

DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang

13. April 1934

Heft 15/16

BODENUNTERSUCHUNGEN FÜR STRASSENBAUZWECKE.

Von Dr.-Ing. Karl von Terzaghi, o. ö. Professor a. d. Technischen Hochschule in Wien.

Es ist auch heute noch vielfach die Ansicht verbreitet, daß man die Ergebnisse der Bodenforschung für Fundierzwecke mit einigen Abänderungen auch für die Beurteilung des Untergrundes von Straßendecken verwenden könnte. Diese Ansicht fußt jedoch auf einem Irrtum und zwar vornehmlich aus folgenden Gründen:

Die Aufstandsfläche von Gründungen für wichtigere Bauwerke wird ausnahmslos in eine Tiefe verlegt, die sich unterhalb der Frostgrenze, der Tiefengrenze der sommerlichen Austrocknung und des Verbreitungsgebietes der Pflanzenwurzeln befindet. Die Gründungskörper ruhen daher auf Bodenschichten mit einfacher Struktur und zeitlich beinahe gleichbleibender Beschaffenheit, so daß die Beurteilung der Tragfähigkeit dieser Schichten lediglich ein Problem der Erdbaumechanik darstellt. Im Gegensatz dazu hängt der Bestand der Straßendecken von der Beschaffenheit der obersten Bodenschichten ab, deren Gefüge zumeist eine weitgehende Differenzierung aufweist und deren Beschaffenheit im Laufe des Jahres innerhalb weiter Grenzen schwankt.

Um den tiefgreifenden Unterschied zwischen den beiden Fällen deutlich in Erscheinung zu bringen, nehmen wir an, es sei bereits gelungen, alle Fragen betreffend die Druckverteilung im örtlich belasteten Boden und die durch die Druckverteilung erzeugten Formänderungen einwandfrei auf mathematischem Weg zu beantworten. Außerdem seien wir in der Lage, alle empirischen Größen, welche in den Gleichungen vorkommen, verläßlich zu bestimmen. Unter diesen Voraussetzungen wäre auch das Problem des Entwurfes der Fundierungen für Bauwerke restlos gelöst. Die Fragen betreffend die Dimensionierung der Straßendecken wären jedoch nach wie vor unbeantwortet, denn die festigkeitstechnischen Eigenschaften der maßgebenden Bodenschichten ändern sich bereits vor der Herstellung der Straßendecke von Woche zu Woche. Nach beendigem Straßenbau tritt zu den natürlichen, periodischen Zustandsänderungen noch eine allmähliche Entartung des Bodengefüges hinzu, dessen festigkeitstechnische Auswirkungen auf theoretischem Weg unmöglich erfaßt werden können.

Methoden der straßenbautechnischen Bodenkunde.

Die Untersuchung der Böden für Straßenbauzwecke wurde bisher bloß in zwei Ländern in großem Maßstab in Angriff genommen und zwar in den Vereinigten Staaten von Nordamerika und in der russischen Sowjet-Republik (2). Die älteren amerikanischen Untersuchungen fußten auf der Annahme, daß zwischen den Eigenschaften des Rohmaterials des Bodens (Bodenmasse in vollkommen gestörtem Zustand) und dem Verhalten der auf dem Boden ruhenden Straßendecke eine einfache, eindeutige Beziehung vorhanden sei. In Sowjet-Rußland standen hingegen die Erstlingsversuche auf diesem Gebiet zur Gänze im Zeichen der unmechanisch eingestellten landwirtschaftlichen Bodenkunde, die den Boden gewissermaßen als einen lebenden Organismus auffaßt. Im Laufe der letzten acht Jahre hat man auch in den Vereinigten Staaten die wichtige Rolle erkannt, welche die vom Rohmaterial unabhängigen Eigenschaften des Bodens im Straßenbauwesen spielen, während man in Rußland in wachsendem Maß die erdbaumechanische Seite des Problems berücksichtigt. Infolgedessen kann man heute von einem wesentlichen Unterschied zwischen den Arbeitsverfahren in diesen beiden Ländern nicht mehr sprechen¹. Dieses Verfahren ist

¹ Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich ausschließlich auf die Ergebnisse der in den Vereinigten Staaten von Nordamerika

ebenso wie die Forschung auf den Gebieten der Landwirtschaft und der Medizin ein vorwiegend empirisches. Die Ergebnisse der rein wissenschaftlichen, theoretischen und experimentellen Untersuchungen dienen lediglich als Hilfsmittel zur Erleichterung des Verständnisses der in der Natur beobachteten Erscheinungen und zur Herabminderung der Zahl der unbekannteten Faktoren, von denen der klaglose Bestand einer Straßendecke abhängt. Als Beispiel für erfolgreiche und nutzbringende Untersuchungen dieser Art sei die Klärung der Rolle erwähnt, welche die kapillare Wasserersetzung beim Zustandekommen der Zerstörung von Straßendecken durch Frostwirkung spielt. Die einschlägigen Untersuchungen wurden von St. Taber (3, 4) begonnen und von A. Casagrande im Auftrag des Bureau of Public Roads mit großem Erfolg weiter geführt². Als weiteres bemerkenswertes Beispiel seien die wertvollen theoretischen Untersuchungen von H. M. Westergaard über die Rißbildung in betonierten Straßendecken erwähnt (5).

Der Schwerpunkt der Forschungsarbeit ruht jedoch in der Erforschung der Beziehungen zwischen der Bodenbeschaffenheit und dem Verhalten der Straßendecken durch Beobachtung im Gelände. Das wichtigste Hilfsmittel dieses Forschungsgebietes besteht in der „Zustandsanalyse“ an bestehenden Straßenzügen. Man wählt unter den bereits in Benützung befindlichen Straßen jene Straßenabschnitte aus, in denen die Straßendecke entweder unerwartet rasch zugrunde ging oder eine auffallend lange Lebensdauer aufwies. Dann verfaßt man eine bis ins Einzelne gehende Beschreibung der Bodenbeschaffenheit, der Grundwasserverhältnisse und der Schäden, die an der Straßendecke aufgetreten sind und versucht, auf Grund der bereits bekannten Tatsachen, die beobachteten Erscheinungen zu erklären. Die Erklärung dient als Grundlage für die Beurteilung des relativen Wertes konstruktiver Gegenmaßnahmen. Die Richtigkeit der gezogenen Schlüsse wird durch Beobachtung an Versuchsstraßen überprüft, bei denen die aussichtsreichsten Maßregeln gegen das Auftreten der verschiedenen Arten von Straßendefekten zur Verwendung kommen. Auf gleichem Weg erfolgt auch die Ermittlung des Wahrheitsgehaltes von Arbeits-hypothesen und Vermutungen. Die enge Verwandtschaft zwischen diesen Forschungsverfahren und den Verfahren der Forschung in der wissenschaftlichen Medizin ist sinnfällig.

Die Zustandsanalyse.

Die Lebensdauer einer Straße und die Erhaltungskosten hängen bei gleicher Beschaffenheit der Straßendecke erfahrungsgemäß von folgenden Faktoren ab:

Dem Bodenprofil, dem Grad der Gleichmäßigkeit des Bodenprofils in waagrechttem Sinn, dem Rohmaterial der einzelnen

durchgeführten Untersuchungen, denn der Verfasser war während der letzten fünf Jahre nicht mehr in der Lage, die einschlägigen russischen Arbeiten zu verfolgen. Wer sich jedoch auf dem Gebiet der Bodenforschung für Straßenbauzwecke praktisch betätigen will, dem sei auch das Studium des russischen Schrifttums dringend empfohlen. Die amerikanischen Arbeiten werden fast ausschließlich im unmittelbaren und mittelbaren Wirkungskreis des Bureau of Public Roads in Washington D. C. durchgeführt. Die Veröffentlichung geschieht zumeist in dem Regierungsorgan „Public Roads. A Journal of Highway Research, U. S. Government Printing Office, Washington D. C. und in den „Proceedings of the Annual Meetings of the Highway Research Board“. Division of Engineering and Industrial Research, National Research Council, Washington D. C.

² Die Ergebnisse dürften im Laufe dieses Jahres veröffentlicht werden.

Schichten des Bodenprofils (Korngröße und physikalische Beschaffenheit des Bodens in gestörtem Zustand), der Feinstruktur der Bodenschichten in ungestörtem Zustand, der Topographie des Nachbargeländes einschließlich der Grundwasserverhältnisse, den klimatischen und Niederschlagsverhältnissen und der Dichte des Verkehrs (6). Infolgedessen müssen sich auch die Aufnahmearbeiten bei der Zustandsanalyse auf alle oben aufgezählten Faktoren erstrecken.

Die Arbeit beginnt in der Regel mit dem Abstaffeln von Querprofilen in Abständen von ungefähr 15 m, bis zu einer Entfernung von etwa 50 m von der Straßenachse. Die nächste Arbeit besteht in der genauesten Aufnahme aller Veränderungen, welche die Straßendecke im Laufe ihres Bestandes erfahren hat. Diese Arbeit wird durch photographische Aufnahmen ergänzt.

Im Anschluß daran erfolgt die bodenkundliche Geländeaufnahme. Die Aufschließung der Bodenschichten geschieht mit Hilfe von Erdbohrern mit einem Durchmesser von 3,8 cm, wobei man mindestens bis zu einer Tiefe von 0,9—1,5 m unter das Straßenniveau bohrt (7). An den Einschnittböschungen geschieht die Bloßlegung des Bodenprofils mit Krampen und Schaufel. Die ersten Bohrungen werden in Zwischenräumen von etwa 30 m gemacht. Falls zwei benachbarte Bohrungen verschiedene Ergebnisse liefern, so bringt man so viele Zwischenbohrungen nieder, bis es gelungen ist, entweder die Grenze zwischen den verschiedenen Bodenprofilen oder die Art des Überganges festzustellen. Jede Bodenprobe wird an Ort und Stelle nach den Gesichtspunkten der landwirtschaftlichen Bodenkunde beschrieben. Diese Beschreibung erstreckt sich auf folgende Eigenschaften des Bodens:

Kornzusammensetzung (gemischtkörnig oder gleichförmig, grob-, mittel- oder feinkörnig, rund- oder scharfkörnig usw.), Farbe, Struktur (Beschaffenheit des Gefüges), Konsistenz, Festigkeit, Art, Festigkeit und Dauerhaftigkeit des Bindemittels zwischen den Bodenkörnern, chemischer Gesamtcharakter des Bodens (Reichtum an organischen Bestandteilen, Salz- und Kalkgehalt usw.) und seine Durchlässigkeit. Eine eingehende Beschreibung dieser Bodeneigenschaften und eine Zusammenstellung der dabei zu benützendenden Ausdrücke findet sich im Anhang A zu (7).

Die graphische Darstellung der Ergebnisse der Bohr- und sonstigen Aufschlußarbeiten geschieht durch die Auftragung von Bodenprofilen, in welchen die aufeinanderfolgenden Bodenhorizonte³ von oben nach unten mit Ziffern 1, 3, 5 usw. bezeichnet werden, um bei Übergängen die nachträgliche Einschaltung von Zwischenhorizonten 2, 4 usw. zu erleichtern. Außerdem werden in dem Lageplan die Verschneidungen zwischen der Unterfläche der Straßendecke und den Grenzflächen zwischen den einzelnen Bodenhorizonten eingetragen.

Um die rein qualitative, im Gelände vorgenommene Beschreibung der Bodenproben durch ziffernmäßige Angaben zu ergänzen, wird aus jedem Bodenhorizont eine Bodenprobe mit einem Gewicht von etwa 2½ kg entnommen, in einem Leinwandsack mit Etikette aufbewahrt und in das Erdbaulaboratorium gesendet. Im Laboratorium erfolgt die Korngrößenbestimmung (mechanische Analyse), die Ermittlung der Atterbergschen Grenzen, des Feuchtigkeitsäquivalentes und die Durchführung des Roseversuches (8). Die physikalische Bedeutung der verschiedenen Versuchsergebnisse wird in (9) erörtert. Die eingehende Beschreibung der Versuchsverfahren findet sich in (10) und die Anleitung zur straßenbautechnischen Deutung der Versuchsergebnisse in (11). Wenn die aufgezählten Versuche für zwei verschiedene Böden angenähert gleiche Werte liefern, so sind auch die Festsubstanzen der beiden Böden in technischer Hinsicht eng miteinander verwandt. Trotzdem können sie sich je nach den topographischen und klimatischen

³ In der Bodenkunde werden die einzelnen Lagen der obersten Bodenschichte auch dann als „Horizonte“ bezeichnet, wenn sie eine ziemlich starke Neigung aufweisen. So bedeutet z. B. der Ausdruck „A-Horizont“ die oberste, vollkommen verwitterte und ausgelaugte Bodenschichte und „B-Horizont“ den Unterboden, ein Zwischenglied zwischen der verwitterten Oberschicht und dem „C-Horizont“, der nicht mehr einen „Boden“, sondern ein rein geologisches Gebilde darstellt.

