handgriff (s. Abb. 9 u. 10) mit beiden Händen faßt und nach unten drückt. Die Druckstange überträgt die Kraft auf die Lastplatte, die sich in den Boden drückt. Um ein zuverlässiges Aufsitzen der Lastplatte

beim Anfang des Versuches zu gewährleisten, steht die Lastplatte 3 mm unter der Fußplatte vor. Die Fußplatte, auf die der Prüfende beim Versuch tritt, verhindert dadurch seitliches Ausweichen oder gar Auftreiben des Bodens um die Lastplatte herum. Gerade dies ist von besonderer Wichtigkeit, um möglichst nur die reine Zusammendrückung des Bodens mit diesem einfachen Gerät zu messen. Die Eindrückung der Lastplatte in den Boden wird angezeigt durch die Verschiebung des Zeigers gegen das Rohr B (Eindruckskala), die ausgeübte Kraft durch die Zusammendrückung der Spiralfeder, d. h. durch die Verschiebung des Zeigers gegen das Rohr A (Kraftskala). Am Apparatekopf läßt sich eine besondere Anzeigevorrichtung mit Kraft- und Eindruckskala jederzeit leicht anbringen, die quer zum Rohr B etwa 15 cm heraussteht und so vom Prüfenden selbst ganz bequem abgelesen werden kann. Außerdem gibt diese Vorrichtung die Eindrückung dreifach vergrößert wieder und steigert damit die Genauigkeit der Messung.

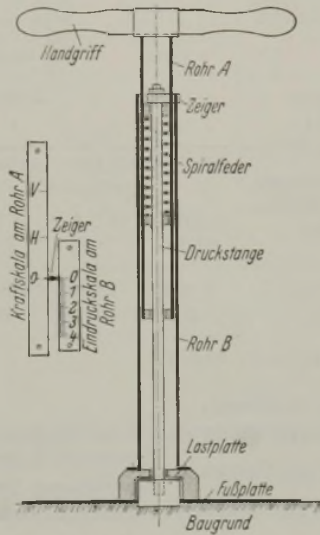


Abb. 9. Bauweise.



Abb. 9 u. 10. Dichte-Prüfer Freiberg.

Abb. 10. Handhabung.

Die Meßgrenze der Eindrückung ist 40 mm. Dieses Maß tritt nur bei sehr losen Schüttungen auf. Die Kraftskala ist eingeteilt in die Stufen 0, H und V. Der Zeigerstellung V entspricht eine Bodenpressung von 1,2 at, der Anzeige H ein Wert von 0,6 at. Die maßgebende Eindrückung wird bei der Kraftstellung V abgelesen.

3. Handhabung.

Vor dem Versuch ist die Oberfläche des Bodens genau waagrecht einzuebnen. Die Versuchsstelle darf nicht festgetreten werden, loses Material ist zu beseitigen. Dann wird das Gerät aufgesetzt und der Prüfende stellt sich möglichst zentrisch auf die Fußplatte. Die Belastung wird langsam bis auf Anzeige V gesteigert. Die lotrechte Stellung des Gerätes wird an der am Kopf befestigten Libelle kontrolliert; sie ist sehr wichtig. (Bei Schiefstellung verschiebt sich der Kraftübertragungspunkt auf den einen Lastplattenrand, während sich der gegenüberliegende Rand hebt. In diesem Falle ist dann die Ablesung fehlerhaft.)

Bei Anfang des Versuches soll der Zeiger auf Kraft 0 und Eindrückung 0 stehen. Ist dies nicht der Fall, so kann das daran liegen, daß

- a) die Prüfstelle uneben ist. Die Lastplatte sitzt dann in einer Vertiefung und zeigt von vornherein Eindrückung an. Abhilfe: Prüfstelle sorgfältig euebnen.
- b) Zwischen Lastplatte und Gehäuse sitzt Schmutz; man entfernt ihn, indem man die Lastplatte herausschraubt.

Nach dem Versuch sieht man im Boden die Eindrückung. Die Tiefe des Eindrucks wird größer sein als das an der Skala abgelesene Maß, da beim Aufsetzen des Gerätes bereits eine leichte Eindrückung der Lastplatte stattfindet, deren Betrag in der Ablesung nicht zum Ausdruck kommt (bis zu 3 mm).

Es empfiehlt sich, die Eindrückstelle daraufhin zu untersuchen, ob größere Steine unmittelbar unter der Oberfläche gelegen haben oder sonstige außergewöhnliche Unregelmäßigkeiten vorhanden waren. Um die örtlichen Verschiedenheiten des Schüttmaterials auszugleichen, werden stets viele Versuche gemacht und Mittelwerte gebildet. Die einzelnen Eindrückstellen müssen weit genug voneinander entfernt liegen.

4. Auswertung.

Der Dichtprüfer dient zunächst zum Vergleich der Lagerungsdichte des Schüttmaterials im Damm mit der Dichte des Materials im gewachsenen Zustande. Er prüft den Grad der Verdichtung des geschütteten Materials, der durch Walzen, Rammen oder Stampfen erreicht ist, nämlich durch Vergleich der Setzungswerte einer geschütteten Schicht mit den

<sup>6)</sup> Hergestellt von der Deutschen Elektromaschinen und Motorenbau AG, Eßlingen-Neckar.

Setzungswerten des Bodens im gewachsenen Zustande. Hierzu geht man so vor: Man mißt zunächst die Eindrückung im gewachsenen Boden, der zur Dammschüttung dient, also in natürlicher Lagerung, Zustand A = gewachsener Boden, und mißt ferner die Eindrückung in dem Boden, nachdem er als Damm geschüttet bzw. bereits durch Maschinen- oder Handarbeit wieder verdichtet ist, Zustand B. In loser Schüttung erhält man eine wesentlich größere Eindrückung, nach mehrmaligem Walzen oder Stampfen verringert sich der Wert und nähert sich der Eindrückung des Zustandes A. Einen Anhalt für die Größe der Eindrückung geben die Versuchswerte in Tabelle 4.

Tabelle 4.

Material	Zustand A	Zustand B			
		lose Schüttung 25 cm Schicht- höhe	einmal hand- gerammt 12 kg, 20 cm Fallhöhe, 300 cm <sup>2</sup> Ramm- fläche	zweimal hand- gerammt 12 kg, 20 cm Fallhöhe, 300 cm <sup>2</sup> Ramm- fläche	
1. Lößlehm	im Einschnitt				
Eindrückung	2 mm	48 mm	4 mm	2 mm	
Gütezahl $W$		0,04	0,5	1	
2. Kiessand	im Einschnitt	lose Schüttung 1,5 m Schicht- höhe	mit 2-t-Fallplatte mehrmals gerammt		
			an Ober- fläche	in 0,8 m Tiefe	in 1,1 m Tiefe
Eindrückung	0,7 mm	17,5 mm	1 mm	2 mm	2,8 mm
Gütezahl $W$		0,04	0,7	0,35	0,25

Weitere Werte siehe in Abb. 7.

#### 5. Güte der Schüttung.

Zur Beurteilung der Güte der Dammschüttung hinsichtlich der erreichten Verdichtung dient die Gütezahl  $W$ , das Verhältnis  $\frac{\text{Eindrückung bei A}}{\text{Eindrückung bei B}}$ . Die Gütezahl  $W=1$  bedeutet, daß das Material im Damm dem ge-

wachsenen Boden gleicht. Ist  $W$  kleiner als 1, so ist die Dichte in der Schüttung geringer, für  $W > 1$  ist sie größer als im gewachsenen Zustand.

Die vorstehend erläuterte Gütezahl vergleicht die Dichte einer Schüttung mit dem gewachsenen Boden, gibt also zunächst nur relative Zahlen.

Wenn eine genügend große Anzahl von Versuchsergebnissen mit dem Gerät vorliegt, dann ist die Bezugnahme auf den Boden im gewachsenen Zustande nicht mehr unbedingt erforderlich. Man kann die Güte der Schüttung dann auch schon nach den absoluten Werten der Eindrückung beurteilen.

So läßt sich auf Grund der bisherigen Zahlen schon jetzt sagen, daß gute Schüttungen nicht viel über 1 mm Eindrückung aufweisen dürfen.

Zum Schluß sei nochmals betont, daß der Dichteprüfer nicht in größere Tiefen hinabwirkt. Es ist also nicht möglich, mit ihm einen schon fertigen Damm als Ganzes auf seine ganze Tiefe hin zu untersuchen. Dies kann vielmehr nur in der Weise geschehen, daß man schon beim Schütten des Damms jede einzelne Schicht auf ihre Güte prüft und die Ergebnisse dann zusammennimmt.

Bei großer Höhe der einzelnen Schichten muß die Gütezahl nicht nur an der Oberfläche, sondern auch in der untersten Lage jeder Schicht erreicht sein bzw. für das Mittel aus diesen Zahlen. Die Prüfung geschieht dadurch, daß man die geschüttete Schicht aufgräbt und die Lagerungsdichte in verschiedenen Tiefen prüft (vgl. hierzu Tabelle 4 und Abb. 7).

Über die Anforderungen an die Güte einer Schüttung s. Abschnitt III unter 1 und 3a.

#### 6. Nachprüfung der Richtigkeit der Anzeigen des Dichteprüfers.

Aus Abb. 7 geht deutlich hervor, daß der Dichteprüfer geringe Eindrückungen anzeigt, wo das Porenvolumen der Schichten gering ist und umgekehrt. Das einfache Gerät kann hiernach als ein brauchbares Hilfsmittel zur bequemen und raschen Untersuchung von Schüttungen während der Walz- oder Rammarbeit angesprochen werden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

## Neuere Ausführungen von Betondecken auf der Avus (Berlin). Als Vorarbeiten für Herstellung von Autobahnbefestigungen.

Von Oberbaurat a. D. W. Reiner, Berlin-Zehlendorf.

Die Reichsautobahnen stellen dem Straßenbau neue Aufgaben, für deren Lösung es bisher nur wenige Vorbilder gibt.

Das Auto von heute ist ein außerordentlich hoch entwickeltes Verkehrsmittel, die Entwicklung der Fahrbahnen für das schnellfahrende Auto muß nachfolgen, wenn es diesem die Möglichkeit der vollen Hergabe seiner Fahreigenschaften, der Ausnutzung seiner Leistung an hohen Geschwindigkeiten geben will. Je höher die Fahrgeschwindigkeiten sind, desto genauer muß die Fahrbahn, außerdem daß sie griffig ist, im Längsprofil eben sein. Eine Fahrbahnbefestigung, die für Geschwindigkeit bei 70 km/h noch zureichend in bezug auf Ebenheit ist, kann gefährlich für ein Fahrzeug werden, das bei doppelter Geschwindigkeit fährt. Die Unebenheiten der Fahrbahn werden bei der doppelten Geschwindigkeit sozusagen auf die Hälfte der Länge zusammengezogen, der doppelt so schnelle Wagen macht Sprünge auf derselben Bahn, auf der der halb so schnell fahrende Wagen einwandfrei dahinfährt. Wir haben nur wenige Überlandstraßen in Deutschland, die auch bei Geschwindigkeiten von 130 bis 160 km/h ein glattes, stoßfreies Fahren gestatten.

Teer- und Asphaltstraßen werden zu ihrer Befestigung gewalzt, mit dem Walzen hängt die bekannte Wellenbildung zusammen. Man kann sie durch sachgemäße Walzarbeit vermindern, so daß sie für die auf städtischen Straßen und auf den vorhandenen Überlandstraßen üblichen Geschwindigkeiten nicht als störend auffallen, bei Geschwindigkeiten über 120 km/h wird das Problem der Wellenfreiheit viel schwieriger.

Die Zementbetondecke wird gestampft, wobei eine Wellenbildung wie beim Walzen nicht entsteht. Bis vor kurzem hatte man angenommen, daß die übliche maschinelle Stampfarbeit der Oberschicht mit der an der Unterkante nach dem Querprofil der Straßendecke verlaufenden Stampfbohle eine genügend ebene Fahrbahn herstelle. Aber auch hier hat sich gezeigt, daß für Geschwindigkeiten, die ein großer Teil der Fahrzeuge der zukünftigen Reichsautobahnen als durchaus nicht außergewöhnlich haben werden, die Profilstampfbohle auch noch Ungleichheiten in der Betonoberfläche in Form paralleler Rillen hinterläßt, die bei hohen Geschwindigkeiten den Fahrer wegen der gleichmäßigen Schwingungen des Wagens in der Steuerung beeinflussen.

Zu den Unebenheiten der Fahrbahn gehören bei der Zementbetondecke auch die künstlichen Querfugen. Man ordnet sie im allgemeinen in Abständen von 8 bis 10 m an. Dem Verfasser erscheint es angebracht,

das Erd- oder Kiesplanum etwa durch Aufbringen einer dünnen bituminösen Mörtelschicht von einigen Millimetern Dicke oder von Dachpappe so herzurichten, daß die Betonbelagplatte sich darauf mit geringer Reibung bewegen kann und daß dementsprechend die Querfugen in erheblich größeren Abständen und mit einem größeren Spielraum im Unterschiede der Abstände, also mit von 10 bis 20 m wechselnden Abständen angeordnet werden können; damit wird man den Anforderungen einer Fahrbahn für hohe Autogeschwindigkeiten besser gerecht. Die Bildung von Schwindrissen hängt von der Verarbeitung und von der verwendeten Zementsorte ab, die einzelnen Zementmarken verhalten sich verschieden. Daß es Zemente mit geringer Neigung zur Schwindrissebildung gibt, zeigen die Betonstraßen in Schweden und auch in Belgien. Im Zusammenhang mit der Neigung zur Schwindrissebildung steht anscheinend die Eigenschaft mancher Zemente, bei höheren Temperaturen, wie sie in sonnenbestrahlten frischen Betonbelägen auf der Straße auftreten können, rascher abzubinden als bei der Temperatur, bei der die Abbindezeit der Zemente geprüft wird. Solche bei höherer Temperatur rasch abbindenden Zemente zeigen nach der auf der Avusbahn gesammelten Erfahrung starke Schwindrisse- neigung.

Das anzustrebende Vorbild für Zementbetondecken von Autobahnen besteht in der Zusammensetzung der Fahrbahn aus Betonplattenfeldern, die möglichst ohne Längsfugen über das ganze Querprofil reichen und die künstliche Querfugen in größeren Abständen haben, etwa wechselnd von 10 m bis zu 20 m. Die Anordnung einer Bewehrung gegen Risse- bildung wegen Schwinden und Schwellen erscheint nicht erforderlich bei Verwendung eines geeigneten Zementes, bei sachgemäßer Bauausführung und guter Vorbereitung des Planums bzw. des Unterbaues. Voraussichtlich eintretende Bieugungs- spannungen wegen Setzungen des Untergrundes, bei Anschlüssen von Dammschüttungen an Brücken u. dgl. und andere besondere örtliche Verhältnisse können die Bewehrung des Betons rechtfertigen. Einschichtige Zementbetondecken sind das Beste, wenn auch teurer als zweischichtige Ausführungen. Wenn diese aber gleichen Zementgehalt oben und unten haben, so werden sie der einschichtigen Decke wenig nachstehen.