Verhältnissen in sehr verschiedener Weise als Unterlage für Straßendecken bewahren. Infolgedessen ist es zwecklos, bei der Ausdeutung der im Laboratorium gewonnenen Ziffernwerte zu sehr ins Detail zu gehen. Die Erfahrung hat gezeigt, daß man auf Grund der Ergebnisse der Laboratoriumsversuche die Einreihung der Bodenarten in folgende Gruppen vornehmen kann (11):

A. Gleichmäßig beschaffene Unterlage der Straßendecke. Gruppe A—1. Gemischtkörniges Material mit dauernder Kohäsion. Setzt bei unbefestigten Erdwegen bei jedem Wetter dem Eindringen der Räder einen großen Widerstand entgegen. Durchtränkung der Oberfläche mit einem passenden Bindemittel oder die Aufbringung einer schwachen Decklage genügt zur Herstellung einer guten Straße.

Gruppe A—2. Grob und Fein gemischt, jedoch mit ungünstigem Mengenverhältnis und stark veränderlicher Kohäsion. Erweicht bei feuchtem Wetter oder hohem Grundwasserstand. Bei anhaltender Trockenheit verschwindet die Kohäsion.

Gruppe A—3. Grobkörniger Boden ohne Kohäsion. Raum- und frostbeständig, aber geringer Widerstand gegen das Einsinken der Räder. Vortreffliche Unterlage für mittelstarke, biegsame und für dünne, starre Straßendecken (Betonstraßen).

Gruppe A—4. Ton- und sandfreie Schluffböden. Saugen das Wasser gierig auf und verlieren dabei jeden Zusammenhalt. Die durch örtliche Belastung erzeugten Einsenkungen sind fast zur Gänze unelastischer Natur. Starre (betonierte) Straßendecken werden bei ungünstigen Grundwasserverhältnissen durch Frostwirkung bedroht, während biegsame Straßendecken infolge übermäßiger Nachgiebigkeit des Untergrundes zu Schaden kommen.

Gruppe A—5. Unterscheidet sich von der Gruppe A—4 dadurch, daß die bei der örtlichen Belastung der hierhergehörigen Böden erzeugten Einsenkungen größtenteils elastischer Natur sind. Diese hochgradige Elastizität des Bodens erschwert das Einwalzen der Decklagen bei Makadam-Straßen und fördert die spätere Zerstörung durch allmähliche Zermürbung des Gefüges.

Gruppe A—6. Tonböden ohne gröbere Bestandteile. Verwandeln sich an der Unterseite von Makadam-Straßendecken, besonders von solchen ohne Grundbau (Packlage), in einen weichen Brei, der allmählich in die Hohlräume der Schotterschicht eindringt. Im Auftrag neigen sie zu Rutschungen. Makadam-Straßendecken können bloß auf Tonböden mit steifer Konsistenzform gewalzt werden. Örtliche Belastung erzeugt außer rasch auftretenden, größtenteils unelastischen Einsenkungen auch noch ausgiebige, langsam sich einstellende, bleibende Einsenkungen. Die mit der Änderung des Feuchtigkeitsgehaltes verbundenen bedeutenden Volumsveränderungen (Schrumpfen und Schwellen) begünstigen die Ribbildung in betonierte Straßendecken.

Gruppe A—7. Unterscheidet sich von der Gruppe A—6 dadurch, daß die bei der örtlichen Belastung der hierhergehörigen Tonböden auftretenden Einsenkungen größtenteils elastischer Natur sind. Sie sind auch erfahrungsgemäß im Gelände noch ausgiebigeren, jahreszeitlichen Volumsveränderungen unterworfen als die Böden der Gruppe A—6. Betonierte Straßendecken, die auf solcher Unterlage hergestellt werden, reißen zuweilen schon während des Abbindens, wobei manchmal eine nachträgliche gegenseitige Verschiebung der Schollen in lotrechtem Sinn erfolgt.

Gruppe A—8. Weiche Torf- und Moorböden, die sich nur nach vorhergegangener Konsolidierung als Unterlage für Straßendecken eignen.

B. Ungleichmäßig beschaffene Unterlagen für Straßendecken. Auf solchen Unterlagen ist das Zerbrechen unarmerter, betonierter Straßendecken beinahe unvermeidlich und die nichtstarren Deckentypen (Makadam usw.) gehen häufig infolge Zermürbung ihres Gefüges zugrunde oder werden uneben. Gruppe B—1. Ungleichmäßige Beschaffenheit der Unterlage der Straßendecke infolge häufiger oder sprunghafter Änderung im Bodenprofil oder in den Grundwasserverhältnissen.

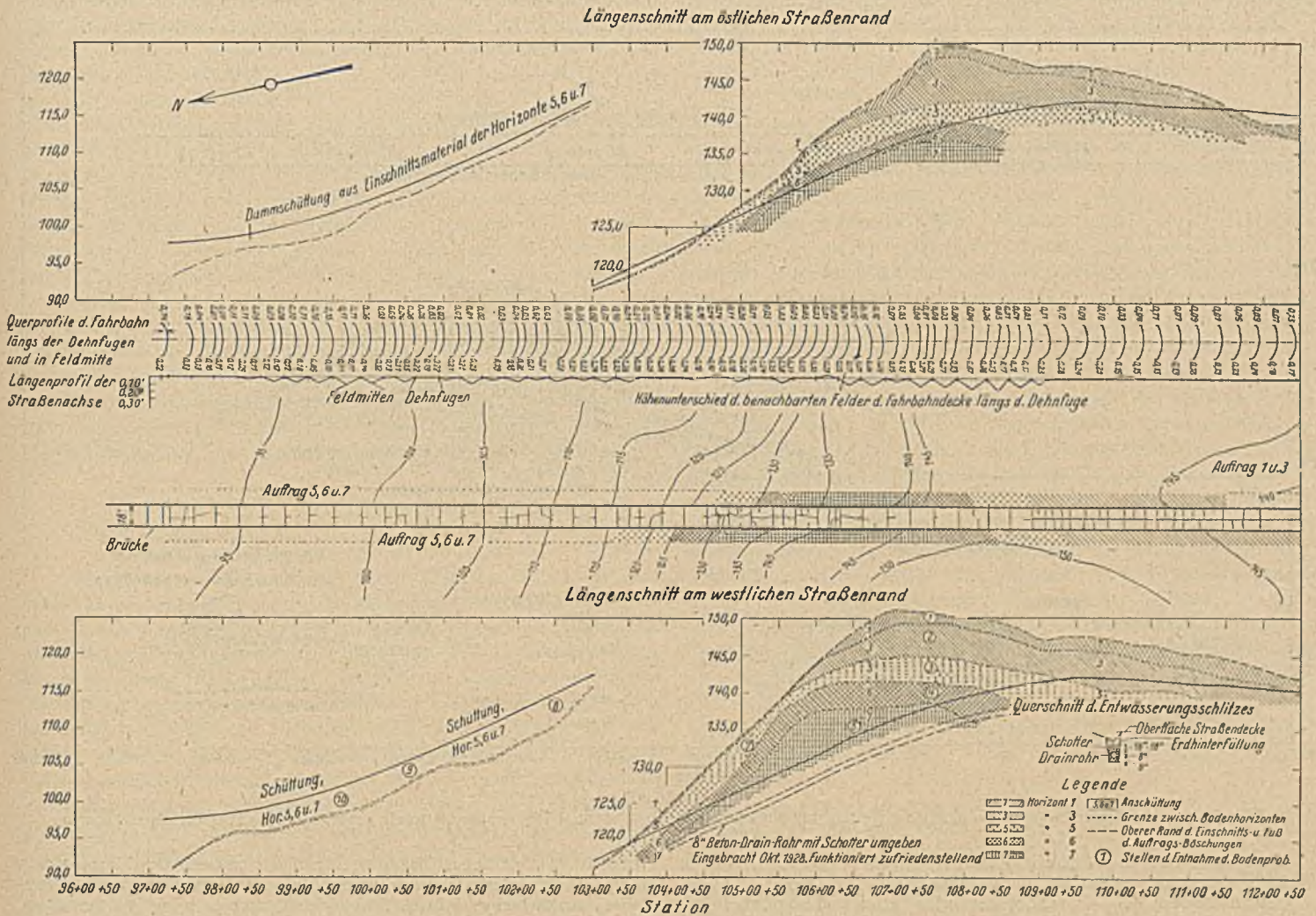
Gruppe B—2. Ungleichmäßig beschaffene, künstliche Aufschüttung (Straße im Auftrag).

Gruppe B—3. Grenzgebiete zwischen Einschnitt und Auftrag.

Bei gleichen klimatischen, Struktur- und Grundwasserverhältnissen sind die verschiedenen Böden jeder einzelnen Gruppe straßenbautechnisch untereinander gleichwertig. Der Einfluß der vorgenannten drei Faktoren auf die Art und Größe der Abweichung des Verhaltens des Bodens vom Durchschnitt wird durch systematische Verarbeitung der gesammelten Erfahrungen ermittelt.

Die wichtigsten bautechnischen Maßregeln, die bei ungünstigen Grundwasser- und Bodenverhältnissen für die Erhöhung der Tragfähigkeit und der Lebensdauer der Straßendecke in Betracht kommen, sind (6):

Als Beispiel für das Ergebnis einer Zustands-Analyse für eine Betonstraße diene Abb. 1, die einer Veröffentlichung (7) des Bureau of Public Roads entnommen wurde. Der mittlere Teil der Abbildung zeigt die Querschnittsformen der Straßenoberfläche, das Längsprofil der Straßenoberfläche in der Straßenachse und die Draufsicht auf die Fahrbahn. Diese Draufsicht zeigt die Dehnfugen, sämtliche Risse und Sprünge, einen Schichtenplan des Nachbarlandes und die Bodenbeschaffenheit in der Höhe der Grundfläche der Straßendecke. Oberhalb des Mittelteiles findet sich das Bodenprofil für den östlichen und unterhalb für den westlichen



Herstellungs-Jahr: 1927.
Breite der Fahrbahn: 26 Fuß.
Straßendecke: Station 97 + 00 bis Station 108 + 88: 18 Fuß Breite des Mittelteiles, je 4 Fuß Breite der Seitenteile. Betonstärke 7" — 6" — 7". Geschweißte Metall-Netz-Armierung. Dehnfugenabstand 30 Fuß, verdübelt. Sattelung des Profiles 2". Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3 + Schotter.

Entwässerung des Untergrundes der Straßendecke, Durchtränkung der obersten Bodenschichten mit bituminösen Stoffen zwecks Verhinderung des raschen Eindringens der Tagwässer, künstliche Vermengung der obersten Bodenschichten mit Grobsand und Schotter (bei Schluff- und Tonböden der Gruppen A—4 bis A—7) oder mit sandigem Lehm (Gruppe A—2 und A—3) mit nachfolgendem Einwalzen, Aufbringung einer durchlässigen Zwischenlage (Drainageschichte) und Herstellung einer druckverteilenden Zwischenlage (Steinpackung).

Die Vorbedingungen für die erfolgreiche Anwendung jeder dieser Maßnahmen werden gegenwärtig durch Beobachtungen an Versuchsstraßen ermittelt. Diese Beobachtungen erstrecken sich für jede Versuchsstraße in der Regel über einen Zeitraum von fünf Jahren.

Station 108 + 88 bis 112 + 50: 18 Fuß Mittelteil, je 4 Fuß Seitenteile, Betonstärke 9" — 6" — 9", nichtarmiert. Metallener Mittelstreifen mit Dübeln. Dehnfugenabstand 50 Fuß, verdübelt. Randarmierung. Allgemeine Bemerkungen: Böschungen sind ausgewaschen und schieben ab. Gräben verstopft. Nach Regenfällen kommen beide Abschnitte der Böschungen ins Rutschen. Zu beiden Seiten der Straße ist der Boden aufgeweicht, tiefe Rinnen langs der Ränder der Fahrbahn.

Straßenrand. Die einzelnen Bodenhorizonte sind mit den ungeraden Ziffern 1—7 bezeichnet und die Kreise zeigen die Stellen, an denen die in das Laboratorium gesendeten Proben entnommen wurden. Bei hoher Lage des Grundwasserspiegels müssen die in der Abbildung dargestellten Daten noch durch Angaben über die extremen Lagen des Grundwasserspiegels ergänzt werden.

Abb. 2 stellt die Ergebnisse der bodenkundlichen Vorerhebungen für eine neu anzulegende Straße dar. Die in der Abbildung enthaltene Tabelle enthält eine Zusammenstellung der im Laboratorium ermittelten Kennziffern.

Billige Schotter- und Asphalt-, bzw. Teer-Straßen. Sowohl in den Vereinigten Staaten als auch in Sowjet-Rußland werden die Verfahren zur Herstellung billiger und hinreichend

haltbarer Landstraßen für schwächeren Verkehr eingehend studiert.

Im Staate Georgia (Vereinigte Staaten) bestehen in vielen Gegenden die obersten Bodenhorizonte aus lehmhaltigem Schotter oder aus tonhaltigen Sanden, deren Eignung zur Herstellung leichter Straßendecken unter den dort herrschenden klimatischen Verhältnissen schon seit langem bekannt ist. Das Bodenmaterial wird in seichten Gruben gewonnen und lagenweise, bis zu einer Gesamtstärke der Straßendecke von 25 cm eingewalzt. In den Jahren 1920—1925 wurden insgesamt 400 km von Straßen dieser Art einem sorgfältigen Studium unterzogen (12). Die Arbeiten umfaßten die

Untersuchung der verschiedenen für die Straßendecken benutzten Bodenarten im Laboratorium, die Verkehrszählung, die Berechnung der auf die einzelnen Strecken entfallenden Erhaltungskosten und eine bis ins einzelne gehende Zustandsaufnahme der Straßendecke im Frühjahr und Herbst eines jeden Jahres der Beobachtungsperiode. Man stellte fest, daß die Dicke der Straßendecke bei einem Verkehr von 400—600 Automobilen und sonstigen Fuhrwerken pro Tag im Durchschnitt pro Jahr um 1,2—2,5 cm schwächer wurde. Nach erfolgter Abnahme der Dicke auf etwa 8 cm muß man die Oberfläche aufrauen und die ursprüngliche Stärke der Decke durch Aufbringung und Einwalzung neuer Bodenschich-

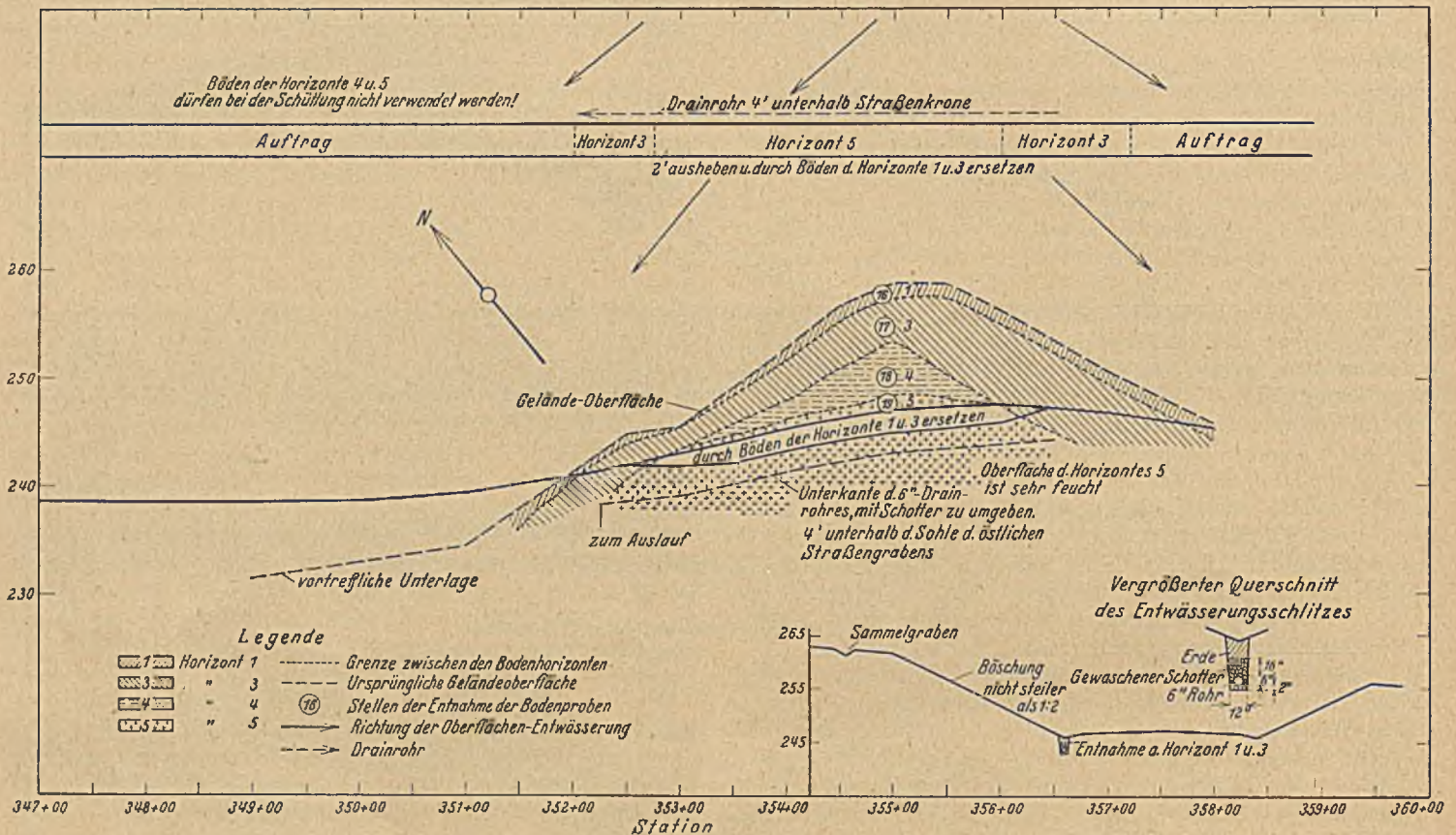


Abb. 2.

(Die Lage der Grenzlinien zwischen den Bodenhorizonten wurde geschätzt. Überprüfung nach erfolgtem Aushub durchzuführen.)

Bodenhorizont 1. — Rötlich-brauner, mürber Schluff-Lehm, in trockenem Zustand mehlartig, in nassem Zustand teigartig.

Bodenhorizont 3. — Graubrauner oder grau und rostbraun gefleckter, schluff- und tonhaltiger Lehm oder schluffhaltiger Ton von mittlerer Dichte. Die Dichte nimmt mit der Tiefe merkbar zu. In trockenem Zustand mehlartig, in nassem plastisch. Trotz seiner dichten Lagerung scheint das Material hochgradig durchlässig zu sein.

Bodenhorizont 4. — Ähnlich dem Horizont 5, jedoch mit hohem Gehalt an Schotter mit Korngröße 1/4 bis 2", zumeist 3/4 bis 1 1/2". Die Anwesenheit des Schotters scheint jedoch keinen Einfluß auf die Eigenschaften des feinkörnigen Füllstoffes zu haben. Bei der Austrocknung schrumpft das feinkörnige Bodenmaterial in den Großporen des Schotters. Der Horizont enthält auch eine Zwischenlage, die aus steifem, braunem bis graubraunem Ton besteht und einen Übergang zwischen den Horizonten 3 und 5 darzustellen scheint und sehr stark schrumpft.

Bodenhorizont 5. — Blaugrau und rostbraun gefleckter, plastischer, klebriger und zäher Ton mit polygonaler Absonderung. Die Absonderungsflächen sind feucht, glatt und glänzend. Die einzelnen Bruchstücke sind unregelmäßig begrenzt, leicht zerbrechlich und haben in durchknetetem Zustand die Konsistenz von Glaserkitt. Die obersten drei Fuß des Horizontes sind sehr feucht. Nach unten hin geht diese Lage in einen dichten, plastischen, blaugrauen Ton mit Klumpenstruktur über, in welchem die Wasserbewegung lediglich längs der gut ausgebildeten Kluft-Flächen stattfindet. Der Ton ist von weißen Konkretionen und von schwarzen, rostbraunen oder blutroten Tonpartien durchsetzt. Beim Austrocknen bilden sich breite Trockenrisse. Die großen Tonklumpen zerfallen im Kontakt mit der Atmosphäre in kurzer Zeit. Der Boden ist kalkreich.

Allgemeine Bemerkungen und Vorschläge: Entwässerung soll senkrecht zur Straßennachse von O nach W erfolgen. Die Unterlage der künftigen Anschüttung ist sehr verlässlich. Boden-Horizonte 1 und 3

enthalten vortreffliches Material. Die Bodenmassen des Horizontes 5 sind bis auf 2' unterhalb der projektsmäßigen Auflagerfläche der Straßendecke auszuheben und durch Böden der Horizonte 1 und 3 zu ersetzen. Einschnittsböschungen nicht steiler als 1 : 2. Die Böden der Horizonte 4 und 5 dürfen im Auftrag nicht verwendet werden. Beim Entwurf der Straßendecke sind Maßregeln zur Verhütung von Läng- und von Querrissen zu treffen.

Ergebnisse der Bodenuntersuchung.

Korngrößen-Bestimmung							
Nummer der Probe	Horizont Nr.	Prozentgehalt an Boderkörnern kleiner als					
		2 mm	0,5 mm	0,25 mm	0,05 mm	0,005 mm	0,001 mm
16	1	100	100	98	90	28	19
17	3	100	98	96	85	19	14
18	4	53	49	44	42	19	13
19	5	100	98	96	89	73	50

Physikalische Eigenschaften der Fraktion mit Korngröße < 0,5 mm.

Nummer der Probe	Horizont Nr.	Fließgrenze	Plast. Index	Schrumpfgrenze		Feucht. Äquiv.	Feld. Feucht. Äquiv.	Boden-gruppe
				Grenze	Beiwert			
16	1	38	16	23	1,7	29	31	A-4
17	3	27	18	18	1,7	36	22	A-4
18	4	53	34	11	2,0	53 *	33	A-7
19	5	101	71	14	1,9	93 *	58	A-7

* Bleibt gesättigt.

Probe Nr. 18, Horizont 4, enthält groben Schotter. Siehe Beschreibung.

ten wiederherstellen. Bei der angegebenen Verkehrsdichte soll diese Straßenart in Georgia wirtschaftlich allen anderen überlegen sein.

In den Jahren 1924—1925 wurden in South Carolina insgesamt 48 Kilometer Versuchsstraßen dadurch hergestellt, daß man zunächst die Unterlage der künftigen Straßendecke mit bituminösen Substanzen verschiedener Beschaffenheit behandelte und dann eine gewalzte Deckschicht aufbrachte, die aus einem künstlichen Gemenge von verwittertem Granitgrus und bituminösen Stoffen bestand (13, 14).

Schließlich liegt auch ein Bericht (15) über Erfahrungen vor, die man mit der Anwendung bituminöser Stoffe bei der Herstellung von billigen Straßen mit einer Gesamtlänge von etwa 2000 Kilometer in North Carolina gemacht hat. Die Herstellung der Straßendecke geschah wie folgt: Aufbringung einer gewalzten Schichte aus natürlichem Bodenmaterial mit einer Stärke, die je nach der Güte des verfügbaren Materiales (sandiger Mutterboden, tonhaltiger Sand, sand- und tonhaltiger Schotter usw.) mit 10—25 cm bemessen wurde. Erste Durchtränkung dieser Deckschicht mit kaltem, flüssigem Teer; zweite Durchtränkung mit zäherem Teer in warmem Zustand. Drei bis zwölf Monate nach erfolgter Durchtränkung der Deckschicht wurden auf der Oberfläche derselben ungesiebter Bruchschotter (Granit oder Kalk, 15—22 kg pro Quadratmeter) aufgebracht, mit einer 5-Tonnen-Walze eingewalzt und mit kaltem Teer durchtränkt. Aus den Ergebnissen der über einen Zeitraum von fünf Jahren sich erstreckenden Beobachtungen wurde geschlossen, daß sich die Böden der Gruppen A—1 und A—3 am besten zur Herstellung der Deckschicht eignen. Die Böden der Gruppen A—2, A—6 und A—7 bewähren sich nur unter günstigen Verhältnissen und jene der Gruppen A—4 und A—5 gar nicht.

Die Wirtschaftlichkeit der Bodenuntersuchungen und die Organisation des bodenkundlichen Dienstes.

Am klarsten läßt sich die wirtschaftliche Bedeutung der Bodenuntersuchung für straßenbautechnische Zwecke an dem Beispiel der Betonstraßen erläutern. Noch vor kaum zehn Jahren hat man in den Vereinigten Staaten die Dicke und die konstruktiven Einzelheiten der Straßendecke (Abstand der Arbeitsfugen, Stärke des Betons in der Straßenmitte und an den Straßenrändern usw.) ohne Rücksicht auf die Bodenbeschaffenheit festgelegt und das Profil der Decke auf lange Strecken unverändert beibehalten. Infolgedessen gab es Strecken, in denen die Betondecke unnötig stark war, während andere Strecken infolge raschen und gründlichen Zerbrechens der Fahrbahn sehr bedeutende Erhaltungskosten verursachten. Heute ist man bereits in der Lage, die Abmessungen der betonierten Straßendecken den wechselnden Bodenverhältnissen ziemlich weitgehend anzupassen, in Strecken mit ausgesprochen günstiger Bodenbeschaffenheit zu sparen und an gefährdeten Strecken dem Verbrauch durch Anordnung zahlreicherer Dehnfugen, Behandlung des Untergrundes und gegebenenfalls durch Armierung vorzubeugen.

Wirtschaftlich noch wichtiger ist die Lösung der Aufgabe, bei langen Straßenzügen die Wahl der Deckenkonstruktion den Bodenverhältnissen derart anzugleichen, daß für jeden Straßenabschnitt die Summe aus den Baukosten und den kapitalisierten Erhaltungskosten ein Minimum wird. Die durch die Lösung der Aufgabe erzielbaren Ersparnisse können mindestens auf 15—20% der pro Jahr für Straßenbauten aufzuwendenden Summe geschätzt werden. Infolgedessen ist es wirtschaftlich gerechtfertigt, alljährlich einige Prozente der Bausumme für Forschungszwecke auszugeben. Die bei der Forschung gewonnene Einsicht trägt auch wesentlich zur Herabminderung der Erhaltungskosten an bestehenden Straßen bei.