Eine besonders schwierige Angelegenheit ist die Herstellung der weitgehend ebenen Oberfläche der Fahrbahn für die schnellfahrenden Wagen. Derartige Anforderungen muß die Avusbahn bei Berlin stellen,

und es ist interessant, die in den letzten sieben Jahren ausgeführten drei Umbauten einzelner Strecken von Macadam mit Oberflächenteerung in Zementbeton und einen Umbau in Teerbeton zu verfolgen. In den Jahren 1928, 1931 und 1934 wurden Fahrbahnstrecken mit Zementbetonbefestigung umgebaut zur Verbesserung der bisherigen Fahrbahndecken mit geteertem Macadam. Es zeigte sich eine fortschreitende Zunahme sowohl der durchschnittlichen Fahrgeschwindigkeiten der Fahrzeuge des Alltagsverkehrs und besonders eine außerordentliche Zunahme der Geschwindigkeit der Rennwagen. So wurden auch die Ansprüche der Bauherren bezüglich Ebenheit der Fahrbahnfläche immer mehr gesteigert; dementsprechend waren die Bauverfahren entsprechend anzupassen und zu verbessern. Was in den Jahren 1928 und 1931 noch genügte, erschien bei der Ausführung im Jahre 1934 nicht mehr zureichend.

Der Damm der Avusbahn war vor dem Kriege geschüttet worden, die Befestigung bestand aus einer Macadamdecke. Nach dem Kriege wurde die Befestigung durch Oberflächenbehandlung mit Teer verbessert. Durch die Untergrundverhältnisse entstanden Sackungen, die sich besonders vor und hinter den Brücken sehr unangenehm bemerkbar machten, auch Unebenheiten der Fahrbahndecke zeigten sich, die zum Teil durch die Flickarbeiten bei der Unterhaltung entstanden. Die Unterhaltung mit Flickern und Oberflächenbehandlung ergab mit der Zeit eine dicke Teermineralschicht, die unter dem Verkehr zum Schieben neigte. So bildete sich schließlich eine Folge von kleinen Mulden und Wellen.

Im Jahre 1928 entschloß sich die Leitung der Avusbahn als Versuch zur Abstellung der Mängel eine Zementbetonprobestrecke ausführen zu lassen. Zugunsten der Betonbefestigung sprach, daß sie unter allen Umständen, auch bei Regen, griffig bleibt und ein Schleudern der Wagen mit Sicherheit vermieden wird, daß die Decke immer eben bleibt und eine Wellenbildung unter dem Verkehr ausgeschlossen ist. Die Probestrecke wurde kurz vor dem Nordausgang im September auf rd. 300 m Länge ausgeführt. Fraglich war bei Inangriffnahme der Probestrecke noch, ob es gelänge, mit den damaligen Baumaschinen eine so ebene Herstellung der Betondecke zu erreichen, daß es sich für die damals bestehenden höchsten Geschwindigkeiten des Autos eignete. Man hatte auch noch keine Sicherheit, ob die Güte des Betons ausreichend sei. Um der Aufgabe gerecht zu werden, einen möglichst guten Beton herzustellen, wurde eine möglichst trockene Verarbeitung durchgeführt. Das Gesteinmaterial war sperrig, die Verarbeitung des Gemisches durch die Mischmaschine war ungenügend. Es machte Schwierigkeiten, den trockenen und sperrigen Beton mit dem Fertiger gleichmäßig zu verdichten. Das Abziehen nach dem Stampfen war infolge dieser Beschaffenheit des Betons erschwert. Unebenheiten waren bei maschineller Fertigung und bei der Handarbeit vorhanden. Die Forderung der ebenen Herstellung der Betonbahn war nach Ansicht der Bauherrin noch nicht ganz erfüllt worden. Als Seitenschalung dienten Vierkanthölzer, auf denen Eisenbahnschienen von etwa 4 m Länge als Laufschiene für den Fertiger verlegt waren. Infolge der starken Unebenheit der alten Fahrbahndecke war es nicht möglich, die Schienen so genau und bleibend zu legen, daß Unebenheiten der Fahrbahn ganz ausgeschlossen wurden. Die Auflage der Kanthölzer auf dem Planum konnte nicht so genau hergestellt werden, daß die Laufschiene sich nicht bei dem Darüberfahren des schweren Fertigers verdrückte. Der Beton wurde mit einem gewissen Sackmaß eingebracht und abgezogen. Infolge der Vertiefungen und der Erhöhungen der alten als Unterbau dienenden Teerdecke wechselte die Dicke der Betonfahrbahn zwischen 9 und 23 cm. So war das Zusammendrücken des Betons durch den Fertiger nicht überall gleichmäßig, es entstanden geringe flache Unebenheiten von wenigen Millimetern. Ihr Abarbeiten mit Preßluftschariervorrichtungen nach dem Erhärten des Betons war nicht in vollem Maße durchführbar. Mittelfugen wurden bei der 8 m breiten Betondecke nicht hergestellt. Es wurden in verschiedener Weise Matten aus kreuzweise geknüpften Moniereisen zur Bewehrung der Decke verlegt. Risse sind kaum aufgetreten. Der Zustand der Decke ist auch nach den außergewöhnlich großen Temperaturunterschieden der letzten Jahre sehr zufriedenstellend.

Verbesserungen der Bauweise konnten bei dem geringen Umfang des Probeauftrages nicht versucht werden.

Ein erheblich größerer Versuch wurde auf der Avusbahn im Jahre 1929 mit Teerbeton gemacht, bei dessen Verlegung zum Teil die Erfahrungen der Zementbetonstrecke benutzt wurden. An Stelle der im Teerstraßenbau sonst allein üblichen Befestigung des Belages durch Walzen wurde hier die Teerbetonmasse mit einem Straßenfertiger gestampft und nur zum Schluß mit einer leichten Walze nachgewalzt. Die Verdichtung der Teerbetonmasse gelang auf diese Weise sehr gut. Als Unterlage für die Laufschiene des Fertigers dienten Zementbetonschwellen, die genau nach dem neuen Längsprofil der Fahrbahn verlegt wurden.

Im Jahre 1931 wurde der weitere Umbau eines Teiles der Avusbahn in größerem Umfange auf 3,5 km Länge wieder mit Zementbeton ausgeführt, so daß eine Belagfläche von rd. 28 500 m<sup>2</sup> neu befestigt wurde.

Die Anforderung in bezug auf Ebenheit der Fahrbahnfläche war jetzt schärfer, das von der Bauherrin gestellte Verlangen der Anpassung an eine Geschwindigkeit der Kraftwagen von 150 km/h erschien damals sehr groß. Da man auf der anschließenden Teerbetonstrecke durch die seitliche Verlegung der Betonschwellen neben der Teerbetonbefestigung auf 8,3 m Fahrbahnbreite gekommen war, wurde auch die Breite der anschließenden neuen Betonfahrbahn auf 8,3 m festgelegt. Es war zunächst vorgesehen, einschichtig zu bauen, aber nachträglich wurde aus Sparsamkeit nur für eine obere, 6 cm dicke Schicht Splitt zugesetzt, in der Unterschicht wurde der Splitt weggelassen. Als Unterlage für die Fertigerschienen wurden Betonschwellen gewählt, weil das alte Profil der Bahn in der Längsrichtung starke Abweichungen vom neuen Sollprofil hatte. Die Schwellen bildeten später einen Teil der Fahrbahndecke, der sich höchstens durch einen feinen Längsriß von der eigentlichen Betontafel abhob. Als Tagesleistung waren 120 lfd. m Bahn, also 960 m<sup>2</sup> Fahrbahnfläche festgesetzt. Zur Versorgung mit Wasser wurde eine 1100 m lange, leicht weiter verlegbare Rohrleitung mit zahlreichen Zapfstellen angeordnet, die Anschluß an die im Mittelstreifen befindliche Wasserleitung der Avusbahn hatte. Die Mischanlage bestand aus zwei Sonthofener 500-1-Mischern, die nebeneinander auf der Bahnfläche standen. Mit dem Arbeitsfortschritt wurden sie durch einen Trecker jeweils um 60 m vorgezogen. Kies, Splitt und Zement wurden vorweg in Entfernungen von 60 m aufgesetzt gelagert, auf der einen Seite die Zuschlagstoffe, auf der anderen der Zement. Die Maschinen für das Mischen arbeiteten neben dem Zementlager. Zur Förderung der Zuschlagstoffe an die Mischmaschine wurde die Einschienenbahn (Baukraft) verwendet. Sie führte in einer Kurve auf den Füll-Löffel der Mischmaschine am Materiallager vorbei zu. Da sie sehr scharfe Kurven gestattet, wurden Drehscheiben und Weichen vermieden. Die Mischmaschinen wurden in sechs Einschienenloren beschildet. Nachdem zuerst auf einem kurzen Schienenstrang von jedem der Mischer eine 500-1-Lore zur Förderung des Gemisches an die Verlegestelle benutzt worden war, wurde dies alsbald aufgegeben, da bei dem Kippen der Lore während des Fallens des Belaggemisches eine gewisse Entmischung eintrat. Man ging auch hier zu der Einschienenbahn (Baukraft) über, wobei Lören mit Bodenentleerung benutzt wurden. Für den Einbau wurde ein Straßenfertiger der Firma Dingler, Zweibrücken, verwendet. Bei allen Betonstraßenbauten läßt sich feststellen, daß die Decke durch die Verarbeitung kleine gleichmäßige Unebenheiten in Form von Rillen in der Querrichtung der Fahrbahn hat. Ferner geben die Fugen auch bei sorgfältiger Arbeit kleine Unregelmäßigkeiten, die aber stark genug sind, um den Schnellverkehr zu behindern, wenn sie auch unter gewöhnlichen Verkehrsverhältnissen mit geringerer Geschwindigkeit nicht schaden. Jeweils zwei Räder eines Fahrzeuges gehen gleichzeitig über eine Rille bzw. eine künstliche Fuge hinweg. Durch die dauernde Wiederholung kommt der Wagen in Schwingung. Um eine Verbesserung zu erzielen, wurden auf den Vorschlag des Leiters der Avusbahn die künstlichen Fugen schräg zur Straßenachse angelegt, und die maschinelle Stampfarbeit wurde ebenfalls nicht mehr winkelrecht, sondern mit schräg zur Fahrbahnachse gelegter Stampfbohle ausgeführt. Der Beton, der in zwei Schichten eingebaut wurde, wurde unten und oben mit dem Fertiger abgezogen, der Unterbeton wurde durch Preßluftstamper gestampft, das Stampfen des Oberbetons geschah durch den Fertiger.

So wie die Decke unter dem Fertiger herauskam, blieb sie liegen, ohne irgendwie weiter nachgearbeitet zu werden. Die Fugen wurden in Abständen von 8 bis 10 m angeordnet, auf einem Teilstück dagegen in Abständen von 18 bis 19 m. Die fertige Decke wurde gegen Witterungseinflüsse durch fahrbare Dächer geschützt, die aus leichten hölzernen Bogenbindern bestanden, die mit Brettern verbunden und mit Planen abgedeckt waren. Die ganze Dachreihe war lang genug, um die Zementbetonfläche einer Tagesleistung zu schützen. Am folgenden Tage wurden auf den Beton, der inzwischen etwas erhärtet war, die Pläne unmittelbar aufgelegt. Im Laufe der Bauausführung wurde statt der Preßluftstamper für den Unterbeton ein zweiter Fertiger angesetzt. Die Mischungen für den Oberbeton wurden nun außerhalb der Betonfahrbahn gefördert, quer über die Fahrbalken weggekippt und dann auf der Einbaustelle verteilt.

Eine Bewehrung mit Baustahlgewebe wurde ebenfalls vorgenommen, jedes Betonplattenfeld stellte eine ziemlich große Fläche dar, etwa 80 bis 160 m<sup>2</sup>, da eine Mittelfuge nicht ausgeführt wurde. Es wurde nicht die gesamte Fläche bewehrt, sondern in der Straßenmitte ein 2 m breiter Gewebestreifen vorgesehen, seitlich wurden entlang der Kanten Rundeisen von 13 mm Durchm. eingebaut, die Bewehrung lag auf der unteren Schicht. Im Laufe der Bauausführung wurde die Anordnung der Bewehrung geändert. Etwa in der Mitte jedes Feldes wurde der Gewebestreifen quer zur Fahrtrichtung eingebaut, ferner zwei 50 cm breite Streifen entlang den Fugen. Jedes Feld war also an drei Stellen quer und außerdem durch die beiden Rundeisen an den Kanten längs bewehrt.

Der Portlandzement wurde von verschiedenen Syndikatfirmen geliefert. Auf den letzten 800 m der Baustrecke wurde an Stelle des

gewöhnlichen Zementes hochwertiger Zement verwendet. Der Kies war Elbgrubenkies aus Pary, als Splitt wurde schlesisches Basaltmaterial aus Sproitz in der Körnung  $\frac{5}{8}$  mm doppelt gebrochen und gewaschen verwendet.

Es zeigte sich bei dieser Bauausführung, daß bei der weitgehenden Forderung in bezug auf Ebenheit von 1931 gegenüber 1928 ein Nachlassen der Betonqualität gegeben war, wenn man diese in möglichst trockenem Beton als am höchsten vorhanden annahm. Es wurde etwas mehr Wasser zugegeben als 1928. Die Fahrbahndecke war aber erheblich ebener als die von 1928.

Im Frühjahr 1934 wurden 4 km Fahrbahnstrecke der Avus mit Zementbeton umgebaut, die Fahrbahnbreite war 8,3 m, auch an dieser Umbaustrecke in der Nähe der Nordkurve wechselte die Dicke des Betonbelages von 10 bis 25 cm wegen der Unebenheiten der alten Fahrbahn. Aus diesem Grunde wurden wieder Betonschwellen als Unterbau für die Laufschienen des Fertigers angeordnet, die an Ort und Stelle voraus der jeweiligen Verlegestelle der Betondecke hergestellt wurden. Bei Beginn der Arbeit war bei einem Rennen ein Rennwagen auf der Avus mit über 250 km/h Geschwindigkeit gelaufen, auf der alten Fahrbahn machte ein Wagen mit solcher Geschwindigkeit Sprünge bis zu 10 m Länge. Die Anforderungen an Ebenheit der Fahrbahn seitens der Bauherrin waren dementsprechend jetzt noch höher als 1931, die gewährte Toleranz war 5 mm auf eine Kontroll-Latte von 8 m Länge. Auch bei dieser neuesten Ausführung wurde keine Mittelfuge angeordnet. Der Abstand der Querfugen war 20 bis 30 m. Günstig für eine solche Anordnung war der Umstand, daß die Betondecke auf einer alten Teerdecke lag und sich auf dieser ausdehnen und zusammenziehen konnte. Als von der üblichen Ausführung von Betonstraßen abweichend, fällt bei dieser Umbaustrecke von 1934 auf das Fehlen von Längsfugen, das Fehlen einer Bewehrung des verhältnismäßig dünnen Betonbelags und der große Abstand der Querfugen. Diese Ausführungsart wurde gewählt auf den besonderen Wunsch der Leitung der Avusbahn, die die Bauausführung in dieser Hinsicht auch als Versuch ansah. Es ist zu begrüßen, daß die Leitung der Avusbahn den Mut aufgewandt hat, eine solche von der üblichen Ausführung abweichende Art des Baues ausführen zu lassen, die geeignet ist, Aufschluß über die Möglichkeit weiter Fugenabstände zu geben. Die bauausführende Unternehmung ist auf die Wünsche der Bauherrin eingegangen, obwohl ihr klar war, daß Risse eintreten würden. Zweifelhaft war der Umfang einer solchen Rissebildung.

Die Zuschlagstoffe zum Zement waren nach der Fullerkurve zusammengesetzt. Sie enthielten 50% Splitt und 50% Kiessand von 0 bis 7 mm Körnung. Dazu kam Grunewaldsand, da ganz feiner Sand dem normalen Elbgrubensand fehlt. Für die ersten 2,5 km wurde Quarzporphyrsplitt aus Kolbenbelitz, Körnung  $\frac{3}{8}$  und  $\frac{9}{15}$  mm, verwendet, für die zweite Strecke von 1,2 km Länge Quarzporphyrsplitt aus Selingstadt  $\frac{3}{8}$  und  $\frac{5}{15}$  mm. Um möglichst hohe Festigkeiten zu erhalten, wurde durchweg hochwertiger Zement verwendet, und zwar fünf verschiedene Marken; Eisenportlandzement hat sich dabei gut bewährt. Um den Einfluß des Zementgehaltes im Unterbeton auf die Rissebildung festzustellen, wurden Baustrecken ausgeführt, die sowohl in der Ober- wie auch in der Unterschicht 350 kg Zement je  $m^3$  enthielten, und auch solche, in denen die Unterschicht nur 280 kg Zement erhalten hatte. Die Untersuchungsergebnisse der laufenden Prüfung des Betons sind von Dr. Hummel, Karlshorst, veröffentlicht worden<sup>1)</sup>. Einer der verwendeten Zemente hat sich besonders ungünstig gezeigt, er erzeugte viele Schwindrisse und ließ sich schlecht stampfen. In der Sonne liegende frische Belagmassen hatten bei diesem Zement eine viel zu kurze Abbindezeit von nur  $\frac{3}{4}$  Stunde statt 3 Stunden. Das Betongemisch enthielt im allgemeinen 7,5 bis 8% Wasser, der Wasserzementfaktor schwankte bei einem Mischungsverhältnis von 1:5,4 nach Gewicht von 0,46 bis 0,55. Die etwas größere Wasserzugabe war unbedingt nötig, um einen genügend verarbeitbaren Beton zu erhalten und um es zu ermöglichen, der gestellten hohen Anforderung bezüglich der Ebenheit der Fahrbahn zu genügen.

Es waren drei selbstfahrende Mischer vorhanden; zwei davon, ein Zwangsmischer und ein Freifallmischer, arbeiteten zusammen, der dritte Mischer diente als Reserve. Jeder Mischer hatte 500 l Trog bzw. Trommelinhalt. Die Mischer wurden mit Karren beschickt, das fertige Gemisch wurde mit Beschickungskasten an Auslegern nach der Verlegestelle gebracht, dort ausgebreitet und von Hand eingeebnet. Die tägliche Leistung an Beton war 150  $m^3$ . Bezüglich der Mischer kann allgemein gesagt werden, daß der Zwangsmischer stets zuverlässig und gleichmäßig mischt<sup>2)</sup>, allerdings ist ein nicht unerheblicher Verschleiß der Mischflügel vor-

handen. Die Freifallmischer sind weniger günstig in bezug auf gleichmäßiges Gemisch mit gleichem Wassergehalt, es bilden sich bei manchen trockene Nester an der Innenfläche der Trommel, jedenfalls muß man bei Freifallmischem in dieser Beziehung den Mischer genau erproben und kennen. Der Freifallmischer hat andererseits weniger Verschleiß als der Zwangsmischer. Nicht unerhebliche Schwierigkeiten macht es, jede Mischung mit gleichem Wassergehalt herzustellen, weil dieser nicht bloß von der Wasserzugabe zu der Mischtrommel, sondern auch von dem natürlichen Feuchtigkeitsgehalt des Kiessandes abhängt. Liegt der Kiessand-Vorratshaufen einige Zeit im Regen, so hat er einen hohen Wassergehalt. Es ergab sich auf der Baustelle die Notwendigkeit, mit Rücksicht auf den wechselnden Feuchtigkeits- bzw. Wassergehalt des Kiessandes das Mischungsverhältnis nicht nach dem Raumgehalt, sondern nach dem Gewicht festzusetzen. Bei Beginn jeder Tagesarbeit wurde durch Abwiegen der richtige Anteil an Kiessand in der Mischung nach Gewicht bestimmt und das entsprechende Raummaß dementsprechend festgesetzt.

Als Unterbau für die seitlichen Fahrschienen der Hammerstampfmaschine, die mit einer Reihe von Stampfhämmern, einer vorausgehenden Abstreifbohle und einer hinterhergehenden Profilstampfbohle versehen war, dienten wieder mit Rücksicht auf die Unebenheiten der alten Fahrbahn neu verlegte Betonschwellen. Die Bauherrin verlangte zunächst, daß ein Fertiger mit schräger Lage der Stampfer und der Stampfbohle verwendet würde. Die Neigung der Schräge zum Querprofil der Fahrbahn sollte 25° betragen. Diese Forderung hätte bei ihrer Ausführung große Schwierigkeiten für die Stampfhammermaschine gemacht. Es wurde deshalb von der Unternehmerin, der Straßenbau G. m. b. H. Herm. Streubel, Berlin, eine Konstruktion gesucht und gefunden, die die schräge Anordnung des Fertigers überflüssig machte. Die von ihr angewandte Abhilfe gegen die unvermeidlichen kleinen Unebenheiten der Betonoberfläche, hervorgerufen durch die Stampfarbeit der Stampfbohle, bestand aus einem in geringer Höhe über der Betonoberfläche angeordneten, quer zur Fahrbahn verlaufenden Blechstreifen, der, an dem Stampffertiger hinter der Stampfbohle angeordnet, maschinell in Schwingungen versetzt wurde und die letzten Unebenheiten einebnete. Er glättete die Betonoberfläche, indem er den Mörtel aus dem Beton auf wenige Millimeter Dicke herauszog und ihn gleichmäßig auf der Oberfläche verteilte, so daß diese durchaus in völliger Ebenheit verblieb.

Zur Ausfüllung der Fugen wurde eine Fugenpappe, eine mit Emulsion getränkte Faserplatte von 8 mm Dicke eingebracht, die je nach Dicke des Betons 8 oder 12 cm hoch war. Darüber wurden vier Fugeneisen je 2,2 m lang eingeschlagen. Über die Eisen hinweg wurde mit dem Hammerstampfer gearbeitet, nachher wurden sie herausgezogen, und die Fuge wurde mit der Fugenwalze nachgearbeitet. Der Fugenabstand war auf Anordnung der Bauherrin 20 bis 30 m, die Fugen wurden während des Arbeitstages, nach Arbeitsschluß senkrecht zur Straße ausgeführt.

Bei den Bauausführungen der Zementbetondecken auf der Avusbahn hat sich als Vorbedingung für die Herstellung eines gleichmäßigen Betonbelages ergeben, daß das Mischungsverhältnis mit Rücksicht auf den wechselnden Wassergehalt des Kiessandes und sein dementsprechend wechselndes Raumgewicht täglich nach Gewicht des Kiessandes festgesetzt werden muß. Die Gleichmäßigkeit der Mischarbeit der Mischmaschinen ist von ausschlaggebender Wichtigkeit für die gleichmäßige Beschaffenheit des Betonbelages.

Die Forderung der Verarbeitbarkeit des Betongemisches so, daß nach der Stampfarbeit eine dichte, geschlossene Oberfläche vorhanden ist, hat dazu geführt, daß der möglichst trocken gemischte Beton, der auch viel Grobes enthält, mehr oder weniger verlassen wurde. Die in der neuesten Zeit auftretende Forderung der außerordentlichen Ebenheit der Fahrbahn im Längsprofil hat dieses Hinneigen zum plastischen Beton für die Oberschicht im Straßenbau noch verstärkt. Das Verhältnis von Sand zu Splitt wird meist wie 1:1 gewählt, außerdem geht man bei dem Splitt häufig nur bis zum Größtkorn von 15 mm. Auch der Wasserzusatz wird zugunsten der Erfüllung dieser Forderung etwas erhöht.

Bei der in diesem Sommer aufgetretenen langen und starken Hitzeperiode haben sich Risse im Betonbelag der Umbaustrecke von 1934 gezeigt. Sie werden genau aufgenommen. In einer späteren Veröffentlichung wird darauf eingegangen werden, welche Vor- und Nachteile die hier vorliegende Ausführungsart mit großen Fugenabständen gegenüber der sonst üblichen gezeigt hat.

<sup>2)</sup> Vgl. hierzu „Erfahrungen mit Betonmischmaschinen“, Bautechn. 1934, Heft 30, S. 400.

<sup>1)</sup> „Die Betonstraße“ 1934, Nr. 7.

Alle Rechte vorbehalten.

## Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken.

Von Dr.-Ing. Karl Schaechterle, Stuttgart.

Für die Ausbildung neuzeitlicher Straßenfahrbahnen sind die Forderungen maßgebend, die der an Umfang, Schnelligkeit und Gewicht zunehmende Kraftwagenverkehr an die Straße als Verkehrsträger stellt. Durch die Fortschritte im neuzeitlichen Straßenbau ist es gelungen, schwere Decken herzustellen, die hohen Anforderungen genügen. Die Durchführung solch schwerer Decken auf Stahlbrücken ist jedoch eine sehr kostspielige Angelegenheit.

Da die aus Straßendecke und tragender Unterlage (Fahrbahntafel) bestehende Brückenfahrbahn einen erheblichen Teil der Belastung ausmacht, der sich im Baustoffaufwande für das Tragwerk und in den Baukosten auswirkt, so müssen Anordnungen gesucht werden, die den Anforderungen des schnellen und schweren Verkehrs mit einem Mindestgewicht genügen und eine lange Lebensdauer der Bauwerke gewährleisten. Die Verminderung des Fahrbahngewichts bei stählernen Straßenbrücken ist eine wichtige Aufgabe des Brückeningenieurs.

Der Kraftwagenverkehr verlangt ebene, harte und widerstandsfähige Decken mit griffiger Oberfläche, die auch im abgenutzten Zustande eben und griffig bleiben. Die Decken sollen stoßfreies Befahren bei hohen Geschwindigkeiten gewährleisten, außerdem dauerhaft und verschleißfest sein und möglichst geringen Unterhaltungsaufwand verursachen.

Voraussetzung für die Haltbarkeit einer hochbeanspruchten Straßendecke ist die Formbeständigkeit der Unterlage. Die Fahrbahntafel der Brücken muß nicht nur ausreichend tragfähig sein, sondern auch große Steifigkeit besitzen.

In dem Bestreben, eine möglichst unnachgiebige Unterlage für die Fahrbahndecke zu schaffen, und auch aus wirtschaftlichen Gründen ist man im Straßenbrückenbau neuerdings mehr und mehr von den üblichen Belägen aus Walzträgern, Tonnenblechen und Buckelplatten abgekommen und zur Anwendung von Eisenbetonplatten übergegangen. Das Eigengewicht der auf Längs- und Querträgern verlegten Eisenbetonfahrbahntafel samt Abdichtungs- und Schutzschicht und schwerer Straßendecke beträgt 900 bis 1200 kg/m<sup>2</sup> und überschreitet damit die Ersatzlast für einen 12-t-Wagen, die nach DIN 1072 mit 800 kg/m<sup>2</sup> anzunehmen ist. Beachtet man ferner, daß für die Bemessung der Hauptträger und für das Konstruktionsgewicht weitgespannter Brücken Vollbelastung durch Menschengedränge mit 500 kg/m<sup>2</sup> ausschlaggebend ist, so erkennt man ohne weiteres den großen Einfluß des toten Gewichtes der schweren Fahrbahnen auf den Werkstoffbedarf und auf die Gesamtkosten.

Wenn es gelingt, durch entsprechende Gestaltung der Fahrbahn die ständige Last ohne Beeinträchtigung der Tragfähigkeit und Steifigkeit der Fahrbahn herabzumindern, ferner die Stoßwirkungen rollender Fahrzeuge weitgehend auszuschalten, so daß die für die Bemessung der Tragwerke maßgebende Stoßzahl herabgesetzt werden darf, so werden sich daraus nicht unbedeutende Ersparnisse an Bau- und Unterhaltungskosten ergeben.

Die Verminderung des Fahrbahngewichts wird wesentlich dazu beitragen, das Verhältnis von ständiger Last zur Nutzlast günstiger zu gestalten. Bei Stahlbrücken mit kleinen Stützweiten überwiegt der Einfluß der Verkehrslast. Anders liegen die Verhältnisse bei weitgespannten Brücken, wo die ständige Last eine ausschlaggebende Rolle spielt. Die Anordnung von leichten Fahrbahnen ist deshalb besonders bei weitgespannten Stahlbrücken angezeigt. Neben dem wirtschaftlichen Vorteil der Kostenersparnis ergibt sich durch die Verwendung leichter Fahrbahnen noch die Möglichkeit, die Grenzen der Öffnungsweiten hinauszurücken, die mit Stahlkonstruktionen wirtschaftlich überspannt werden können. In ästhetischer Hinsicht ergeben sich neue Möglichkeiten beschwingter und kühner Gestaltung, wobei die Leichtigkeit der Stahlbrücken durch Verwendung hochwertiger Werkstoffe noch gesteigert werden kann.

Die Vorzüge einer schweren Fahrbahn hinsichtlich der Lastverteilung, Stoß- und Schalldämpfung sollen nicht verkannt werden. Bei der Ausbildung leichter Fahrbahnen sind zur Beurteilung der dynamischen Auswirkungen bewegter Lasten die Ergebnisse wissenschaftlicher Versuchsforschung auf dem Gebiete der Schwingungstechnik im allgemeinen und der Brückendynamik im besonderen heranzuziehen. Durch die Erweiterung und Vertiefung unserer Erkenntnisse über die Anstrengungen, die der Werkstoff oder ein Konstruktionsglied oder ein ganzes Tragwerk unter der Einwirkung oftmals wiederholter Lastwechsel und bei schwingender Beanspruchung auf die Dauer aushalten kann, ohne zu brechen, ist es gelungen, die Berechnung und Bemessung dynamisch beanspruchter Bauteile auf eine sichere Grundlage zu stellen.

Bisher sind leichte Fahrbahnen in erster Linie bei beweglichen Brücken, bei Klapp-, Hub- und Drehbrücken ausgeführt worden. Während für diese Brückenart nur Stahl in Frage kommt, ist der Stahlbauweise für kleine und mittlere Spannweiten im Eisenbeton ein gefährlicher Wettbewerber entstanden. Die in vielen Fällen festgestellte Überlegenheit der monolithischen Eisenbetonbauweise bei solchen Brücken hat ihren Grund darin, daß die Fahrbahnplatte als mitwirkender Teil des Haupt-

tragwerkes statisch ausgenutzt wird (Plattenbalken und Tragwerke mit kastenförmigen Querschnitten), während die Fahrbahntafel von Stahlbrücken für das Haupttragwerk nur Last ist. Durch Verwendung leichter Fahrbahnen kann in diesen Fällen die Wirtschaftlichkeit der Stahlbauweise so gehoben werden, daß sie auch bei Straßenbrücken mittlerer Spannweiten wieder wettbewerbsfähig wird. Schließlich ist durch die Verwendung von offenen Stahltragrosten die Möglichkeit gegeben, die bei Eisenbahnbrücken übliche „offene Fahrbahn“ auch auf „Nurautostraßen“ einzuführen. Dadurch kann auch bei Straßenbrücken die „reine Stahlkonstruktion“ erreicht werden.

Die Verminderung des Fahrbahngewichtes ist zu erzielen

1. durch die Ausführung harter, möglichst fugenloser und wasserundurchlässiger Verschleißdecken;
2. durch die unmittelbare Auflagerung der Verschleißdecke auf der tragenden Unterlage unter Wegfall aller Zwischenschichten, wie Sand, Füllbeton, Abdichtung usw.;
3. durch Fahrbahntafeln aus Trägerrosten mit Flachblechabdeckung (Zellendecken), die eine Belastung durch Einzellasten ohne besondere Überlagerungs- und Druckverteilungsschicht vertragen und als Platte wirken;
4. durch die Einführung offener Fahrbahnen mit Stahlgitterrosten;
5. durch die Verwendung von hochwertigen Stählen und Leichtmetallen.