Für Deutschland kommt, infolge der geringen Ausdehnung des Landes, ein Forschungsinstitut vom Rang des Bureau of Public Roads nicht in Betracht. Andererseits ist es ausgeschlossen, ohne bodenkundlich geschultes Personal die Ergebnisse der wertvollen und kostspieligen Forschungsarbeiten der Vereinigten Staaten und Rußlands praktisch zu verwerten. Infolgedessen empfiehlt sich die

Schaffung einer bescheidenen Organisation, etwa nach dem Vorbild der State Highway Departments in den Vereinigten Staaten. Eine solche Anstalt besteht zunächst aus einer Zentralstelle mit einem Vorstand, einem Personale von 4—6 billigen, wissenschaftlichen Hilfskräften und Laboranten und einem kleinen Laboratorium. Die Zentralstelle besorgt die Untersuchung der eingelieferten Bodenproben, die Auswertung der Ergebnisse der Arbeiten im Gelände, die Verarbeitung der periodischen Fachliteratur und die Aufrechterhaltung ständiger Fühlung mit den lokalen Straßenbauverwaltungen. Die letzteren werden von Staats wegen angewiesen, der Zentralstelle ungewöhnliche Wahrnehmungen straßenbautechnischer Natur mitzuteilen und begründete Vorschläge betreffend eingehende Untersuchung einzelner Straßenzüge zu machen. Die Zentralstelle prüft diese Vorschläge und veranlaßt die Durchführung der Zustandsanalyse der gewählten Strecken.

Die mit den Analysen zu beauftragenden Gruppen bestehen aus einem geologisch, hydrologisch und bodenphysikalisch geschulten Straßenbau-Ingenieur und einem Vertreter der landwirtschaftlichen Bodenkunde. Jede Gruppe verfügt über ein Automobil, das auch zum Transport der Gerätschaften und Bodenproben dient. Während der ersten zwei bis drei Jahre geschieht die Zustandsanalyse lediglich zu dem Zweck der Schulung des Aufnahmepersonals und zur Nachprüfung der im Ausland auf empirischem Weg gefundenen Gesetzmäßigkeiten. Nach Ablauf der Schulungsfrist stehen dann die Aufnahmegruppen für bodenkundliche Vorarbeiten für neu zu erbauende Straßen zur Verfügung.

Die Erfahrung zeigt, daß das jahrelange, im Gelände betriebene Studium der Schäden an Straßendecken, verbunden mit der systematischen Registrierung aller bodenphysikalischen, hydrologischen und klimatischen Begleitumstände in den Beobachtern eine Begabung entwickelt, die sie befähigt, auf Grund flüchtiger Begehung des Geländes und stichprobenweiser Entnahme von Bodenproben ein zutreffendes Urteil über die straßenbautechnisch wichtigen Eigenschaften der aufgeschlossenen Bodenarten zu fällen. Diese Begabung ist mit der Fähigkeit erfahrener Konstrukteure vergleichbar, ohne Rechnung, bei der bloßen Besichtigung eines Entwurfes anzugeben, ob die Konstruktion zu schwach oder überdimensioniert ist. Die Kosten, die aus der Heranbildung solcher wissenschaftlich geschulter Praktiker erwachsen, sind äußerst gering im Vergleich zu den Ersparnissen, die mit Hilfe ihres Urteils erzielt werden können.

Schrifttum.

1. Terzaghi: The methods and possibilities of Road-soil Investigations. Proc. of the sixth Annual Meeting of the Highway Research Board. Washington, D. C., 1926.
2. Terzaghi: The first international Soil Congress and its message to the highway Engineer. Public Roads, Vol. 8, No. 5.
3. St. Taber: Frost Heave. Journal of Geology, Vol. 37, No. 5, July-August 1929.
4. St. Taber: Freezing and Thawing of Soils as Factors in the destruction of Road Pavements. Public Roads, Vol. 11, No. 6, August 1930.
5. H. M. Westergaard: Mechanics of Progressive Cracking in Concrete Pavements. Public Roads, Vol. 10, No. 4, June 1929.
6. C. A. Hogentogler and K. Terzaghi: Interrelationship of load, road and subgrade. Public Roads, Vol. 10, No. 3, May 1929.
7. W. I. Watkins and H. Aaron: The Soilprofile and the Subgrade-Survey, Public Roads, Vol. 12, No. 7, Sept. 1931.
8. Redlich: Terzaghi und Kampe, Ingenieurgeologie. Berlin, 1929.
9. A. Casagrande: Research on the Atterberg limit of Soils. Public Roads, Vol. 13, No. 8, October 1932.
10. A. M. Wintermeyer, E. A. Willis, R. C. Thoreen, Procedures for testing soils for the determination of the Subgrade Soil Constants. Public Roads, Vol. 12, No. 8, October 1931.
11. C. A. Hogentogler, A. M. Wintermeyer, E. A. Willis, Subgrade Soil Constants, their significance and their application in practice. Public Roads, Vol. 12, No. 5, July 1931.
12. C. M. Strahan: A study of gravel, topsoil and sand-clay Roads in Georgia. Public Roads, Vol. 10, No. 7, September 1929.
13. J. T. Pauls: Surface Treatment of Topsoil Roads. Public Roads, Vol. 8, No. 9, November 1927.
14. J. S. Williamson and P. T. Critz: Surface Treatment of Topsoil Roads. Public Roads, Vol. 14, No. 11, January 1933.
15. Tar surface treatment of low cost roads. Public Roads, Vol. 14, No. 1, March 1933.

STRASSENBAUPROBLEME IN SCHLUFF- UND LÖSSGEBIETEN.

Von Regbmstr. Dr.-Ing. A. Scheidig, Erdbaulaboratorium der Bergakademie Freiberg/Sa.

Die geotechnischen Vorarbeiten für neu zu errichtende Straßenzüge lassen sich in drei Gruppen einteilen. **E r s t e n s** in die für die Gründungen der Kunstbauten und Dämme, ein erdbautechnisches Problem, das in Form der Setzungsanalyse wenigstens in den Grundzügen gelöst ist. **Z w e i t e n s** in die Vorarbeiten für die reinen Erdbauten, die in einer Beurteilung der Stand-sicherheit der Einschnitts- und Dammböschungen, des Setzmaßes und der Setzdauer der Dämme, des zweckmäßigsten Schütt- und Verdichtungsverfahrens, der Beanspruchung eingeschütteter Bauwerke und Durchlässe usw. bestehen. Diese Probleme sind von

besonders ungünstige ist, worauf weiter unten noch kurz eingegangen wird.

In Deutschland besitzen die Stauberden, die Schluff- und Lößgebiete, eine weit größere Ausdehnung, als den meisten Ingenieuren geläufig ist. Die beigegebene Lößverbreitungskarte (Abb. 1) mit den geplanten Autobahnen wird das manchem Fachgenossen bestätigen. Die Löße und Schluffe sind trotz ihrer weiten Verbreitung in Ingenieurkreisen überhaupt fast unbekannt. Nicht nur in Deutschland, sondern auch in Rußland, Ungarn und Österreich habe ich das immer wieder feststellen können.

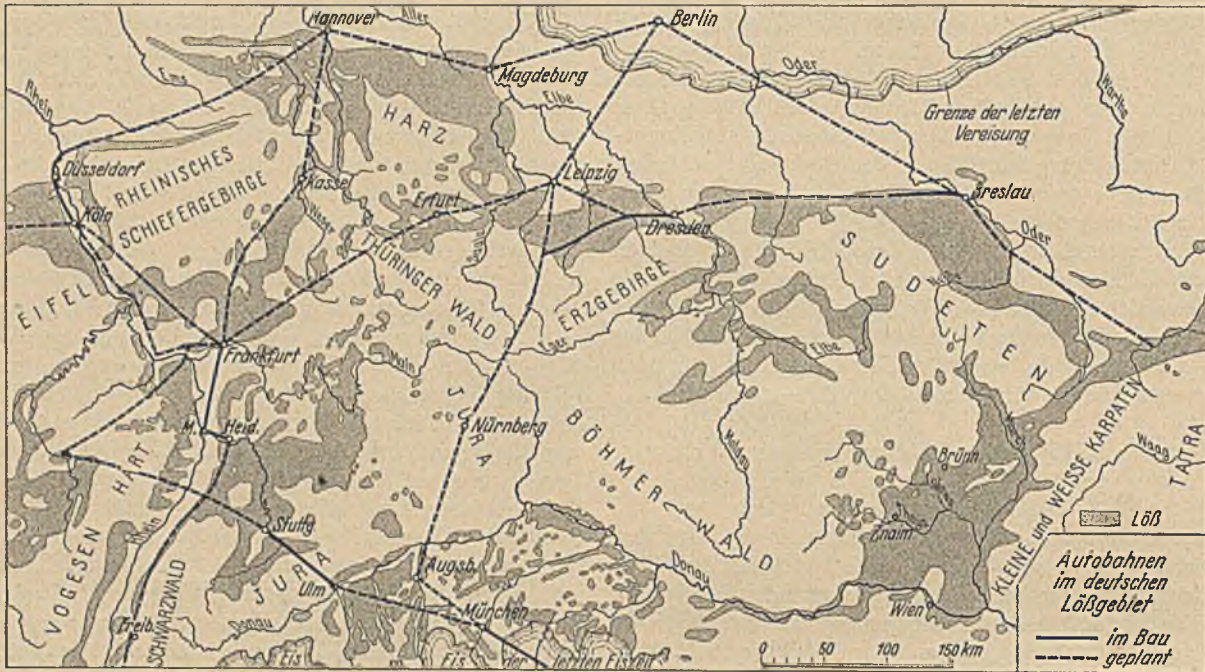


Abb. 1. Kraftfahrbahnen im deutschen Lößgebiet. (Lößverbreitung nach R. Grahnmann, Mitt. Geogr. Ges. Leipzig 1932.)

der neuzeitlichen Baugrundlehre erst teilweise in Angriff genommen und gelöst worden; in der Praxis werden sie fast ganz empirisch behandelt. **D r i t t e n s** in den Vorarbeiten für die rein straßenbaugeologischen Fragen, die in einer Wechselwirkung zwischen der Straßendecke, dem Verkehr, dem Straßenuntergrund und den örtlichen Feldverhältnissen bestehen. Diese dritte Gruppe ist wissenschaftlich noch gänzlich unbearbeitet geblieben, wenigstens in Deutschland und soweit sie die **V o r h e r s a g e** der Bewährung neu zu erbauender Straßen anbelangt. Nur in Nordamerika hat die Straßenbauaufsicht auf diesem Gebiete insofern eingesetzt, als sie das Verhalten bestehender Straßendecken **n a c h t r ä g l i c h** untersucht und die entsprechenden Methoden dafür ausgearbeitet hat. In Deutschland herrscht in bezug auf ingenieurgeologische Behandlung der entsprechenden Probleme im Straßenbau noch überall die größte Empirie¹.

Die nordamerikanischen und russischen wissenschaftlichen Untersuchungen auf diesem Gebiete haben ergeben, daß es merkwürdigerweise die **S t a u b e r d e n** sind, die Schluffe, Silte und Löße (Bodengruppen A 4 und A 5 der amerikanischen Klassifikation), die straßenbaugeotechnisch die meisten Schwierigkeiten bieten, weil die Wirkung des Frostes auf diese Erdstoffe eine ganz

Die Löße liegen der Korngröße nach zwischen den Feinsanden (Schwimmsanden) und den Tonen; sie stellen also „Mo-Schluffgemenge“ dar, für die der Nordamerikaner das Wort „Silt“ gebraucht (Abb. 2). „Echter Löß“ besitzt eine komplizierte wurzelschwammige Struktur und hat daher ein sehr hohes Porenvolumen; außerdem fehlt ihm nie ein beträchtlicher Kalk-

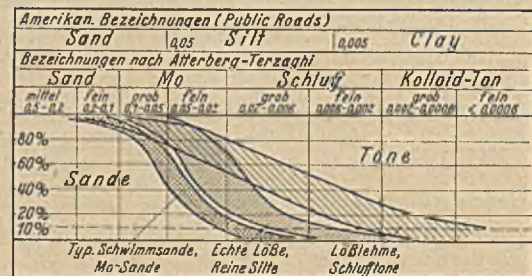


Abb. 2. Empirische Verteilungskurven von Stauberden.

gehalten. Er stellt ein Vierphasensystem dar: Substanz + Wasser + Luft + Kittmasse. „Lößlehm“ hat infolge Verwitterung oder vielleicht sogar Umlagerung durch Wasser (Schwemmlöß) die ursprünglichen Eigenschaften mehr oder weniger verloren und stellt sich im Grenzfall als Zweiphasensystem (Substanz + Wasser = reiner Silt) dar². Alle weiteren Einzelheiten über Entstehung,

¹ Näheres siehe v. Terzaghi Abschnitt „Straßenbaugeologie“, in Kampfe-Redlich, v. Terzaghi: Ingenieurgeologie (Julius Springer, Wien—Berlin 1929) und bei Fernau: „Bodenforschung — ein vernachlässigtes Gebiet im neuzeitlichen Straßenbau.“ Das Straßenwesen, 7. Heft 1 (Wien 1934). In beiden ist die neuere amerikanische Literatur zitiert. (Vgl. auch den vorhergehenden Aufsatz und die Referate in dieser Zeitschrift (1928) S. 958, (1929) S. 33, (1930) S. 765, 831, (1931) S. 806.