Ehe wir auf diese Maßnahmen näher eingehen und die Vorschläge für die Weiterentwicklung leichter Fahrbahnkonstruktionen begründen, sollen die bisher üblichen Fahrbahnkonstruktionen kurz beschrieben werden.

### I. Ältere Fahrbahnausführungen.

Die älteste und zugleich leichteste Fahrbahn besteht aus einem einfachen Holzbohlenbelag, der aber nur für Fußgängerstege sowie schwach befahrene Brücken und leichte Fuhrwerke genügt (Abb. 1). Für stärkeren

Fuhrwerkverkehr kommt ein doppelter Bohlenbelag in Betracht, wobei der untere tragende Belag durch eine Decklage aus Hartholz

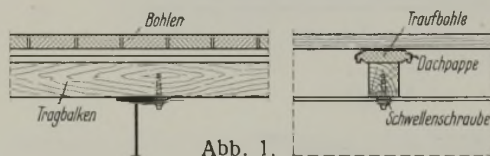


Abb. 1.

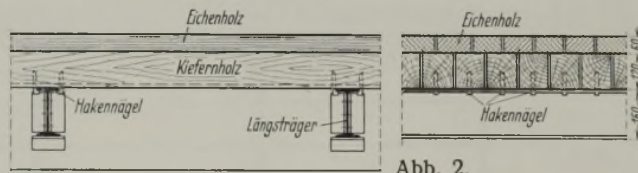


Abb. 2.

gegen Abnutzung geschützt ist (Abb. 2). Diese Bauart wird heute noch bei Bauwerken für vorübergehende Zwecke und bei Brücken von untergeordneter Bedeutung ausgeführt. Den Anforderungen des Kraftwagenverkehrs ist der witterungsempfindliche Holzbohlenbelag nicht gewachsen. Wegen der raschen Abnutzung der Oberfläche, besonders an den Kanten, und der Lockerung der Befestigungsmittel ist ein stoßfreies Befahren der Holzbohlenbeläge nur kurze Zeit gewährleistet, weshalb Brücken mit Holzbohlenbelägen von Kraftfahrzeugen nur mit verminderter Geschwindigkeit befahren werden dürfen.

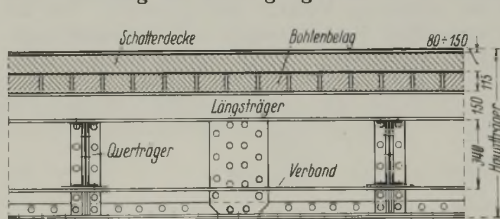


Abb. 3a.

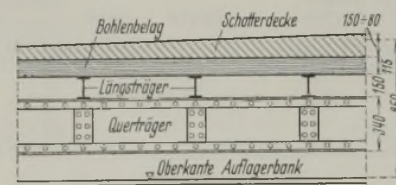


Abb. 3b.

Widerstandsfähiger, aber auch schwerer sind aus Holzbohlenbelag und Macadamdecke hergestellte Fahrbahnen (Abb. 3 a u. b), bei denen die Deckschicht durch seitlich angeordnete Längshölzer eingefasst wird. Die Gebrauchsdauer derartiger Beläge ist beschränkt, soweit nicht durch die Ausführung einer dichten und wasserundurchlässigeren Decke (Teermacadam, Verschleißschicht aus Guß- oder Walzasphalt) und sorgfältige Oberflächenentwässerung die Bohlen gegen Durchfeuchtung und durch Tränkung gegen Fäulnis geschützt werden.

Widerstandsfähiger, aber auch schwerer sind aus Holzbohlenbelag und Macadamdecke hergestellte Fahrbahnen (Abb. 3 a u. b), bei denen die Deckschicht durch seitlich angeordnete Längshölzer eingefasst wird. Die Gebrauchsdauer derartiger Beläge ist beschränkt, soweit nicht durch die Ausführung einer dichten und wasserundurchlässigeren Decke (Teermacadam, Verschleißschicht aus Guß- oder Walzasphalt) und sorgfältige Oberflächenentwässerung die Bohlen gegen Durchfeuchtung und durch Tränkung gegen Fäulnis geschützt werden.

Holzpfaster auf gespundeten Querbohlen mit einer Gußasphaltschicht als Zwischenunterlage findet bei Straßenbrücken in Städten Verwendung (Abb. 4).

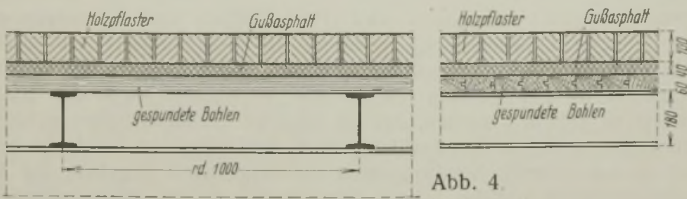


Abb. 4.

Im Stahlbrückenbau ist man bald von den Holzbohlenbelägen abgekommen und zu dauerhafteren Belägen aus Waffel- oder Riffelblechen für Gehwege, Trägerrosten aus  $\perp$ -, I- oder  $\cup$ -Eisen für die Fahrbahn, und schließlich zu geschlossenen Fahrbahntafeln aus Trägerwellblechen, Tonnen- oder Buckelblechen übergegangen. Einige charakteristische Beispiele solcher Fahrbahnausbildungen auf älteren Straßenbrücken sind in Abb. 5 bis 7 wiedergegeben.

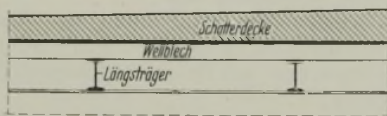


Abb. 5a.

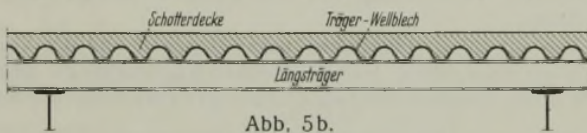


Abb. 5b.

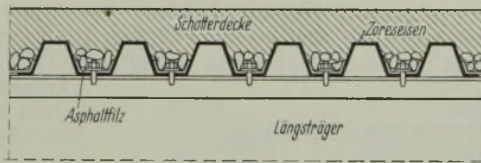


Abb. 6.

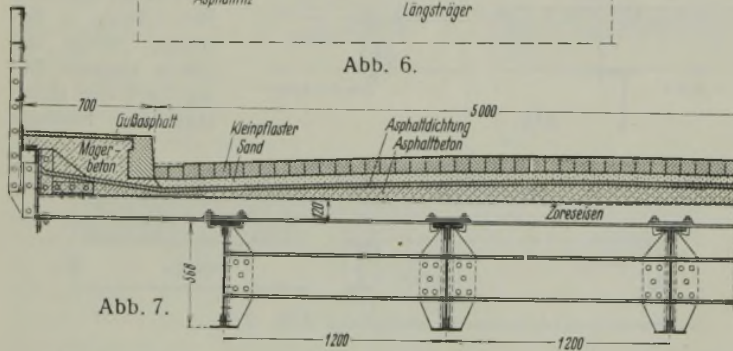


Abb. 7.

Trägerwellbleche werden bis zu 120 mm Wellenhöhe und 4 mm Blechdicke hergestellt, auf Längsträgern mit zwei an den Stößen ineinandergelegten Wellen verlegt und mit Klemmschrauben an den Flanschen der Längsträger befestigt (Abb 5). Mit reichlicher Schotterdecke versehen, haben sich die Fahrbahnen aus Trägerwellblech mit verschweißten oder vernieteten Stößen auch bei schwerem Verkehr gut gehalten. Nur an den Schrammborden und unter den Straßenkandeln und Entwässerungsrinnen sind starke Rostschäden aufgetreten. Diese Stellen müssen durch

wirksame Oberflächenentwässerung und Abdichtung gegen die Einwirkung von Sickerwasser geschützt werden.

Trägerroste aus  $\perp$ - oder  $\cup$ -Eisen werden in der Regel auf den Fahrbahnlängsträgern quer zur Fahrriichtung angeordnet (in Ausnahmefällen auch unmittelbar über die Querträger gleichlaufend zur Brückenachse), mit kleinen Zwischenräumen verlegt und mit Haken und Klemmschrauben befestigt (Abb. 6 u. 7). Bei der ursprünglichen Ausführungsart hat man die Schotterdecke unmittelbar auf die Belageisen aufgebracht. Hierbei sind jedoch durch Sickerwasser gefährliche Rostschäden ent-

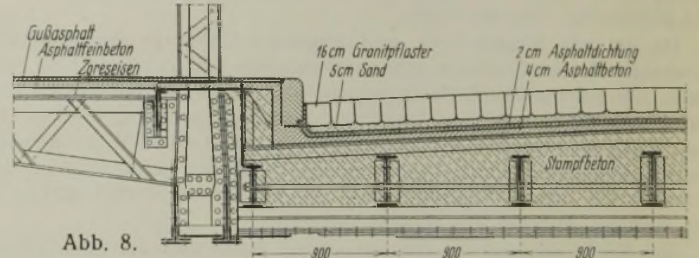


Abb. 8.

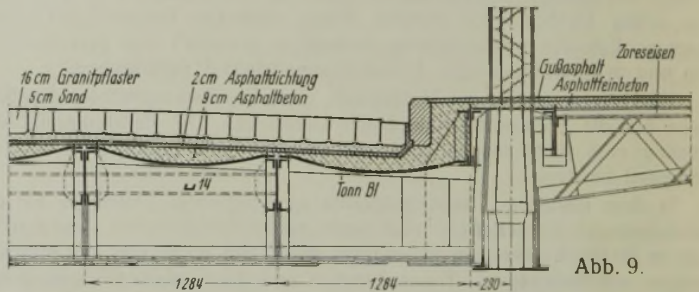


Abb. 9.

standen; deshalb ist man allgemein bei Neukonstruktionen dazu übergegangen, die Trageisen durch Überbetonierung mit Asphalt- oder Zementbeton und Abdichtung der Oberfläche gegen Rost zu schützen.

Den schweren und teuren Fahrbahntafeln aus überbetonierten Belageisen oder einbetonierten Walzträgern (Abb. 8) sind Fahrbahntafeln aus Tonnen- oder Buckelblechen (Abb. 9 u. 10) wegen ihres geringeren Eigen-

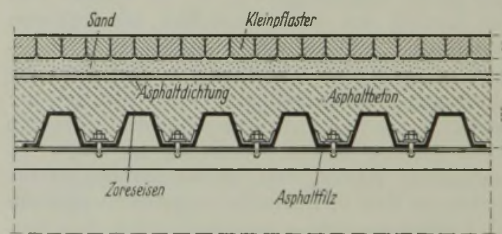


Abb. 7a.

gewichtes überlegen. Die Tonnenbleche und Buckelplatten werden auf den Unterstützungsträgern wasserdicht aufgenietet oder aufgeschweißt und an den Tiefpunkten der Mulden mit Tropf-tüllen ausgestattet, durch die etwaiges durch den Straßenkörper durchsickerndes Tagwasser abfließen kann. In der Regel werden die Mulden mit Asphalt- oder Zementbeton ausgefüllt. Da bei Tonnenblechen etwas mehr Füllstoff gebraucht wird als bei Buckelplatten, so ergeben die ersteren etwas schwerere Fahrbahnen, dagegen ist die Herstellung und Verlegung einfacher. Die Tonnenbleche und Buckelplatten werden mit 1/10 bis 1/16 Pfeil und Stützweiten bis zu 2,5 m ausgeführt. Zur Aufnahme der auf die unterstützenden Träger ausgeübten waagerechten Kräfte sind starke Verbindungen und

rahmenartig wirkende Aussteifungen der Unterzüge notwendig.

Eine Fahrbahn mit stehenden Buckelplatten ist beispielsweise in Abbild. 11 wiedergegeben. Auch diese Anordnung hat sich bewährt.

Weiterhin ist noch die Flachblechabdeckung von Walz- und Blechträgern zu erwähnen, die wegen der geringen Tragfähigkeit der ebenen Bleche kleine Trägerabstände (Abb. 12)

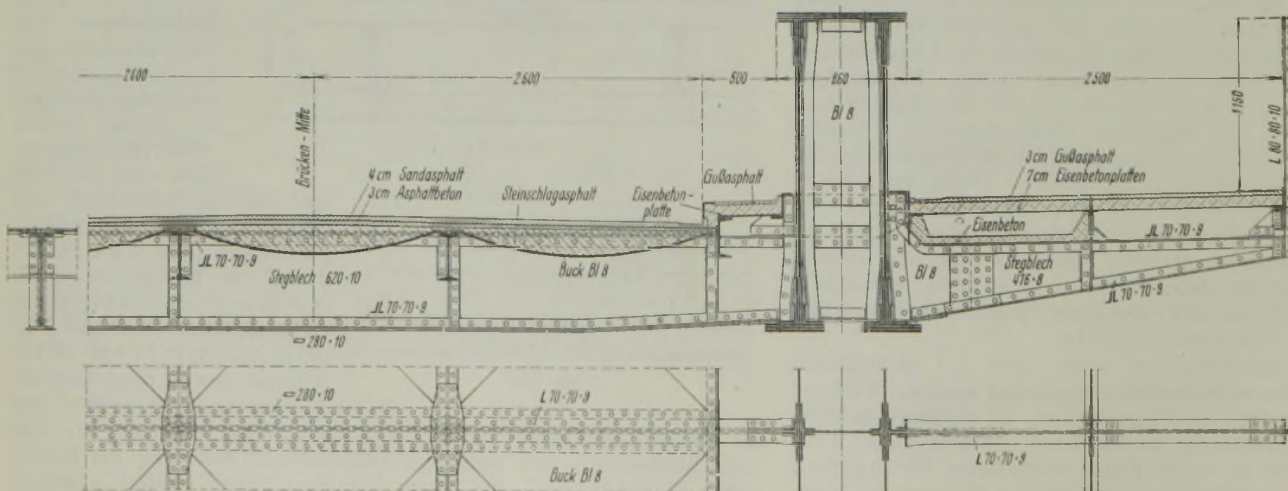


Abb. 10.

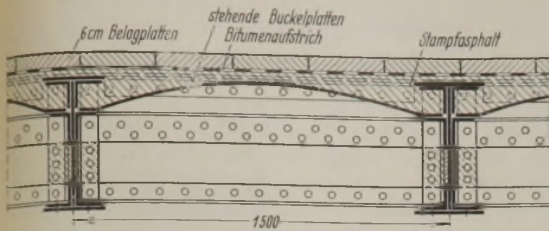


Abb. 11.

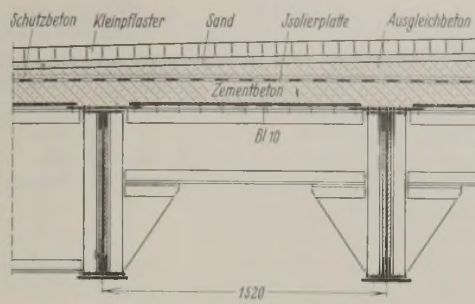


Abb. 12.