² Die erwähnte amerikanische Klassifikation unterscheidet leider nicht zwischen „echtem Löß“ und aquatilen Silten.

Verbreitung, physikalische Eigenschaften und geotechnisches Verhalten findet man in meinem Lösbuch³.

In den Lößgebieten Chinas, Rußlands, Rumäniens und Argentiniens herrscht zur Zeit überall eine lebhaftige Straßenbautätigkeit. Dort überwiegen allerdings billige Straßentypen für schwachen Verkehr, die meist als reine Erdstraßen ohne Befestigung gebaut werden. In den Lößgebieten Mitteldeutschlands, Österreichs und Nordamerikas halten sich die wasser gebundenen Schotterstraßen⁴ leidlich; im Anfang leiden sie meist stark unter Frostaufbrüchen und schon bei Regenwetter dringt Lößschlamm durch das Gerüst und verschlammte die Fahrbahn. Die hochwertigen Decken der nordamerikanischen Autostraßen der Löß- und Schluffgebiete haben ganz ungewöhnlich stark unter Frostaufbrüchen zu leiden⁵. Von 500 beobachteten Frostaufbrüchen⁶ im Staate Michigan USA im Winter 1928/29 erfolgten 74% in Silten. Die mittlere Aufbruchhöhe (max bis 30 cm) betrug 15 cm in reinem Silt; 12,5 cm in Mosand und Schluffton; 10 cm in Feinsand und Ton; 7,5 cm in sandigem Ton. 80% aller Aufbrüche erfolgte in tieferen Einschnitten, 18% in Übergangsstrecken, nur 2% in Dämmen. Die meisten Schluffe, in denen Frostzerstörungen auf den Straßen in Michigan auftraten, enthalten 10—20% Ton ($d < 0,005$ mm), 60—80% Silt ($d = 0,05—0,005$ mm) und 20—30% Feinsand ($d > 0,05$ mm); etwa entsprechend einem echten Löß in Abb. 2.

Die Form der Eisansammlungen im Straßenuntergrund ist in Abb. 3 dargestellt. Es bilden sich waagerechte Eislagen, die durch kapillare Wasserhebung aus dem Grundwasser gespeist werden. Beim Tauen entstehen dann oft gefährliche Einbrüche, deren Ursachen aus Abb. 4 hervorgehen. Es erhebt sich die Frage, warum gerade in Erdstoffen der Lößgruppe solch erhebliche Eisbildungen stattfinden.

Die Menge des in einer bestimmten Zeit kapillar gehobenen Wassers ist abhängig 1. vom Kapillardruck, der mit abnehmender Korngröße anwächst, und 2. von den Strömungswiderständen, die mit abnehmender Korngröße noch stärker anwachsen. Bei einer bestimmten Korngröße gibt es ein Optimum der gehobenen Wassermenge und diese optimale Korngröße ist die Feinmo-Grobschluff-Korngröße der Löße, eine Tatsache, die Atterberg⁷ schon 1905 nachgewiesen hat und neuere Arbeiten von Wollny, Taber, Casagrande usw. bestätigt haben. Diese physikalischen Eigenschaften, die einerseits die große Fruchtbarkeit der Lößböden bedingen, wirken sich andererseits auf den Straßenbau besonders verhängnis voll aus.

Wie schützt sich nun der Straßenbauer gegen solche Frostwirkungen? Es sind folgende Wege gangbar: erstens Absenkung des Grundwasserspiegels, um den kapillaren Wassernachschub zu vermindern. Diese Maßnahme wird im Straßenbau nur selten

angewendet werden können. Zweitens Schutz des Untergrundes vor Frost durch wärmeisolierende Schutzschicht, z. B. Torf, wie er beim Eisenbahnbau in den nordischen Ländern verwendet wird. Drittens Unterbrechung des kapillaren Wassernachschubes durch Grobkiesschicht und Anordnung einer bituminösen Zwischendeckschicht wie im Eisenbahnbau⁸. Viertens Entfernung des Lößes oder Schluffes von der Planie bis zur Frosttiefe und Ersatz durch grobes Material (Pufferschicht).

Alle diese Maßnahmen haben den Nachteil, daß sie ziemlich verteuern wirken; dabei kann noch nicht entschieden werden, ob sie unter sich technisch gleichwertig sind. Deshalb ist auch ein wirtschaftlicher Vergleich noch nicht möglich. Hier können nur Erfahrungen an Versuchsstrecken weiterhelfen.

Wie so oft im Erdbau (z. B. bei Rutschungsgefahren) wird man auch im Straßenbau nicht immer so vorbeugend bauen können,

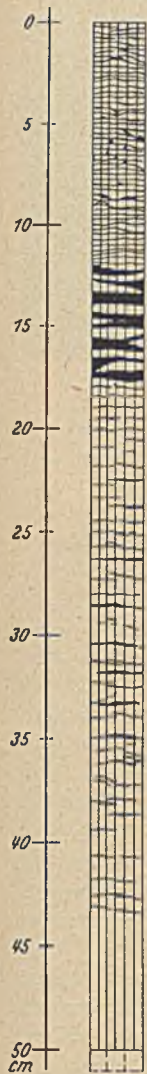


Abb. 3. Eisschichten in einem gefrorenen Schluff-Untergrund⁶

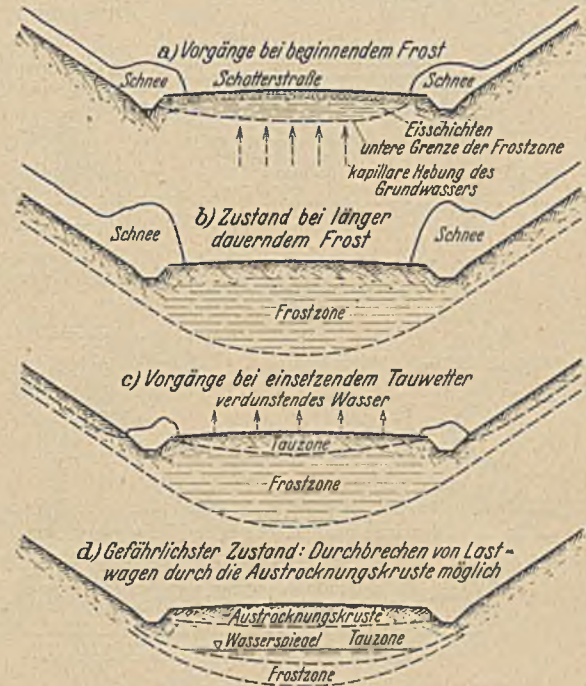


Abb. 4. Gefrier- und Tauvorgang im Straßenuntergrund. (Nach Motl, Eng. News-Rec. 106 [1931] Nr. 7.)

daß jede Gefahr einer Beschädigung ausgeschlossen ist. Bei Schotterstraßen und im Eisenbahnbau kann man es bewußt darauf ankommen lassen, daß Frostschäden eintreten, da hierbei Ausbesserungen, Nachstopfungen und sogar Einbau von Schutzdecken in Betriebspausen möglich sind. Bei Autobahnen, die gleich anfangs ihre hochwertige Decke erhalten, liegt das Problem ungleich schwieriger. Läßt man jeden Frostschutz bewußt oder aus Unkenntnis unberücksichtigt, so besteht nach den erwähnten Erfahrungen in anderen Ländern die Gefahr erheblicher Zerstörungen an den hochwertigen Decken, die weitaus schwieriger zu beheben sind als bei mittleren Decken oder bei Eisenbahnen. So vorsorglich zu bauen, daß jeder Frostschaden vermieden wird, dürfte wirtschaftlich kaum tragbar sein. Man wird daher wohl nur die gefährdetsten Stellen durch Zwischendecken oder Pufferschichten schützen. Sie aufzufinden, ist Sache gewissenhafter Vorarbeiten.

Wegen sonstiger Eigenheiten der Löße und Schluffe im Erdbau, wie Standsicherheit der Böschungen, Straßengraben, Einbauverfahren usw. muß aus Raummangel auf das erwähnte Lösbuch verwiesen werden.

³ Scheidig: „Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften.“ Geologie und Verbreitung, Erdstoffphysik, Erdbaumechanik und Geotechnik der Löße und Lößlehme, Schluffe, Silte und anderer Stauberden, Aschen und Staube. Verlag Th. Steinkopff, Dresden u. Leipzig, März 1934.

⁴ Über Teerstraßen im nordamerikanischen Lößgebiet vgl. Crum, R. W.: Tar paper on loess subgrade. Public Roads 6 (1925), Aug. 6.

⁵ In Public Roads 10 (1929) Nr. 3 S. 47 wird von „frost boil areas“ in den Löß- und Schluffgebieten von Iowa und Minnesota gesprochen.

⁶ Burton und Benkelmann: Frost Action in Silt Soils. Engng. News-Rec. 106, Nr. 7, S. 266 ff. (1931).

⁷ Chemiker-Zeitung (1905).

⁸ Vgl. Wieland: „Der Bau bituminöser Eisenbahnoberbau-Schutzdecken in Theorie und Praxis.“ Zeitschr. Bitumen (1931), H. 7, S. 144 mit guter Literaturübersicht.

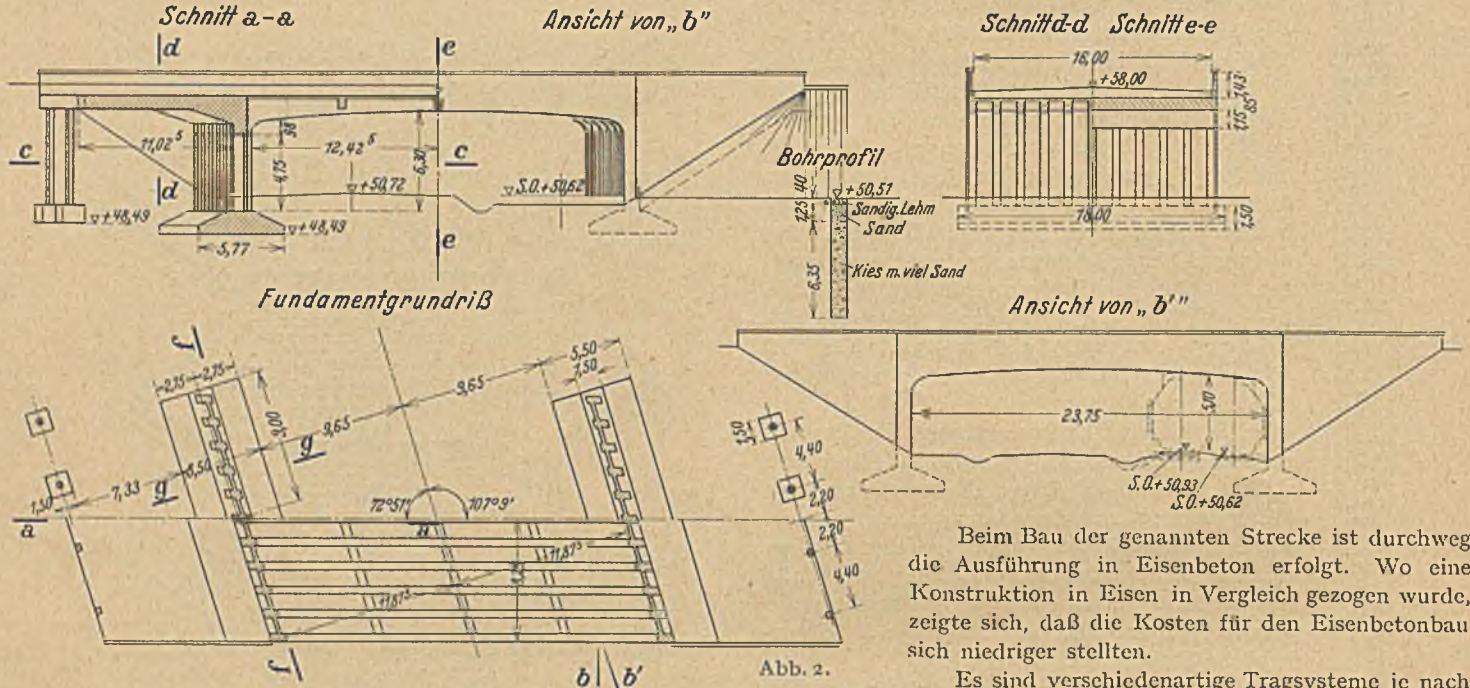
BRÜCKENBAUWERKE DER AUTOSTRASSE BONN—KÖLN—DÜSSELDORF.

Von Prof. Dr.-Ing. Pirlet.

Bevor durch die Reichsregierung im Rahmen des Arbeitsbeschaffungsprogramms das große Projekt der Reichs-Autostraße aufgestellt wurde, war auf einer kurzen Strecke, nämlich zwischen den Städten Bonn—Köln—Düsseldorf, seitens der Rheinischen Provinzialverwaltung eine Autostraße angelegt worden. Die Bauwerke dieser Strecke können in der einen oder anderen Hinsicht für die jetzt zur Erörterung stehenden Bauten der neuen Reichs-Autostraße einen Anhalt bieten und deswegen gerade im Hinblick auf die künftigen ingenieur-technischen Aufgaben dieser Art von Interesse sein. Es sollen daher im folgenden einige dieser Bauwerke bezüglich ihrer technischen Besonderheiten kurz besprochen werden.



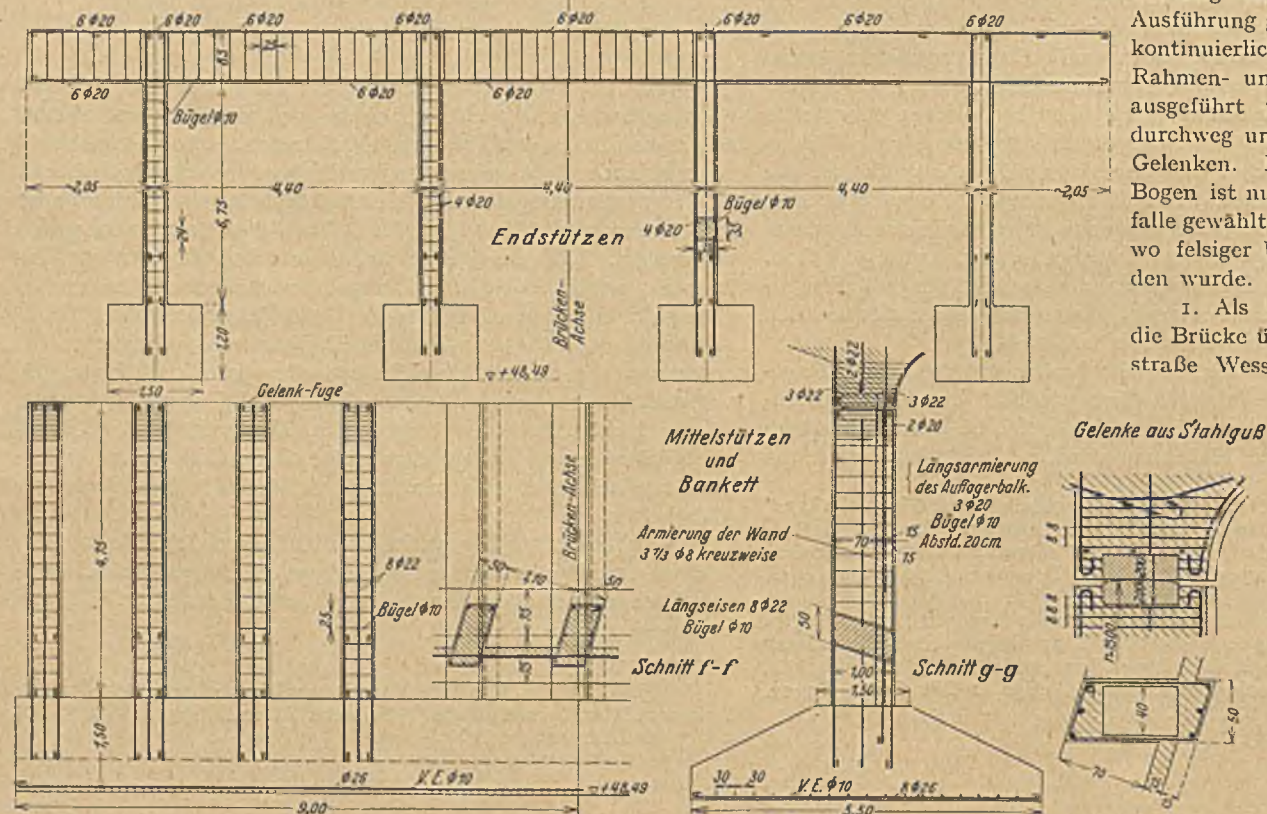
Abb. 1.



Beim Bau der genannten Strecke ist durchweg die Ausführung in Eisenbeton erfolgt. Wo eine Konstruktion in Eisen in Vergleich gezogen wurde, zeigte sich, daß die Kosten für den Eisenbetonbau sich niedriger stellten.

Es sind verschiedenartige Tragsysteme je nach der Lage des Einzelfalles zur Ausführung gekommen. Neben kontinuierlichen Trägern sind Rahmen- und Bogentragwerke ausgeführt worden, letztere durchweg unter Einlegung von Gelenken. Ein eingespannter Bogen ist nur in einem Einzelfalle gewählt worden, und zwar, wo felsiger Untergrund gefunden wurde.

1. Als erstes Beispiel sei die Brücke über die Provinzialstraße Wesseling—Liblar erwähnt, die in der Gesamtansicht in Abb. 1 dargestellt ist. Das Bauwerk erscheint äußerlich als Rahmen, ist aber in Wirklichkeit ein Träger über vier Stützen und war während der Ausführung für die Wirkung des Eigengewichtes ein Auslegerträger, unter dessen Enden erst



nach der Fertigstellung und der Auswirkung des Eigengewichtes Stützen gesetzt wurden. Der Grund für diese Art der baulichen Gestaltung des Tragwerks lag in den beschränkten Verhältnissen

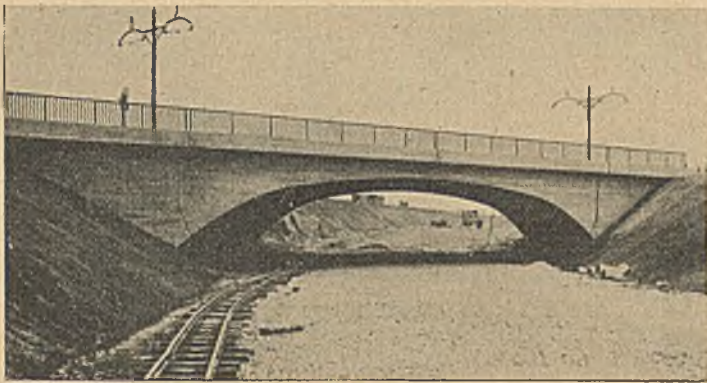


Abb. 4.

der Baustelle und der Notwendigkeit, die Höhendimensionen des Hauptträgers über der Durchgangsöffnung tunlichst einzuschränken. Im ganzen stand bei einer Öffnungsweite von rd. 25,0 m nur etwa 1,0 m Konstruktionshöhe für die Rippen einschließlich der Fahrbahndeckenplatte zur Verfügung. Um einesteils das Biegemoment in der Mitte infolge des Eigengewichtes tunlichst niedrig zu halten, sodann aber auch um die elastischen Durchbiegungen einzuschränken, wurde, wie Abb. 2 zeigt, der etwa 11,0 m weite Auslegerarm durch eine massive Betonplatte belastet. Auf diese Weise wurde erreicht, daß infolge Eigengewicht in der Mittelöffnung ein Biegemoment im ungefähren Werte 0 auftrat. Nachdem das Tragwerk ausgerüstet war, wurden unter die Enden Stützen gesetzt. In Abb. 3 ist das auf den Stützköpfen sitzende Gelenk im Detail dargestellt. Die Auflagerkraft wird von zwei massiven Platten übertragen. Im übrigen ist die Konstruktion nach den allgemein bekannten Bewehrungsgrundsätzen ausgebildet.

Die Gesamtlänge des Bauwerks, speziell des Brüstungsträgers, beträgt rd. 50,0 m. Bei der Ausführung sind im Brüstungsträger einige Arbeitsfugen eingelegt worden, die später geschlossen wurden. Zum weiteren Schutz gegen die Dehnungen ist eine besondere Bewehrung im oberen Brüstungsteil eingebaut worden. Bemerkenswerte Nachteile haben sich trotz der namhaften Länge des Bauwerks nicht ergeben.

2. In Abb. 4 ist ein Dreigelenkbogen - Tragwerk dargestellt, welches die Rheinuferbahn über die Autostraße hinwegführt. Die Bahnlinie und Straßenlinie schneiden sich unter einem Winkel von rd. 45°. Aus diesem Grunde ist das Bauwerk nicht als Plattengewölbe, sondern als Rippentragwerk ausgeführt, um eine klare Übertragung der Kräfte ge-

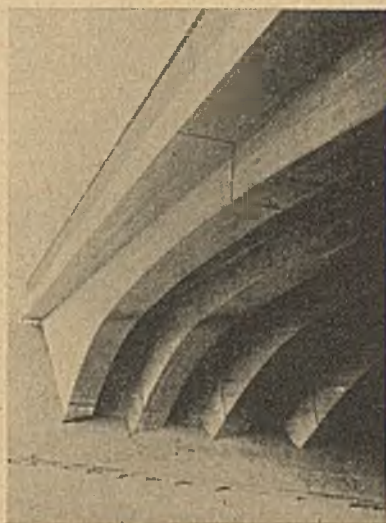


Abb. 6.

währleistet zu wissen. In Abb. 5 ist der Grundriß, welcher den Verlauf der Fugen zeigt, sowie auch die Ansicht des Tragbogens, d. h. der Dreigelenkbogenrippe, dargestellt (vgl. auch Abb. 6). Die Abmessungen mußten auch hier weitgehend eingeschnürt werden wegen des beschränkten Durchgangsprofils und der festliegenden Ordinate der Bahn und der Autostraße. Was die Gelenkausbil-



Abb. 7.

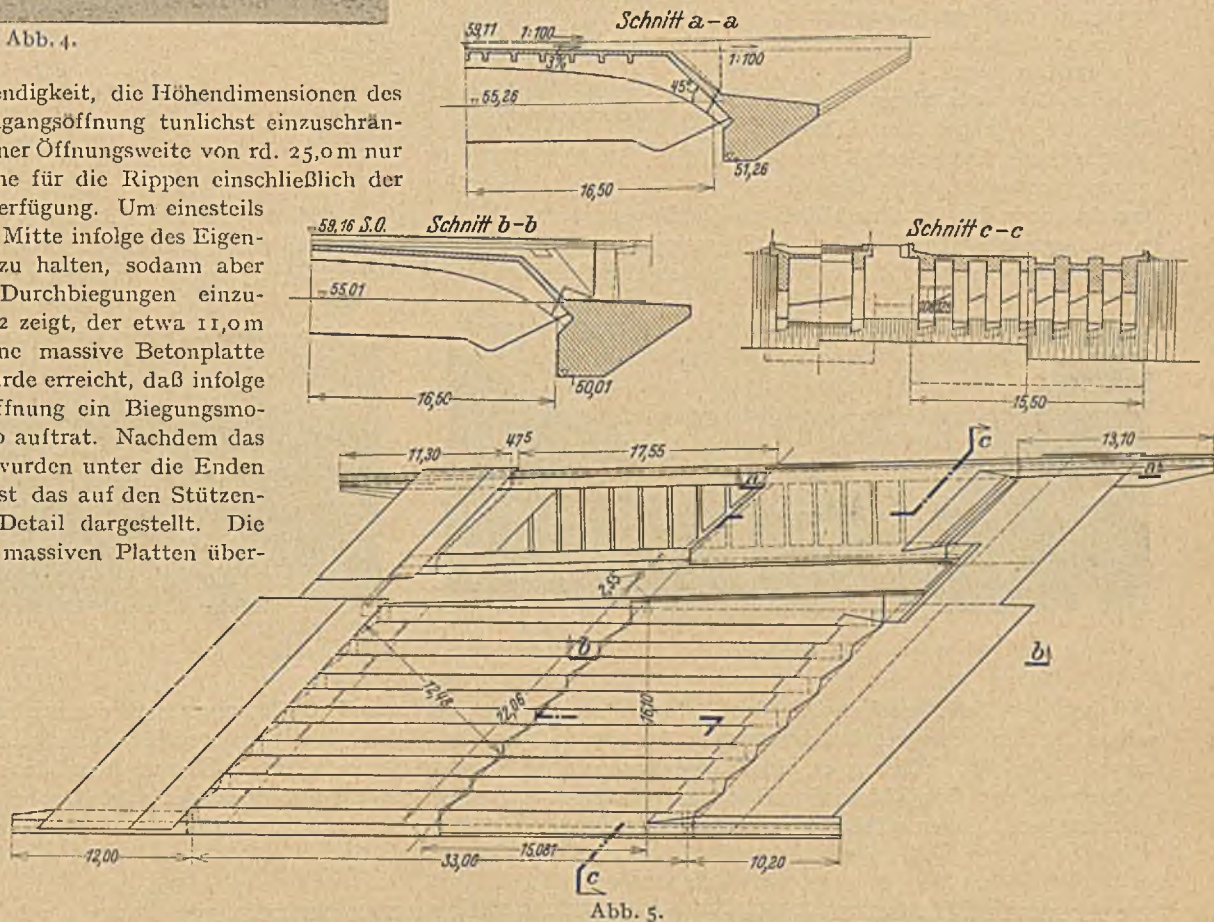


Abb. 5.

Wahlung anbelangt, so sind Gußstahlgelenke in die Mittelpunkte der Trägerrippen gelegt und durch einen Blechrahmen umhüllt. Diese Blechumhüllung des Gelenkes bildet zugleich die Schalung, gegen die betoniert wurde. Die Bewehrung im Bereich der Gelenkpartie sowie der Einbau und die Umhüllung des Gelenkes ist aus der Abb. 7 zu ersehen. Das Fundament mit anschließender Dreigelenkbogenrippe ist in Abb. 8 dargestellt. Die Fundierung ist nicht, wie in anderen ähnlichen Fällen derartiger schiefer Rahmenkonstruktionen, in Einzelfundamenten ausgebildet, sondern die Rippen sind auf ein zusammenhängendes Gesamtfundament aufgesetzt. Die Ausbildung der Fugen im Scheitel und am Kämpfer ist aus der Abb. 9 a u. b zu ersehen. Es ist über die Fuge ein Schleifblech oder Gleitblech gelegt, welches die Schutzschicht aus Zementputz mit Eiseneinlage trägt.