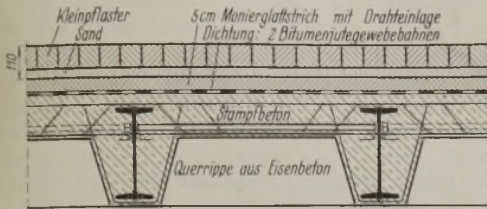
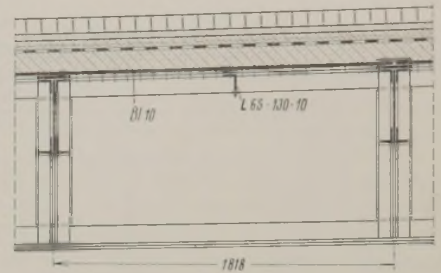


Abb. 16.

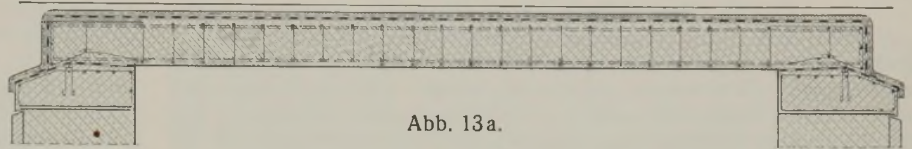


Abb. 13a.

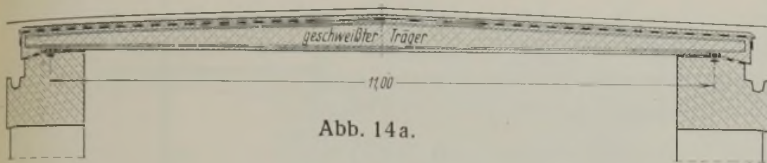


Abb. 14a.

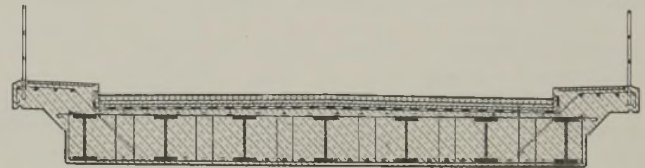


Abb. 13b.

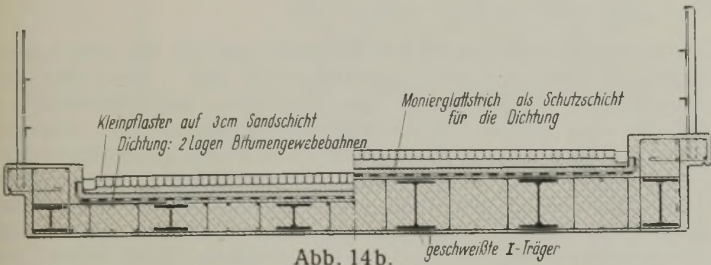


Abb. 14b.

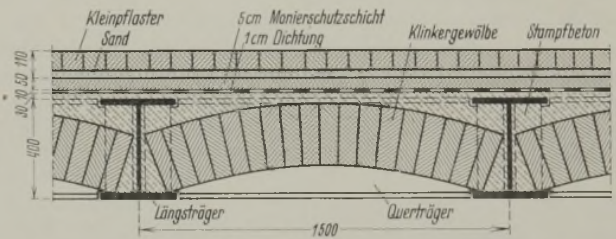


Abb. 15.

erfordert. Sie eignet sich besonders für die Abdeckung der Endfelder von schiefen Brücken. Die mit Flachblechen abgedeckte Fahrbahnplatte hat gegenüber den bereits erwähnten Verbunddecken den Vorteil des geringeren Gewichtes.

Eine geschlossene Fahrbahnplatte läßt sich bei kleineren Bauwerken auch durch vollständiges Einbetonieren der parallel zur Brückenachse liegenden I-Träger erreichen (Verbundplattenbrücken, Abb. 13a u. b). Die Verbunddecke aus einbetonierten I-Trägern eignet sich für Stützweiten

bahntafel über den Querträgern längs oder über den Längsträgern quer durchlaufend verlegt und vollständig einbetoniert. Die Verbundplatte, deren Hauptvorteil in der einfachen Herstellung zu sehen ist — man braucht keine Schalgerüste — ist mehr und mehr durch Eisenbetonplatten und durch Eisenbeton-Rippenplatten verdrängt worden, die bei gleicher Tragfähigkeit und Steifigkeit billiger sind. Die Überlegenheit der Rippenplatte beruht darauf, daß die Platte, die die Lasten auf die Rippen zu übertragen hat, gleichzeitig als Druckgurt der Rippenplattenbalken, also der Beton nach zwei Hauptrichtungen

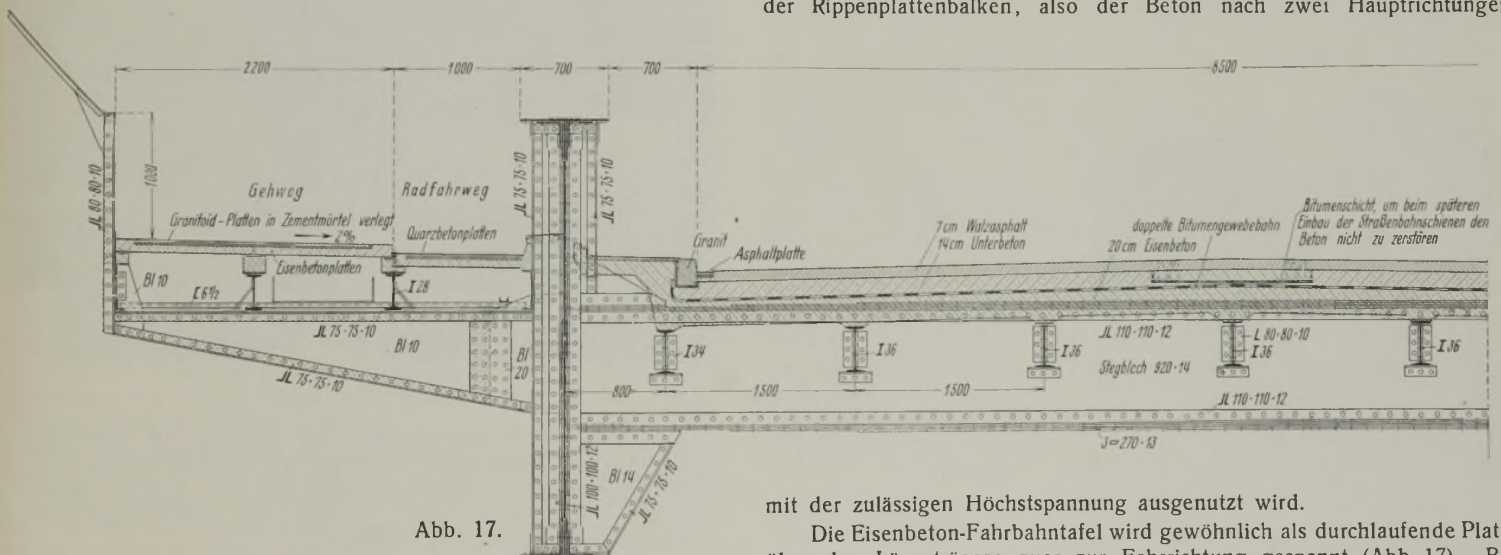


Abb. 17.

bis zu 20 m. Durch Verwendung von Breitflanschträgern und geschweißten Profilen mit veränderlicher Steghöhe (Abb. 14) wird an Bauhöhe und Gewicht gespart. Die Verbundplatte wird gewöhnlich so berechnet und bemessen, daß die I-Träger die ganze Last allein aufnehmen und daß der Beton nicht mitträgt. Durch steife Verbindung der I-Träger und Querbewehrung des Betons läßt sich aber auch eine Mitwirkung des Betons an der Lastübertragung erreichen.

Die Fahrbahntafel mit Kappengewölben (Abb. 15) oder mit bewehrten Betonkappen zwischen Blechträgern oder Walzträgern (Abb. 16) eignet sich auch für größere Brücken. Dabei werden die Trageisen der Fahr-

mit der zulässigen Höchstspannung ausgenutzt wird.

Die Eisenbeton-Fahrbahntafel wird gewöhnlich als durchlaufende Platte über den Längsträgern quer zur Fahrriichtung gespannt (Abb. 17). Bei kleineren Brücken wird sie auch unmittelbar über die Querträger mit der Hauptbewehrung in der Brückenachse gespannt. Mit Erfolg sind schließlich die Vorteile der kreuzweis bewehrten Platte für die wirtschaftliche Gestaltung der geschlossenen Fahrbahntafel ausgenutzt worden. Bei gleicher Plattendicke lassen sich damit größere Stützweiten freitragend überspannen als mit der nur nach einer Richtung bewehrten Platte (Stützweiten bis zu 6 m). Die Gewichtersparnis bei Fahrbahnen der Brückenkategorie I (DIN 1072) beträgt dabei bis zu 25%. Eisenbetonplatten mit kreuzweiser Bewehrung sind aber immer noch schwerer als Fahrbahntafeln gleicher Tragfähigkeit mit Buckelplatten oder Tonnenblechen.

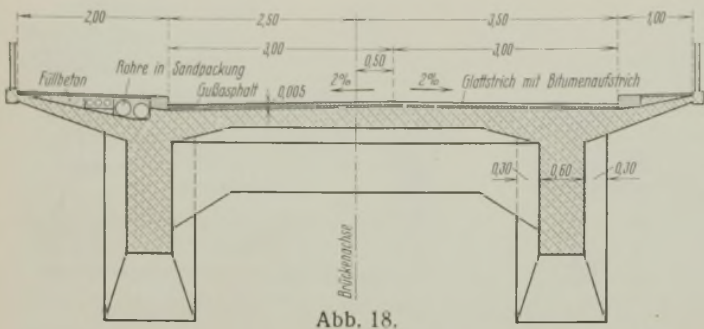


Abb. 18.

II. Neuere Fahrbahnausführungen.

Unter Groß- oder Kleinpflaster auf Sandunterlage oder Macadamdecken muß die tragende Eisenbetonplatte durch eine besondere Zwischenschicht gegen Sickerwasser abgedichtet werden. Bei fugenlosen und wasserdichten Verschleißdecken aus Gußasphalt oder Walzasphalt und sorgfältiger Oberflächenwässerung ist jedoch ein besonderer Schutz der Tragdecke durch Bitumengewebebahnen nicht unbedingt notwendig.

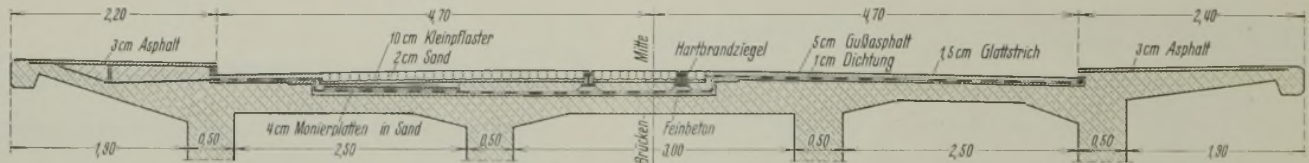


Abb. 19.

Eine neuere Ausführung ist beispielsweise in Abb. 18 (Straßenbrücke bei Wieblingen) dargestellt, wo auf die kreuzweis bewehrte Platte unmittelbar ein 50 mm dicker Asphaltteppich aufgebracht ist. Diese Anordnung ist außerordentlich wirtschaftlich, weil die dünne, unmittelbar auf dem Haupttragwerk liegende Gußasphaltschicht neben ihrer eigentlichen Aufgabe als Verschleißdecke auch die Abdichtung übernimmt.

Diese Anordnung hat sich bewährt bei Brücken, die in der Hauptsache nur von luftgummbereiften Fahrzeugen befahren werden. Die Haftung der Asphaltdecke auf Eisenbeton reicht aus, um die waagerechten Anfahr- und Bremskräfte zu übertragen. Wenn harte Stöße eisenbereifter Fahrzeuge ausgeschlossen sind, ist die Lastverteilung durch die dicke Platte und den monolithischen Charakter der Unterlage hinreichend gewährleistet. Das Gewicht der Fahrbahn wird nur unwesentlich erhöht, wenn zum besseren Schutze der tragenden Eisenbetonkonstruktion eine Dichtungsschicht aus Bitumengewebeplatten zwischen der Verschleißdecke und der Unterlage ausgeführt wird (Abbild. 19).

In Amerika werden an Stelle der Eisenbetonplatten und Eisenbetonrippenplatten Verbunddecken mit steifer Bewehrung aus  $\perp$ - oder I-Walzträgern bevorzugt, bei denen der Beton zum Mittragen herangezogen wird. Die Fahrbahnplatten der amerikanischen Straßenbrücken bestehen meist aus 14 cm dicken

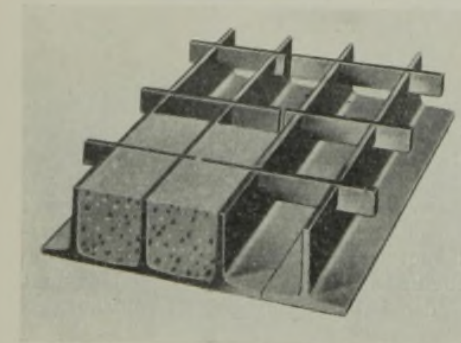


Abb. 21.

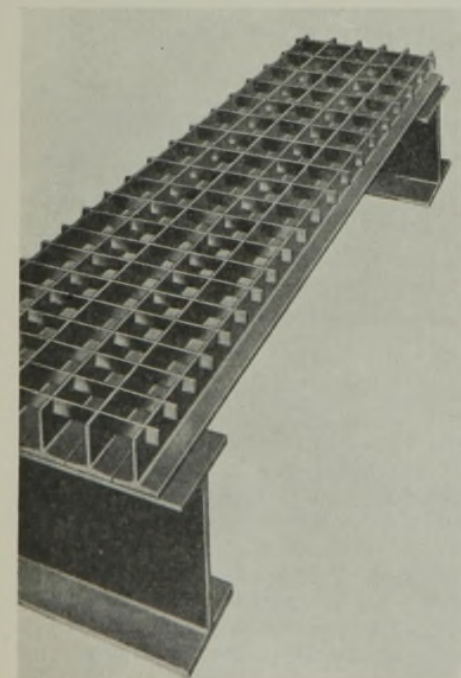


Abb. 21 a.

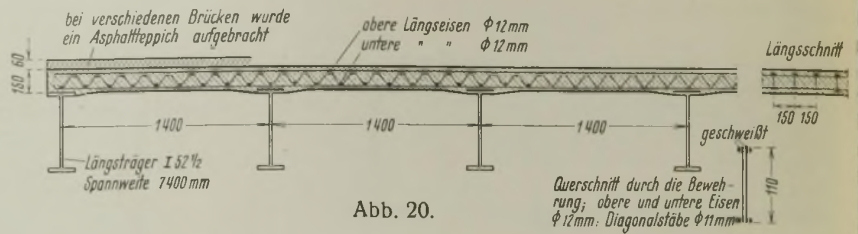


Abb. 20.