3. Einige sonstige Bogenkonstruktionen sind in den Abb. 10 bis 13 dargestellt. Abb. 10 zeigt eine Wegüberführung bei Opladen, die als eingespannte Bogenbrücke konstruiert ist. In üblicher Weise ist die Fahrbahnplatte als Horizontalträger zur Übertragung der Windkraft ausgenutzt. Die horizontalen Auflagerkräfte werden

auf die über den Auflagern sitzenden Windportale übertragen. Die günstigen Bodenverhältnisse (felsiger Boden) ermöglichten die Ausführung eines statisch unbestimmten Tragwerks, dessen ge-

Die vorbeschriebenen Bauwerke sind auf Grund der Zusammenarbeit des Verfassers mit der Provinzial-Bauverwaltung Düsseldorf entstanden. Es bedarf keiner Erwähnung, daß neben

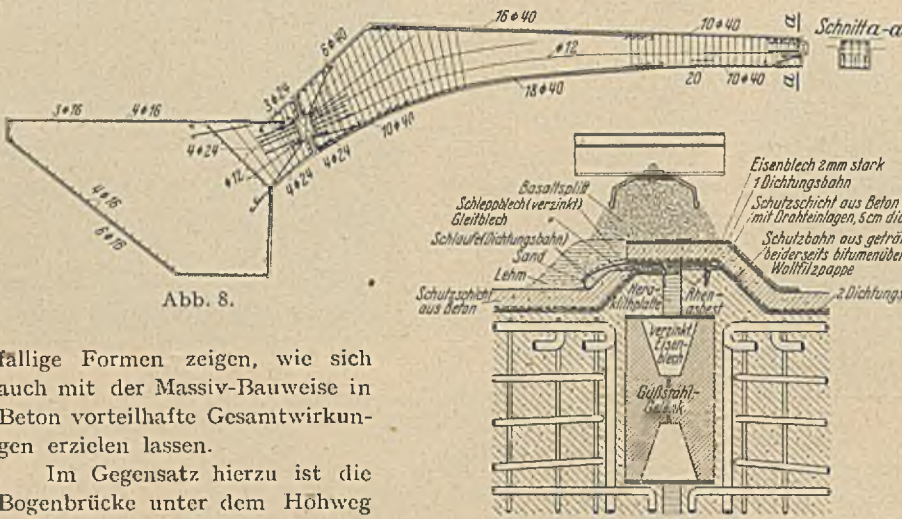


Abb. 8.

Abb. 9a.

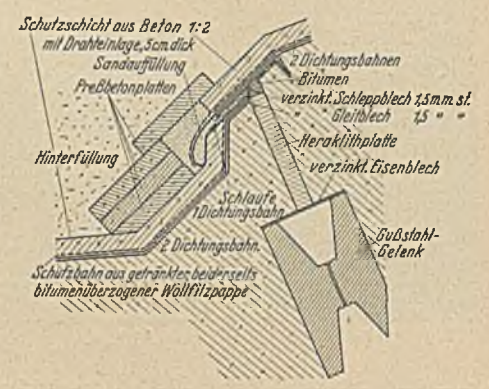


Abb. 9b.

fallige Formen zeigen, wie sich auch mit der Massiv-Bauweise in Beton vorteilhafte Gesamtwirkungen erzielen lassen.

Im Gegensatz hierzu ist die Bogenbrücke unter dem Höweg (Abb. 11) als Zweigelenk-Rippenbogen konstruiert. Die Gesamtansicht sowie die Detailsausbildungen des Bogens ist in Abb. 12 u. 13 dargestellt. Die Gelenke der Bogenrippe sind gleichfalls in Stahlgußkörpern ausgebildet. Wegen des schiefen Schnittwinkels

den ingenieurtechnischen Rücksichten auch die architektonischen Wirkungen und der äußere Eindruck der Bauwerke besondere Berücksichtigung fanden, weswegen Architekt und Ingenieur in



Abb. 10.



Abb. 11.

zwischen der Brückenachse und der Autostraßenachse ist die schmale Brücke naturgemäß nicht als volle Platte ausgeführt, vielmehr mußte die Auflösung in eine Rippenkonstruktion durchgeführt werden. Die Rippenwiderlager sind wiederum auf einen gemeinsamen Fundamentkörper gesetzt worden.

ständiger Fühlungnahme miteinander arbeiteten. Wie fast immer bei derartigen Ingenieur-Baufaufgaben, ergab sich die endgültige Bauweise erst auf Grund mehr oder minder langwieriger Vorarbeiten und Vergleichsentwürfe, wobei namentlich die meist stark eingeschränkten Durchgangsprofile und die Rücksichtnahme auf

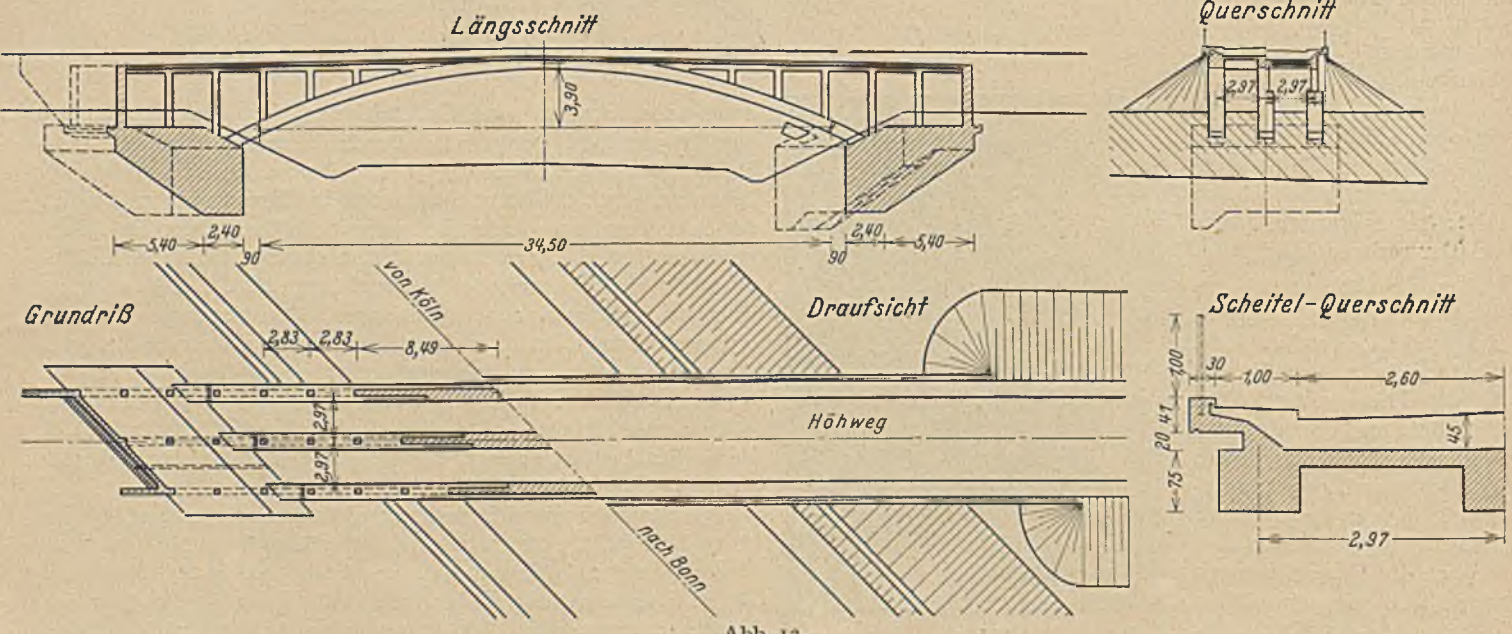


Abb. 12.

die Anforderungen des Autoverkehrs in Straßenkrümmungen besondere Schwierigkeiten mit sich brachten.

haben eine befriedigende und vielfach sogar überraschende Übereinstimmung zwischen den vorher rechnerisch ermittelten und den

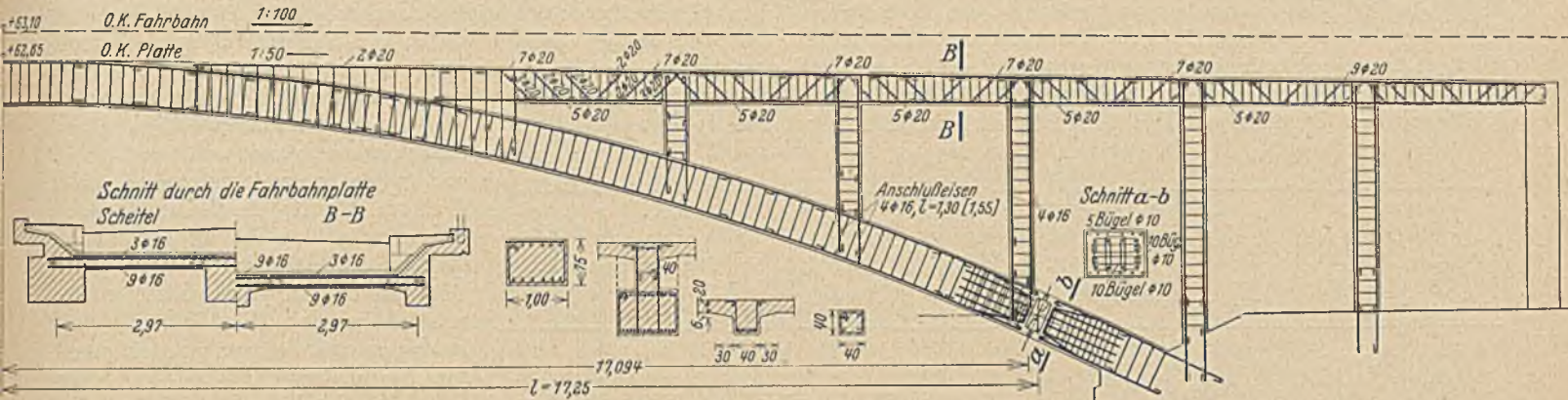


Abb. 13.

Die elastischen Deformationen der Bauwerke wurden bei der Ausrüstung jeweils gemessen, und zwar mit Instrumenten, welche die Reichsbahn zur Verfügung gestellt hatte. Es hat sich allent-

tatsächlichen elastischen Deformationen ergeben, so daß auch an diesen Beispielen die Zuverlässigkeit der theoretischen Grundlagen erneut praktisch bestätigt ist.

GRUNDSÄTZLICHES ÜBER ASPHALTSTRASSENBAU.

Von Dr.-Ing. E. Neumann, VDI, ord. Professor, Techn. Hochschule Stuttgart.

Übersicht: Es werden die amerikanisch-englischen Rezepte für die Zusammensetzung der Walzasphaltmineralgemische und Bitumenbedarfsermittlung den deutschen Verfahren gegenübergestellt und nachgewiesen, daß die deutschen Vorschriften jetzt auch vom Auslande als zutreffend anerkannt werden. Die Verfahren zur mechanischen Prüfung von Walzasphaltgemischen in der Versuchsanstalt werden kurz beschrieben.

In der Zusammensetzung von Walzasphaltdecken, besonders derjenigen, die nach der Betonbauweise aufgebaut werden, ist die praktische Durchbildung der theoretischen vorausgeleitet, wie das im Bauwesen fast die Regel ist. Die Natur hatte im Stampfasphalt einen Stoff vorgebildet, der aus Mineralstoff (meist Kalkstein) und Bitumen besteht, und der als Fahrbahnbelag in Städten wegen seiner ausgezeichneten Eigenschaften — große Widerstandskraft und Lebensdauer, Geräuscharm und Staubfreiheit, hohe Wirtschaftlichkeit — sehr geschätzt worden ist. Die künstliche Nachbildung des Stampfasphaltes, indem Mineralstoffe (Sand) mit Bitumen zusammengemischt werden, hat nahegelegen besonders dort, wo Stampfasphalt nur schwer zu beschaffen war. Es ist bekannt, daß die 1870 in Nordamerika aufgenommenen Versuche zu den künstlichen Asphaltdecken geführt haben, die heute mit dem Sammelbegriff „Walzasphalt“ bezeichnet und im wesentlichen als Sandasphalt und Asphaltbeton ausgeführt werden. Da die Erfahrung gelehrt hat, daß bei dem Aufbau solcher

Decken gewisse Kunstgriffe beachtet werden müssen, hat die wissenschaftliche Untersuchung eingesetzt, deren Ergebnisse uns Clifford Richardson vermittelt hat. Die von ihm aufgestellten Grundsätze im Aufbau der Decken dienen heute noch in Amerika, England und Holland als Vorbild. Auch in Deutschland werden die Richardsonschen Grundlagen noch bei einzelnen Stellen als maßgebend

angesehen, obwohl die wissenschaftlichen Erkenntnisse uns andere Wege gewiesen haben. Man pflegt bei uns die amerikanischen Vorschläge für den Aufbau der Walzasphaltdecken als Rezepte zu bezeichnen und sieht in den deutschen Grundsätzen, wie sie in der Dinorm 1995/96 niedergelegt sind, ein systematisches, mehr Erfolg verbürgendes Vorgehen.