Verbundplatten, die auf Längsträgern im Abstände von etwa 1,40 m gelagert sind. Bei der Delawarebrücke in Philadelphia und der Ambassador-Brücke in Detroit (Abb. 20) sind diese Platten mit 11 cm hohen, fabrikmäßig hergestellten Fachwerkträgerchen bewehrt, die in gegenseitigem Abstände von 15 cm angeordnet sind. Die Platte wiegt rd. 415 kg/m<sup>2</sup> und mit einer dünnen Verschleißdecke bis zu 550 kg/m<sup>2</sup>. Die von der Carnegie Steel Company eingeführte Fahrbahnkonstruktion (Abb. 21), die unter dem Namen „T-Tri-Lok-bridge floor construction“ bekannt ist, besteht aus einem einfachen Trägerrost mit dicht aneinander gestoßen niedrigen  $\perp$ -Profilen (meist 75/75 mm). Die Stege der Trageisen sind mit Schlitzen versehen, in die quer durchlaufende Flacheisen

mit 4,5 · 25 mm Querschnitt im Abstände von 100 mm unverschieblich eingepreßt sind. Die Flacheisen bilden mit den  $\perp$ -Eisen eine Kreuzrostplatte, die auf den Längs- oder Querträgern fest aufgeschweißt und dann bis Oberkante der Stege mit einem hochwertigen Beton ausgegossen wird. Oft wird auf der so ausgeführten Fahrbahn unmittelbar gefahren, meist jedoch noch ein 3 bis 4 cm dicker Asphaltteppich aufgebracht. Diese Trägerkrostplatte darf auf Grund von Versuchen als Verbundkonstruktion berechnet und bemessen, also der Beton als mittragend berücksichtigt werden.

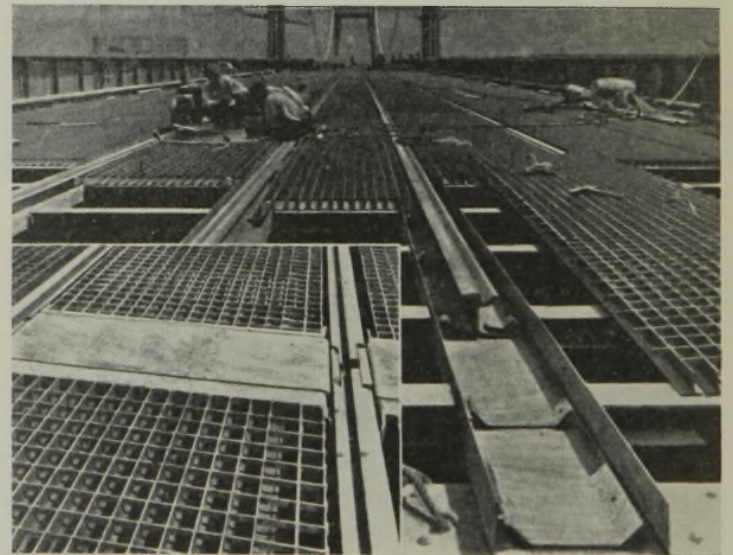


Abb. 21 b.

Eine sehr beachtenswerte Neuerung stellt die im Jahre 1932 aus Duraluminium hergestellte Fahrbahn der Smithfieldbrücke über den Monongahela River in Pittsburgh (Abb. 22) dar, worüber Näheres in Bautechn. 1934, Heft 20, S. 260, zu finden ist. Das Eigengewicht der Fahrbahntafel beträgt dort rd. 140 kg/m<sup>2</sup>.

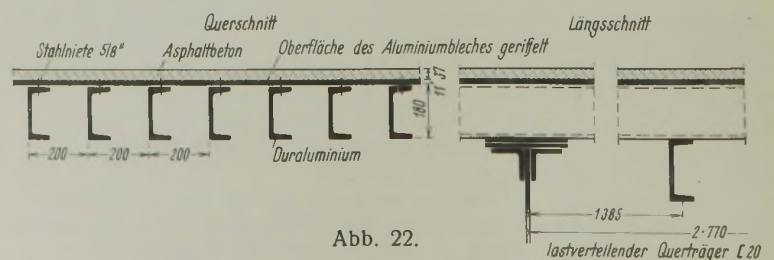


Abb. 22.



In dem Bestreben, das Fahrbahngewicht noch weiter herabzumindern, kamen die Amerikaner schließlich zur Verwendung von offenen Fahrbahntragrosten. Ein den Bedürfnissen des Kraftwagenverkehrs angepaßter offener Fahrbahnrost ist von Walter E. Irving, Long Island City, entwickelt worden, der sich um den Entwurf von Brückenbelägen in Amerika große Verdienste erworben hat. Der patentierte Irvingsche Stahlrost kann offen oder in Verbindung mit Beton angewandt werden. Der offene Stahlgitterrost ist erstmals bei einer Klappbrücke in Seattle praktisch erprobt worden. Bei dieser Brücke besteht das Gitter aus gerade durchgehenden Flachstäben 5·60 mm und gebogenen Zwischenstäben mit 5·35 mm Querschnitt (Abb. 23). Die Roststäbe sind mit  $\frac{3}{8}$ "-Nieten, die kalt gepreßt werden, verbunden. Das Gitter ist auf 140 mm hohen C-Eisen, die mit einem gegenseitigen Abstände von 400 mm auf den Fahrbahnträgern liegen, unverschieblich aufgeschweißt. Das Gitter allein wiegt 70 kg/m<sup>2</sup>, hierzu kommt das Eigengewicht der C-Unterzüge mit rd. 30 kg/m<sup>2</sup>, so daß sich ein Gesamtgewicht des offenen Fahrbahnrostes von rd. 100 kg/m<sup>2</sup> ergibt.

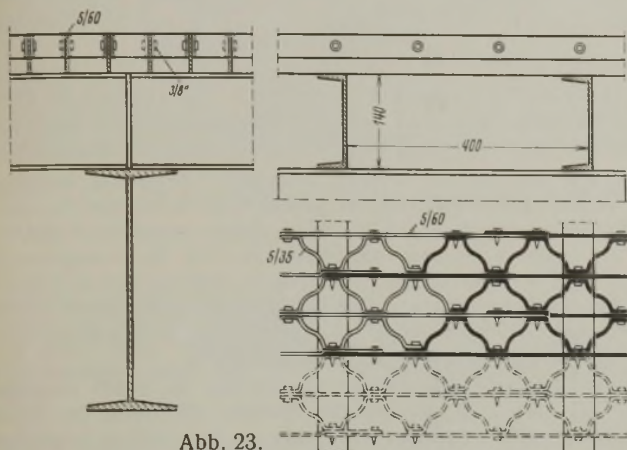


Abb. 23.

Das Irvingsche Stahlgitter wird in großen, fabrikmäßig zusammengebauten Platten zur Baustelle gebracht, über mehrere Unterzüge durchlaufend verlegt und auf den Fahrbahnträgern und Querträgern gestoßen, wobei durch geeignete Verbindung an den Stoßstellen die Kontinuität und ein glatter Übergang gesichert ist.

Die Vorzüge einer so leichten Fahrbahn wirken sich bei der beweglichen Brücke in Hinsicht auf die Gesamtbaukosten noch viel mehr aus als bei festen Brücken, indem nicht nur am Brückentragwerk, sondern auch an der maschinellen Einrichtung, an Gegengewichten, Antrieben usw. Ersparnisse erzielt werden. Außerdem wird bei Klappbrücken der Winddruck auf die hochgeklappte Brücke durch die Verwendung des offenen Fahrbahnrostes ermäßigt.

Die Fahreigenschaften des offenen Gitterrostes mit etwa 45 mm größter Maschenweite werden nach den Mitteilungen amerikanischer Fachleute günstig beurteilt. Mit dem schon länger bekannten „Irving-Subway-Grating“ sind Beobachtungen auf Straßenversuchstrecken gemacht worden, wobei allerdings das Gitter mit Asphalt ausgefüllt war. Die mit Gitterrost ausgestattete Fahrbahn war, was Griffigkeit anbelangt, der normalen Straße aus Beton oder Asphalt überlegen; der Bremsweg der Kraftfahrzeuge von der Höchstgeschwindigkeit bis zum Halten soll nur  $\frac{1}{3}$  der Länge betragen haben, die auf gewöhnlichen Beton- oder Asphaltstraßen benötigt wird. Wenn durch weitere Versuche die Angaben über die Fahreigenschaften des offenen Fahrbahngitters sich bestätigen, dürften keine Bedenken bestehen, derartige Beläge auf den Stahlbrücken von Straßen zu verwenden, die im regelmäßigen Betriebe nur von luftgummibereiften Kraftfahrzeugen befahren werden. Die offenen Roste sind im übrigen begehbar und gestatten auch in Ausnahmefällen die Benutzung durch Pferdegespanne und Reiter im Schritt; nur Kleintiere, wie Schafe, Ziegen und Hunde, die sich in den Maschen des Gitters fangen, sind ausgeschlossen.

Neben dem Hauptvorteil des geringen Gewichtes hat der offene Fahrbahnträgerrost noch den Vorzug, daß er das Tagwasser durchläßt und daß alle Einrichtungen für Oberflächenentwässerung und Abdichtung wegfallen. Da auch der Schnee nicht liegenbleibt und die Vereisungsgefahr gering ist, so sind die Gitter auch im Winter ohne besondere Räumungsarbeiten befahrbar. Wenn sich je auf den offenen Rosten Schnee ansammeln oder gar eine Eisschicht bilden sollte, so wird die Verstopfung durch den Verkehr bald wieder aufgehoben, indem die Räder der Fahrzeuge den Schnee und das Eis durch die Maschen der Gitter durchdrücken. Schließlich ist noch zu erwähnen, daß die Anhäufung von Staub oder Schmutz auf dem Belag ausgeschlossen ist und daß die Saugwirkung schnellfahrender Fahrzeuge auch das Festsetzen von Staub oder Schmutz auf der Unterkonstruktion verhindert. Die Ablagerungen dürften jedenfalls nicht größer, sondern eher kleiner sein als bei Eisenbahnbrücken, wo die offene Fahrbahn die Regel bildet.

Eine Verrostung der Gitter ist bei dichtem Verkehr nicht zu befürchten. Die im Eisenbahnbetrieb gemachte Erfahrung, daß regelmäßig befahrene Eisenbahnschienen nicht rosten, trifft auch für Straßengitterroste zu. Bei einigermaßen dichtem Verkehr tropft so viel Öl von den Wagen, daß eine Verrostung der Oberfläche nicht zu befürchten ist. Die Unterseite der Roste und die Fahrflächen in der Nähe der Schrammborde können in einfachster Weise durch Aufspritzen eines Ölfarbanstrichs gegen Verrostung geschützt werden. Die Auflagerflächen des Gitters auf den Unterzügen sind so schmal wie möglich zu halten; auch muß dafür gesorgt werden, daß die Luft unter den Gittern frei durchstreichen kann.

Die mechanische Abnutzung der Stahlgitterroste durch gummibereifte Fahrzeuge ist gering, so daß mit einer langen Gebrauchsdauer der Roste gerechnet werden darf. Umgekehrt werden bei sauberer Ausführung der Roste mit abgerundeten Kanten die Bereifungen keinem größeren Verschleiß ausgesetzt als auf den sonst üblichen Straßendecken.

Die fahrtechnischen und wirtschaftlichen Vorteile des offenen Fahrbahnrostes sind so groß, daß die Ausführung nicht nur bei neuen Brücken im Zuge von Autobahnen, bei Klapp-, Hub- und Drehbrücken in Betracht kommt, sondern auch bei bestehenden Brücken als Ersatz von Holzbelägen, die den Ansprüchen des Verkehrs nicht mehr genügen, oder bei überlasteten Brücken mit schweren Fahrbahnen, wenn Überbeanspruchungen im Haupttragwerk durch die Verwendung von Stahlgitterrosten auf das zulässige Maß herabgesetzt werden können. Die offene Fahrbahn mit Kreuztragrosten ist nicht teurer als eine massive Fahrbahnplatte mit schwerer Decke. Etwaige Mehrkosten werden durch die Ersparnisse am Haupttragwerk an Pfeilern und Widerlagern und an der Gründung mehr als ausgeglichen. Da die Roste fabrikmäßig hergestellt und in großen Stücken fertig zur Baustelle geliefert werden, so ergibt sich gegenüber Eisenbetondecken eine wesentliche Verkürzung der Bauzeit, wobei zu beachten ist, daß der Zeitpunkt der Inbetriebnahme einer Strecke oft von der für große Brücken erforderlichen Bauzeit abhängt.

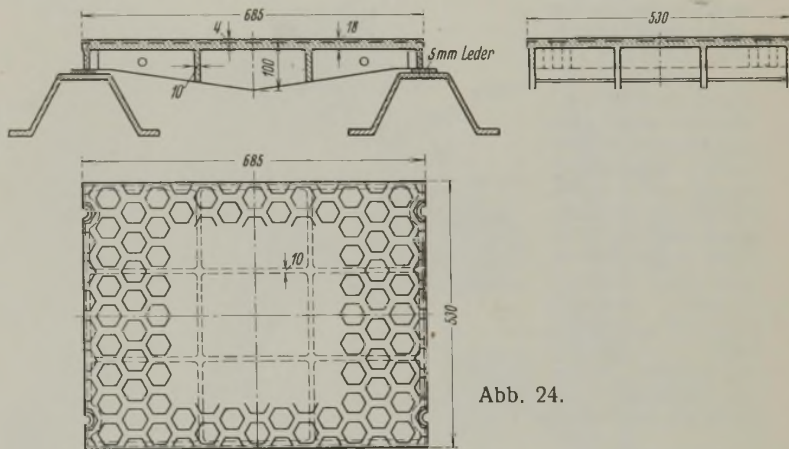


Abb. 24.

Die reine Stahlfahrbahn ist übrigens in Deutschland nicht neu. Bemerkenswerte Ausbildungen sind auf den zahlreichen Klappbrücken in Königsberg, Kiel, Stettin (Abb. 24) zu sehen. Dort sind Stahlgußplatten von etwa 500 × 500 mm Größe auf einen aus I-Trägern gebildeten Trägerrost aufgeschraubt. Die Platten besitzen eine honigwabeförmig ausgebildete Oberfläche und sind unten durch kreuzweis angeordnete Tragrippen verstärkt. Die einzelnen Waben sind 40 mm weit und 1 mm tief. Das Gewicht des Belags beträgt rd. 150 kg/m<sup>2</sup>. Die Kosten belaufen sich auf 750 bis 800 RM je t. Die Platten sind berechnet für eine Einzellast von 6 t (4 t Raddruck + 2 t Stoßzuschlag). Auf den stärkst befahrenen Brücken hat die Riffelung 10 bis 15 Jahre vorgehalten. Auf Brücken, die von gummibereiften Kraftfahrzeugen befahren werden, ist mit einer wesentlich höheren Gebrauchsdauer zu rechnen. Um zu verhindern, daß das Tagwasser in der Riffelung stehen bleibt, wird die Anordnung kleiner Wasserabzuglöcher in den wabenförmigen Vertiefungen des Belags empfohlen. Das Ansammeln von Schmutz in den Vertiefungen wird durch die Saugwirkung der Kraftfahrzeuge verhindert. Im Winter ist bei täglichem Öffnen der Klappen die Vereisungsgefahr gering. Pferde gehen über den Belag ohne Scheu. Ein Ausgleiten der Pferde kommt verhältnismäßig selten vor.

In Stettin hat man auf Wunsch der Fuhrhalter im Jahre 1933 bei zwei älteren Klappbrücken die Stahlgußbeläge durch Fahrbahndecken aus Hanfseilgurten auf Hartholz ersetzt, die erstmals bei den beweglichen Brücken der Duisburg-Ruhrorter Häfen ausgeführt worden sind und sich dort vorzüglich bewährt haben. Die mit Holzteer getränkten Hanfseile werden zu Gurten von 300 mm Breite zusammengedrückt und -genäht, mit breitköpfigen, geschmiedeten Nägeln auf der Holzunterlage befestigt, dann mit einer Bitumenmasse übergossen und mit Basaltsplitt oder scharfkörnigem Sand bestreut. Die Fahrbahndecken aus Seilgurten sind leicht, verschleißfest, wasserdicht und sehr haltbar. Auf einer stark befahrenen Brücke hat ein solcher Belag 25 Jahre gehalten. (Schluß folgt.)

## Das Kriterium für die Frostgefährlichkeit von Erdstoffen im Straßenbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. A. Scheidig.

(Mitteilung aus dem Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg/Sa.)

Die Beurteilung der Frostgefährlichkeit von Erdstoffen spielt beim Bau neuer Straßen und Eisenbahnen, besonders aber beim Bau von Autobahnen eine wichtige Rolle. Kostet doch die Isolierung von 1 km Reichsautobahn gegen Frostaufbruchgefahr rd. 150 000 bis 200 000 RM.

Als Kriterium, ob ein Untergrund „frostgefährlich“ ist oder nicht, dient zur Zeit erstens die Beobachtung von A. Casagrande, daß das Wachstum von Eislinsen besonders in jenen Erdstoffen auftritt, die mehr als 3 GT von Körnern  $d < 0,02$  mm bei ungleichförmigen, mehr als 10 GT von Körnern  $d < 0,02$  mm bei sehr gleichförmigen Sedimenten enthalten<sup>1)</sup>.

Da die Eisbildung durch Wasseranreicherung in der Frostzone infolge kapillaren Nachschubes aus dem freien Grundwasser entsteht, so wird als zweites Kriterium angesehen, daß der Abstand  $h_0$  zwischen Grundwasserspiegel und Frostzonenunterkante kleiner sein muß als die kapillare Steighöhe  $H_k$  des Bodens,  $h_0 \leq H_k$  (Abb. 1).

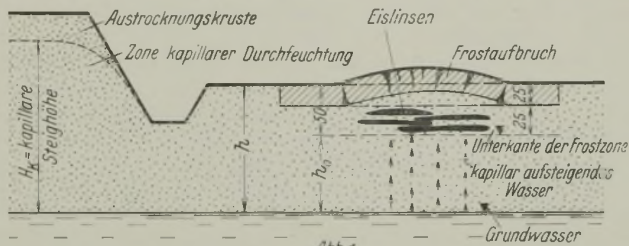


Abb. 1

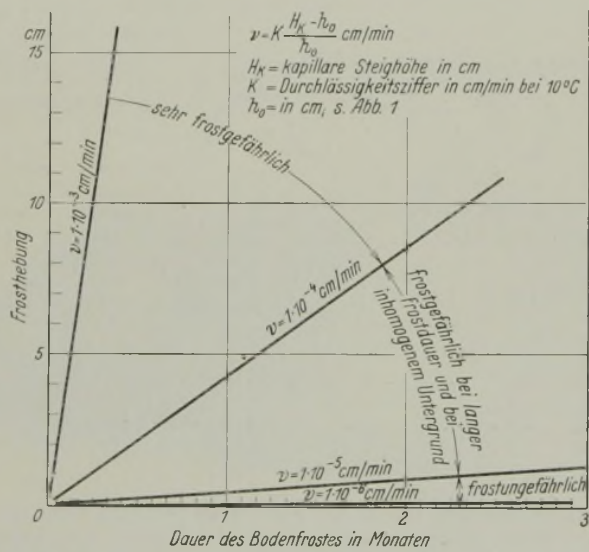


Abb. 2

Mit der Ermittlung der Kornverteilungskurve und der kapillaren Steighöhe  $H_k$ , etwa nach Beskow, Engelhardt oder einem anderen Verfahren, ist den beiden Kriterien Genüge getan, und wenn sie positiv ausfallen, wird eine Isolierung gegen Frostgefährlichkeit als unentbehrlich angesehen. In allen Gebieten, in denen tonige Sedimente vorherrschen, müßten somit alle Straßen, Eisenbahnen und Autobahnen isoliert werden, obwohl die Erfahrung an bestehenden Verkehrswegen gezeigt hat, daß oft keinerlei Frosthebung eintritt. Die bisherigen Kriterien erscheinen uns daher als nicht ausreichend zur Beurteilung der Frostgefährlichkeit von Erdstoffen. In Verbesserung und Ergänzung der erwähnten Merkmale wird im Erdbaulaboratorium Freiberg daher nach folgenden neuen Gesichtspunkten gearbeitet.

<sup>1)</sup> Straßenbau 1934, Heft 3, S. 27.

Alle Rechte vorbehalten.

## Neuerungen an Straßenbaumaschinen.

Nachdem die Reichsregierung das großzügige Straßenbauprogramm verkündet hatte, begann die Baumaschinenindustrie sofort, an bestehenden Straßenbaumaschinen Verbesserungen anzubringen oder neue Geräte zu bauen, mit denen die Bestrebungen des Straßenbaues eine weitere Förderung erfahren. Die meisten Neuerungen gelten dem Bau von Betonstraßen, die sich überall als zweckmäßig erwiesen haben. Von diesen Einrichtungen sollen in folgenden einige Beispiele (der Dingerschen Maschinenfabrik AG) kurz besprochen werden.

Wenn bei den gewöhnlichen Stampfmaschinen die Fahrt und die Arbeit der Stampfbohle unterbrochen werden, übertragen sich die Schwin-

Die Fragestellung muß so gefaßt werden: Ist die Bodenschicht von der Dicke  $h_0$  in der Lage, während einer Frostperiode von der Zeit  $z$  (z. B. 1 Monat) eine Wassermenge  $q$  durchzulassen, die vom Grundwasser zur Frostzone strömt und die zur Bildung schädlicher Eislinsen (z. B. von einer Dicke größer als 2 cm) führt? Nimmt man nach dem Vorschlage des Verfassers für diese Sickerströmung die Gültigkeit des Darcyschen Gesetzes an, so gilt

$$q = \frac{k H}{h} \cdot z = \nu z,$$

worin sich  $q$  als die Wasserhöhe (ungefähr gleich Frosthebung gesetzt) in cm ergibt und  $k$  die Durchlässigkeitsziffer in cm/min,  $\frac{H}{h}$  das Gefälle,  $z$  die Zeit in min bedeuten.

Als Gefälle ist  $\frac{H_k - h_0}{h_0}$  einzusetzen,  $h_0 = h - 50$  cm (s. Abb. 1).

In dieser Formel tritt als wesentlicher Faktor die Durchlässigkeitsziffer auf, die bekanntlich zwischen  $1 \cdot 10^{-1}$  cm/min für Sand und  $1 \cdot 10^{-9}$  für fetten Ton (also um das  $10^8$ fache) schwanken kann, während die kapillare Steighöhe nur zwischen 8 cm für Sand und vielleicht 8000 cm für Ton, also nur um das  $10^3$ fache schwankt. Außerdem berücksichtigt dieses Verfahren den Abstand der Planie vom Grundwasserspiegel. Als Frostperioden kommen in Deutschland Zeiten von 1 bis 3 Monaten in Frage, als schädliche Hebung darf vielleicht 5 cm bei homogenem Untergrunde, 2 cm bei unhomogenem Untergrunde (Bildung von einzelnen Frosthügeln) angesehen werden. Daß vorgenannte Kältezeiten ausreichen, diese schädliche Wassermenge im Untergrunde zu gefrieren, ist durch Rechnung wie durch Beobachtung nachgewiesen.

Wertet man die angegebene Formel aus, so erhält man die Darstellung der Abb. 2, in der auf der Abszisse die Dauer des wirksamen Bodenfrostes, auf der Ordinate die Größe der Frosthebung aufgetragen ist. Die Geraden entsprechen Werten von  $\nu = 1 \cdot 10^{-3}$  bis  $1 \cdot 10^{-6}$  cm/min.

Der Wert  $\nu = k \cdot \frac{H_k - h_0}{h_0}$  ist für einen konkreten Baufall konstant; die Werte  $k$  und  $H_k$  sind im Laboratorium versuchsmäßig feststellbar. Mit der obenerwähnten schädlichen Frosthebung von 2 bis 5 cm ergibt sich nunmehr als das Kriterium für die Frostgefährlichkeit eines Erdstoffes (vgl. Abb. 2):

- $\nu > 1 \cdot 10^{-4}$  cm/min sehr frostgefährlich, Isolierung selbst im Eisenbahnbau erforderlich,
- $1 \cdot 10^{-4} > \nu > 1 \cdot 10^{-5}$  cm/min Frostgefahr, Isolierungsnotwendigkeit hängt von der Frostdauer, der Art des Verkehrsweges und der Homogenität des Untergrundes ab,
- $\nu < 1 \cdot 10^{-5}$  cm/min frostungefährlich.

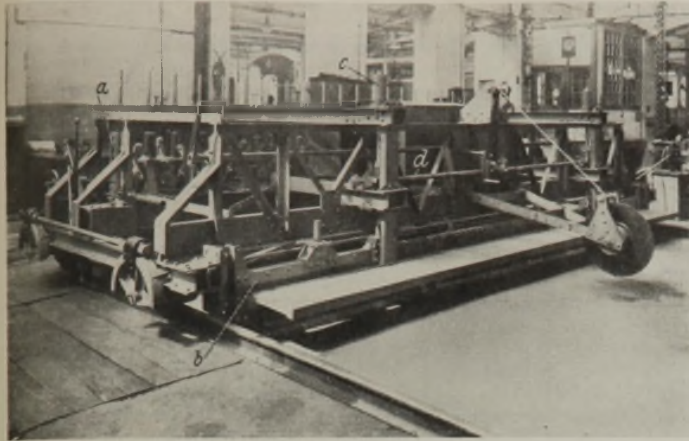
Damit ist die Frage nach der Frostgefährlichkeit eines Erdstoffes, vorbehaltlich eines weiteren Ausbaues des Verfahrens, auf der Grundlage des Darcyschen Gesetzes grundsätzlich gelöst worden.

Schlußfolgerungen. Für fettere Lehme und Tone entfällt beinahe jede Isolierungsnotwendigkeit; sie beschränkt sich in Übereinstimmung mit der Erfahrung auf Schluffe, Löße, leichtere Lehmartens und Feinsande<sup>2)</sup>. Für gröbere Erdstoffe bleibt das Casagrandesche Merkmal gültig, da jene keine Neigung zur Bildung von Eislinsen aufweisen, sondern im ganzen durchgefrieren. Bei einem Wechsel von Schluffen und durchgehenden Tonschichten wirken die letzteren für die Straßendecke immer günstig als Bremsschicht, indem sie die aufsteigende Wassermenge verringern. Tonige Linsen im Schluff sind dagegen nachteilig, weil sie die Ungleichmäßigkeit der Frosthebung steigern.

<sup>2)</sup> Scheidig, Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften, Dresden und Leipzig 1934, Verlag Th. Steinkopff, S. 119ff. u. S. 156ff. — Ders., Straßenbauprobleme in Schluff- und Lößgebieten, Bauing. 1934, Heft 15/16, S. 148 u. 149.

gungen des Antriebmotors durch die aufliegende Stampfbohle leicht auf die noch weiche Betonoberfläche und führen zu Stufenbildungen oder Ausleckungen. An einer verbesserten Stampfmaschine (Abb. 1) ist daher hinter der Stampfhammerreihe  $a$  an der Rückseite der Maschine eine weitere Stampfbohle  $b$  angebracht, die an den beiden Kopfenden durch Rollen geführt ist und 150 Schläge/min ausführt. Die Größen der Stampfkraften werden durch Federspannhülsen  $c$  geregelt. Da die Stampfbohle  $b$  eigenen Antrieb  $d$  hat, kann sie für sich oder zugleich mit der Stampfhammerreihe  $a$  arbeiten. Durch eine mechanisch angetriebene Vorrichtung läßt sich die Stampfbohle bei Stillstand des ganzen Gerätes

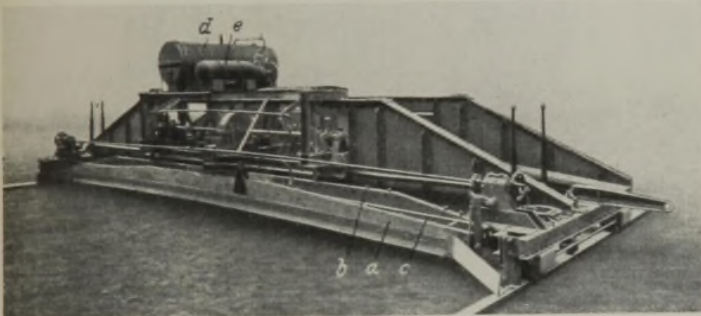
sofort abheben. Wenn der Straßenoberfläche Planhaltigkeit erteilt werden soll, wird hinter der Zusatzstampfbohle ein 200 mm dicker, senkrecht verstellbarer, schwingender Schleifbalken angebracht (in Abb. 1 nicht vorhanden), der mit 600 Schwingungen/min arbeitet. Die Maschine hat man auch unter 25° zur Straßenquerachse schief stehend gebaut, so daß alle



a Staphämmer. b Zusatz-Stampfbohle. c Federspannhülsen zur Regelung der Stampfkkräfte. d Antriebwelle der Zusatzstampfbohle.

Abb. 1. Rückansicht eines Betonstraßenfertigers mit Stampf-hämmern.

Stampflinien und Fugen schräg verlaufen. An einem fahrenden Auto hat dann ein Rad die betreffende Linie bereits überfahren, wenn das andere darauf steht. Infolgedessen übertragen sich Unebenheiten in der Straßenoberfläche auch bei großen Geschwindigkeiten nicht auf das Fahrzeug.

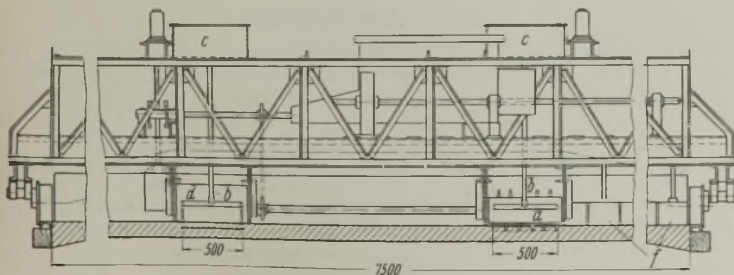


a Ausgleichbohle. b Stampfbohle. c Wasserrohr mit Düsen. d Wasserbehälter. e Preßluftbehälter.

Abb. 2. Freifallfertiger für Teerbetonstraßen.

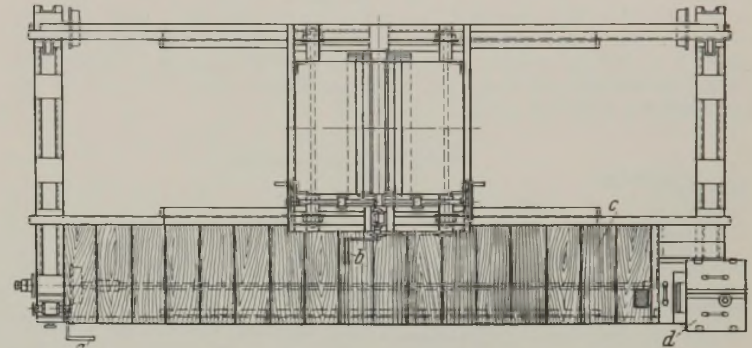
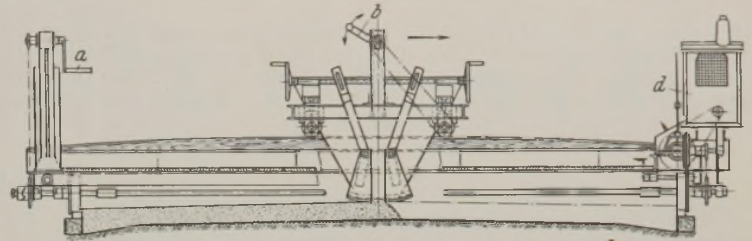
Zur Herstellung von „schwarzen“ Straßen aus Teerbeton dient der Freifallfertiger (Abb. 2). Zwischen der Auftragbohle a und der Stampfbohle b liegt ein Wasserrohr c mit Düsen, das von dem auf dem Gerüst befindlichen Wasserbehälter d gespeist wird. Preßluft (3 at Druck), die dem Behälter e entnommen wird, zerstäubt das aus den Düsen austretende Wasser. Trotz des Heißauftragens des Baustoffes bleibt dann nichts an den Bohlen hängen, und die Straßenoberfläche fällt völlig glatt aus, wodurch die sonst üblichen Walzen überflüssig werden. Sowohl bei Arbeiten auf der „Avus“, als auch bei der Herstellung von 8 bis 9 m breiten Straßen in Frankreich hat sich das Gerät sehr gut bewährt.

Farbstreifen, die für die Reichsautobahnen vorgesehen sind, lassen sich auf mechanischem Wege völlig fugenlos und während der Arbeit mit dem Farbstreifenfertiger (Abb. 3) anbringen. Die Fingerwalze a, die zwischen zwei schwach in der Betonoberfläche eingelassenen Schalungen liegt, reißt den Beton wieder etwas auf und die dahinter, ebenfalls zwischen Schalungen befindliche Vorrichtung b zum Verteilen der Farbe, die vom Behälter c gespeist wird, läßt den flüssigen Farbstoff in der ganzen Breite zwischen den Schalungen in den noch frischen, aufgerissenen



a Fingerwalze. b Verteiler. c Behälter für den Farbstoff. d Preßwalze. e Nachstampfbohle. f Stampfhammer. g Auftragbohle.

Abb. 3. Fertiger mit Vorrichtung zum fugenlosen Einbringen von Farbstreifen in Betonstraßen.



a Fahrkurbel für das Gerät. b Kurbel zum Querverfahren des Bunkers. c Laufsteg. d Motorantrieb, der an Stelle der Handkurbel a eingebaut sein kann.

Abb. 4. Verteiler für Beton.

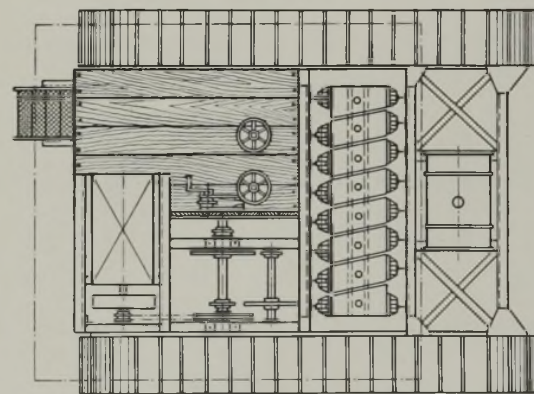
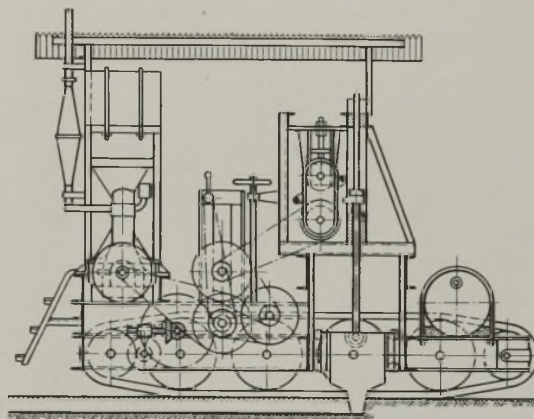


Abb. 5. Stampfmaschine zum Verdichten lose geschütteter Stoffe.

Beton eindringen. Dann folgt eine über die Schalungen hinausragende Preßwalze d, die an einem ebenfalls vom Behälter c gespeisten Farbkissen gleitet, die Oberfläche nochmals mit Farbe versieht und die durchdrängte Betonschicht überwalzt. Das ganze Querprofil der Straße wird mit der Nachstampfbohle e überschlagen. Die ausrückbare Farbvorrichtung ist heb- und senkbar. — Eine andere, ähnlich gebaute Maschine arbeitet mit trockener Farbe.

Zur Vereinfachung des Auftrags des Betons vor dem Stampfen ist ein Verteilgerät entstanden (Abb. 4), das aus einem fahrbaren Untergestell und einem querfahrenden Bunker zur Aufnahme des in der Mischmaschine erzeugten Betons besteht. Entsprechend dem Straßenprofil ist die Querfahrbahn für

den Bunker nach der Mitte gewölbt. Die beim Querfahren aus dem Bunker austretende Betonmenge wird durch einen zweiteiligen Verschuß von Hand geregelt. Die Fahrbewegung längs der Straßenachse zwischen dem nachfolgenden Fertiger und dem voranfahrenden Mischer wird von Hand durch die Kurbel a erzeugt (60 m/min Geschwindigkeit). Es kann aber auch motorischer Antrieb d vorgesehen werden. Das Querverfahren geschieht durch die Handkurbel b, wobei der Bedienungsmann auf dem Quersteg c läuft. Da das Gerät bereits eine Grobverteilung des Betons vornimmt, wird die Arbeit des nachfolgenden Fertigers beschleunigt.

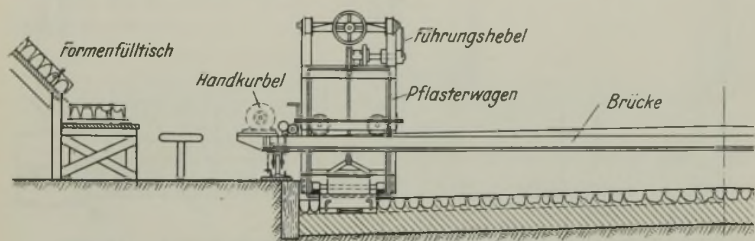
Straßendämme oder Aufschüttungen lassen sich mit der Stampfmaschine (Abb. 5) verdichten, wenn man sie nicht zwecks Setzens 8 bis

12 Monate liegen lassen will. Die Maschine fährt auf Raupenbändern mit einem Flächendruck von 0,5 bis 0,7 kg/cm<sup>2</sup> und erzeugt eine Stampfkraft bis 2,5 kg/cm<sup>2</sup>. Die einzelnen Stampfer werden durch Nasen an umlaufenden Ketten gehoben und fallen frei herab. Während des Arbeitens

beträgt die Vor- und Rücklaufgeschwindigkeit 1,4 m/min; bei der Ortsveränderung fährt das Gerät mit 4 m/min Geschwindigkeit. Bei einem Energiebedarf von 40 PS (Fahrzeug-Dieselmotor) lassen sich 1200 bis 1400 m<sup>3</sup>/Tag stampfen. F. Riedig VDI.

**Vermischtes.**

**Einrichtung zum Bau von gepflasterten Straßen.** Wegen der geringen Unterhaltungskosten ist zum Ausbau von Gemeindewegen und anderen Nebenstraßen das Steinpflaster sehr geeignet. Um jedoch die hohen Anlagekosten, die bei Verwendung von Steinen 1. oder 2. Klasse eintreten, durch den Einbau von zwar hochwertigem, aber nur roh verarbeitetem Gestein zu vermindern, ist eine Einrichtung (von C. Lugenheim, Berlin) entstanden, mit der die bisherige Einbauweise von Steinen als Straßenbelag geändert wird.



Einrichtung zur Herstellung von gepflasterten Straßen.

Die Einrichtung (s. Abb.) besteht aus einer Brücke und einem Pflasterwagen. Die Brücke fährt auf parallel zur Straßenachse verlegten Schienen, Bordsteinen u. dgl., während der Pflasterwagen senkrecht zur Straßenachse verfahrbar ist. — Auf dem seitlich vom Gerät aufgestellten Formenfülltisch wird geschlagenes Gestein in rechteckige Formkästen mit einem herausnehmbaren Blechboden, auf dem sich eine 2 mm dicke Filzplatte befindet, mit den ebenen Flächen nach unten so aneinander gesetzt, daß etwa 1 cm breite Fugen entstehen, die mit Beton (1:4) oder Asphaltguß 3 bis 4 cm hoch ausgefüllt werden. Den übrigen, darüber befindlichen Raum eines Formkastens füllt man mit Stampfbeton aus, stampft den Beton, gleicht ihn ab und verschließt den Kasten mit einem Deckel. Darauf wird der Kasten in den Pflasterwagen eingesetzt, um 180° gedreht und mit dem Wagen nach der Einbringstelle gefahren. Nach dem Absenken des Kastens auf den Straßenunterbau wird der zuletzt aufgelegte Deckel herausgezogen und der Inhalt des Kastens mit einem 12 kg schweren Stempel auf den Unterbau festgedrückt. Darauf hebt man durch Umlegen des Führungshebels den Kasten und dann den Stempel hoch und gießt die durch die Kastenwände entstehenden Fugen in der bei Kleinpflaster üblichen Art mit Zement aus.

Eine solche Einrichtung, deren Brücke 5, 6 oder 8 m lang ist, kann außer mit einem einfachen Wagen, mit zwei Wagen oder mit einem Zwillingswagen versehen sein. Die Leistung des Gerätes beträgt: mit einfachem Pflasterwagen 40 bis 45 m<sup>2</sup>/8 h, mit zwei einfachen Wagen 80 bis 90 m<sup>2</sup>/8 h und mit einem Zwillingswagen 50 bis 55 m<sup>2</sup>/8 h.

Zum Verfahren des ganzen Gerätes dient eine Handkurbel, während der Pflasterwagen nur von Hand geschoben wird. R. —

**Umbaubagger als Stampfgerät.** Die kleinen Löffelbagger auf Raupen lassen sich bekanntlich in verschiedene Geräte umbauen. Da im Straßenbau im allgemeinen verhältnismäßig wenig Aushubmengen zu bewegen sind



Abb. 1. Umbaubagger als Stampfgerät auf einer Baustelle der Reichsautobahn Frankfurt (Main)—Mannheim.

und infolgedessen die Umbaubagger nicht so ausgenutzt werden können, daß sie immer wirtschaftlich arbeiten, hat die Orenstein & Koppel AG eine neue Umbauform als Stampfgerät entwickelt (Abb. 1).

Die Stampfplatte von 2 oder 2,5 t Gewicht und 0,8 oder 1 m<sup>2</sup> Grundfläche ist an drei Seilen aufgehängt, die elastischer als die unnachgiebigen

Ketten sind. Die drei Seile sind am oberen Gehänge an einem Ausgleichs- hebel mit nach unten vorstehenden Enden befestigt, die beim Niederfallen des Gehänges auf die Stampfplatte aufschlagen, wobei ein Zwischenraum zwischen Gehänge und Platte bleibt und die Seile nicht zerschlagen werden können. Neuerdings werden die vorstehenden Enden als Gummis- scheiben ausgeführt. Die Stampfplatte, die man gewöhnlich aus 1,5 bis 2 m Höhe herabfallen läßt, wird durch zwei Seile gehoben, die so weit voneinander entfernt liegen, daß sich die Platte nicht drehen kann. Zur Erhöhung der Hubgeschwindigkeit werden auf die Hubtrommel des Grund- baggers zwei Schalenhälften aufgeschraubt, die den Trommeldurchmesser vergrößern.

Das Stampfgerät, das auf mehreren Baustellen von Reichsautobahnen eingesetzt wurde, arbeitet wie folgt (Abb. 2): Zuerst wird der Halbkreis- ring 1 gestampft, wobei bei jedem Schläge der Ausleger so weit geschwenkt wird, daß die fallende Platte die gestampfte Fläche etwas überdeckt. Auf diese Weise wird schließlich ein Gesamtschwenkwinkel von 180° (bei den ersten Anwendungen nur 90°) erreicht. Darauf fährt das Gerät

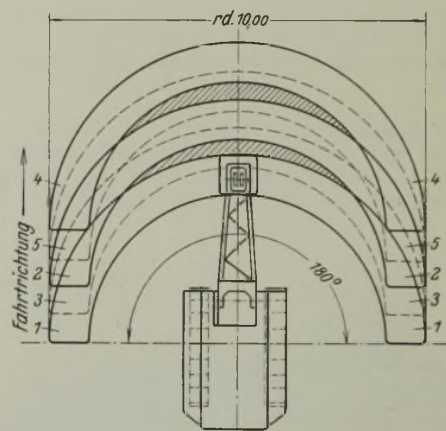


Abb. 2. Skizze der Arbeitsweise des Stampfgerätes.

um die 1 1/2 fache Stampfplattenbreite (1,2 oder 1,5 m) weiter und stampft den Halbring 2. Dann wird um 0,6 oder 0,75 m zurückgefahren und auf dem Halbring 3 zur Bearbeitung der Zwischenflächen gestampft. Ist dies geschehen, so wird um 1,8 oder 2,25 m vorgerückt, um den Halbring 4 und nach abermaligem Zurückfahren um 0,6 oder 0,75 m den Halbring 5 zu stampfen.

Der Ölverbrauch des Antriebmotors beträgt je nach Größe des Stampf- gerätes und des Grundbaggers 50 bis 60 kg/8 h Rohöl und 3,5 bis 4 kg/8 h Schmieröl und Fett. Zur Bedienung genügt ein Mann.

Die Ergebnisse mit diesem Stampfgerät lauten günstig. Auf der Baustelle Beimerstetten b. Ulm (Reichsautobahn) z. B. war der trockene Lehmboden 1,2 m hoch lose aufgeschüttet und mit 3 Schlägen/m<sup>2</sup> und einer Fallhöhe der 2,5 t schweren Platte von 0,8 bis 1 m auf 0,9 m Dicke verdichtet worden, wobei die Leistung 100 m<sup>2</sup>/h gestampfte Fläche betrug. Der Boden hatte sich im Mittel um rd. 9% mehr verdichtet als in ge- wachsenem Zustande. Selbst in den oberen Schichten ergab sich eine 2% größere Verdichtung, als der gewachsene Boden aufwies. Angestellte Bohrungen zeigten überhaupt keinen Unterschied in der Dichte von gestampftem und darunterliegendem, gewachsenem Boden. — Auf einer anderen Baustelle, bei Meerdorf b. Braunschweig (Reichsautobahn), erreichte man in lehmigem Sande mit einer Stampfplatte von 2 t Gewicht und einer Grundfläche von 0,8 m<sup>2</sup> Leistungen bis 220 m<sup>2</sup>/h. Auf 1 m<sup>2</sup> wurden vier Schläge aus einer Fallhöhe von 1,8 m ausgeführt. Die Schlagzahl, die sonst 12 bis 15 min beträgt, erhöht sich dadurch auf 17 bis 20/min. R.—

**Personalmeldungen.**

**Preußen.** Versetzt: die Regierungsbaumeister (W) Gutberlet von Marne i. Holst. nach Hagen i. W. an die Dienststelle „Der Kulturbau- beamte“, Pakusa von St. Peter-Böhl nach Marne i. Holst.

**INHALT:** Vorschläge zur Ausbildung der Knotenpunkte der Reichsautobahnen. — Erd- baufragen der Reichsautobahnen. — Neuere Ausführungen von Betondecken auf der Avus (Berlin). — Neue Fahrbahnkonstruktionen für stählerne Straßenbrücken. — Das Kriterium für die Frost- gefährlichkeit von Erdstoffen im Straßenbau. — Neuerungen an Straßenbaumaschinen. — Ver- mischtes: Einrichtung zum Bau von gepflasterten Straßen. — Umbaubagger als Stampfgerät. — Personalmeldungen.

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