Meine Teilnahme am Public Works, Roads and Transport Kongreß in London, im November 1933, gab mir Gelegenheit, diese Frage eingehend mit den sehr erfahrenen englischen Ingenieuren zu besprechen. Diese Aussprache veranlaßte mich, der Frage nachzugehen, worauf die gegensätzlichen Anschauungen beruhen und wie sie begründet sind.

Hierbei hat sich herausgestellt, daß die amerikanischen und englischen Vorschriften keineswegs einheitlich sind. Sie beziehen sich im wesentlichen nur darauf, daß eine Abstufung der Körnungen des Mineralstoffes empfohlen wird, wobei die Anteile der verschiedenen Körnungen bei den einzelnen Vorschriften nur selten übereinstimmen. Die Menge des Bitumen, das als Bindemittel hinzugefügt werden muß, unterliegt keiner systematischen Überlegung, sondern wird von Fall zu Fall nach äußeren Merkmalen bestimmt z. B. mit dem Pat test, bei dem festgestellt wird, wieviel Bitumen eine heiße Mischung, die in Manilapapier eingepackt und gepreßt wird, an das Papier absondert.

Tabelle 1. Sandasphaltemischung 2,5—3 cm stark.

Abstufung des Mineralstoffes Durchgg. durch Maschensieb Rückstd. auf	Staat		Stadt Chicago		Gemeinde Amsterdam		Engl. Norm		
	Nord-Carolina* Gew.-%	Pennsylvania Gew.-%	Gew.-%	Gew.-%	für Sand Gew.-%	für Müllschlacke Gew.-%	fein	mitt.	grob
8 10	—	5	0 — 5	0 — 5	—	12	—	—	—
10 40	10 — 40	8 — 28	6 — 20	8 — 20	14 — 40	65	10	15	20
40 80	22 — 45	20 — 48	25 — 40	25 — 45	30 — 60	11,5	45	50	55
80 200	12 — 30	12 — 36	20 — 36	18 — 36	25 — 45	6,5	45	35	25
200 —	10 — 20 **	10 — 15	16 — 20	12,5 — 16	5 — 15	5	—	—	—
Bitumengehalt (Lösliches)	9,5 — 12	9,5 — 12,5	9,5 — 11	10 — 11,5					
Penetration			40 — 50						

* Diese Abstufung gibt auch die Asphalt Association New York an.

** Gehalt an Füller wenigstens 10%, bei schwerem Verkehr nicht mehr als 18%.

Von meinen letzten Reisen nach Nordamerika (1925 und 1930) habe ich die Vorschriften einzelner Wegebauverwaltungen für Sandasphalt und Asphaltbeton mitgebracht, die in der Tab. 1 u. 2 mit englischen und holländischen gegenübergestellt worden sind. Aus den Zusammenstellungen ist zu ersehen, daß die Vorschriften für den Körnungsaufbau von Sandasphalt und Asphaltbeton durchaus untereinander abweichen. Man wird mit Recht die Frage

entstehen muß und infolgedessen möglichst wenig Bitumen verwendet werden soll. Das ist ein Irrtum. Unsere deutschen Normen schreiben nur vor, daß bei Sandasphalt der Hohlraumgehalt der Mineralmasse geringer als 25 Vol.-% und bei Asphaltbeton geringer als 22 Vol.-% sein soll. Dieses Vorgehen ist zweifellos richtig. Es hat aber zur Voraussetzung, daß die Herabminderung des Hohlraumgehaltes nicht allein durch den Zusatz von Füller erfolgt, sondern auch von vornherein gut abgestufte Sande genommen werden. Die erforderliche Bitumenmenge wird errechnet, so daß sie etwa den Hohlraumgehalt der Mineralmasse ausfüllt. Der Hohlraumgehalt selbst wird bestimmt aus dem Verhältnis des Raumgewichtes (r) eingerüttelt zum spezifischen Gewicht (s).

Tabelle 2. Asphaltbeton.

Abstufung des Mineralstoffes		Staat California Type			Stadt Chicago		Staat Nord-Carolina	Asphalt Association New York
Durchgg. durch Maschensieb	Rückst. auf	A	B	C **	Korngröße	Gew.-%	Gew.-%	Gew.-%
		Summenkurve						
		Gew.-%	Gew.-%	Gew.-%				
1 1/4''	3/4''	90—100	—	—	—	—	—	—
3/4''	1/2''	75—90	95—100	—	—	—	—	—
1/2''	3	—	78—88	100	5/8''—3/8''	15—25	12—25*	20—35
3	10	40—55	54—64	90—100	3/8''—10	15—30	10—20	
10	40	28—36	36—44	70—90	—	10—25	7—25	7—25
40	80	27—23	27—35	60—70	—	10—20	11—36	11—36
80	200	20—15	18—24	35—55	—	10—20	10—25	10—25
200	—	7—11	6—8	10—20	—	8—12	7—11	7—11
Bitumengehalt (Löslich)		5—6,5	5—8	9—15	—	6—8	7,5—9,5	—

$$H = \left(1 - \frac{r}{s}\right) \cdot 100 \text{ in } \%$$

Vielleicht liegt hier noch eine Unvollkommenheit vor. Die Sande in der Walzasphaltdecke werden nicht eingerüttelt, sondern durch die Walze und den Verkehr eingeknetet. Forschungsarbeiten in der Str. V. St. lassen annehmen, daß sich damit in der fertigen Decke andere Hohlraum-

stellen, welche Vorschrift die richtige oder die beste ist. Eine oberflächliche Betrachtung könnte die Meinung aufkommen lassen, daß hier eine gewisse Willkür besteht. Das ist aber sicherlich nicht der Fall. Es liegt allen diesen Vorschlägen eine sehr lange Erfahrung zugrunde. Die Unterschiede sind vermutlich begründet in den Eigenschaften der Sande, ihrer Kornart, ob eckig oder abgeschliffen, ob kalkig oder quarzreich. Als Beweis dafür, wie weit gerade diese Eigenschaften offenbar die Zusammensetzung der Mineralmasse beeinflussen, führe ich die Vorschriften der Stadt Amsterdam (Tab. 1) an, nach denen der Aufbau der Mineralmasse, je nachdem, ob Sand oder Müllschlackensand verwendet werden, durchaus verschieden ist. Auf jeden Fall wird man zugeben müssen, daß die Vorschriften einen erheblichen Spielraum in dem Körnungsaufbau lassen. Das ist ein Vorteil für die Praxis bei der Auswahl der Sande, hat aber den Nachteil, daß nicht vorher bestimmt werden kann, welchen Einfluß das auf die Größe des Bitumenzusatzes hat. Dieser Bitumenzusatz ist das allerwichtigste. Ein Zuviel gibt eine weiche Decke, die schiebt und wellig wird, ein Mangel bedeutet entweder einen Zerfall der Decke, besonders durch Witterungseinflüsse — Nässe und Frost — oder eine sehr schnelle Abnutzung. Also das Entscheidende ist die Feststellung des Bitumenzusatzes für eine bestimmte Mineralmischung. Das geht auch aus den amerikanischen Vorschriften hervor, die ausdrücklich vorschreiben, daß die Bitumenmenge nur um 0,5% von derjenigen abweichen darf, die der Ingenieur dem Unternehmer vorgeschrieben hat.

Als man in Deutschland zum Walzasphalt übergang, bestand die Wahl, sich an die zweifellos beachtenswerten Vorschläge des Auslandes anzuschließen und zu erproben, ob sie auch für unsere Verhältnisse zutreffen, oder eigene Grundsätze aufzustellen. Wir haben beide Wege beschritten, durchgesetzt haben sich aber dann die Ergebnisse der eigenen Forschung, die dann in der Din 1995/96 verankert sind.

In Deutschland ist man davon ausgegangen, die Bitumenmenge aus dem Hohlraumgehalt der Mineralmasse zu bestimmen. Dieses Verfahren hat immer zu einem Erfolge geführt, wenn dafür gesorgt worden ist, daß der Hohlraumgehalt der Mineralmasse recht gering gehalten wird, was bei Walzasphalt nur durch den Zusatz von Füller geschehen kann. Vielfach ist die Meinung verbreitet, als ob unsere deutschen Mineralmischungen so zusammengesetzt sind, daß ein möglichst geringer Hohlraumgehalt

verhältnisse ergeben, als in der eingerüttelten Mineralmasse und sich damit der Bedarf an Bitumen ändert. Indessen hat man mit der Bitumenbestimmung aus dem Hohlraum recht gute Erfolge erzielt. Vor allen Dingen hat man mit diesem Verfahren eine Möglichkeit in der Hand, die Bitumenmenge wenigstens angenähert zu bestimmen. Zweckmäßig werden dann in der Versuchsanstalt auf Grund der Berechnung Proben angesetzt und auf ihre Zusammensetzung geprüft. Bisweilen kann sich eine Änderung in der Sandzusammensetzung oder im Bitumengehalt ergeben.

Die weitere Forschung hat indessen erkennen lassen, daß zwischen Füller und Bitumen eine besondere Beziehung besteht, wenn ein verhältnismäßig feingemahlener Füller verwendet wird. Es bestehen deshalb auch in allen Ländern besondere Vorschriften über die Mahlfeinheit des Füllers, die nahezu übereinstimmen. Die Kohäsionseigenschaften der Bitumina werden durch die Füller beeinflusst. In Deutschland hat das schon Marcusson, in Amerika Hubbard festgestellt. Man sagt, das Bitumen wird durch den Füller stabilisiert, es wird viel temperaturbeständiger als das reine Bindemittel. Aber erst die jahrelangen Forschungsarbeiten in der Straßenbauversuchsanstalt Stuttgart (Str.V. St.)¹ haben die Einblicke gewährt, in welchen besonderen Eigenschaften der Füller und der Bitumina diese stabilisierende Wirkung beruht.

Die Beziehungen zwischen Füller und Bitumen sind an einem Schaubild (Abb. 1)

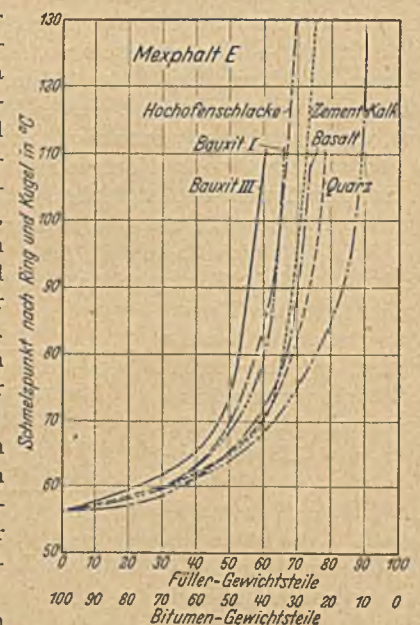


Abb. 1. Kurven der Schmelzpunkte verschiedener Bitumen-Füller-Gemische.

¹ Dr.-Ing. Wilhelm: Neue Wege für den Aufbau von Asphalt- und Teerdecken. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Straßenbau Stuttgart. Allg. Industrie-Verlag, Berlin SW 11, 1933.

erläutert. Organische Bindemittel sind mit steigenden Mengen der Fullermehle bei hoher Temperatur innig gemischt und von den so erhaltenen Schmelzen der Erweichungspunkt nach Ring- und Kugelprobe bestimmt. Aus dem Schaubild ist zu entnehmen, daß die Stabilisierung für die einzelnen Füllerarten und das organische Bindemittel nicht die gleichen sind. Man kann diese Stabilisierung auch als eine Erhöhung der Zähigkeit — also als einen physikalischen Vorgang erklären, worunter man den Widerstand versteht, den ein plastischer Körper der Verschiebung seiner Teilchen entgegengesetzt. Dieser muß mit steigender Menge der festen Teilchen auch ansteigen. Er ist außerdem aber noch abhängig von der Feinheit der Teilchen und von der Adsorption. Mit Adsorption bezeichnet man die Erscheinung, daß an der Oberfläche vieler Stoffe, Gase, Flüssigkeiten und fein verteilte feste Stoffe oft mit großer Kraft festgehalten werden. Das Adsorptionsvermögen wächst mit der Größe der Oberfläche und hängt außer von der Natur der adsorbierenden auch von jener der adsorbierten Substanz ab. Die durch die Schaubilder gekennzeichnete unterschiedliche Stabilisierung der Gemische Füller — Bindemittel ist also zurückzuführen einmal auf die verschiedene Mahlfeinheit der Füller, die die Größe der Oberfläche bestimmt, ihre mineralischen Eigenschaften, ob Kalk, Quarz u. a. und die Bindemittelstruktur. Bei diesen handelt es sich um kolloide Stoffe, die als disperse Systeme aus Dispersionsmittel (öiligen Anteilen) und disperser Phase (Mizellen) bestehen. Es ist nun durch Adsorptionsversuche in der Str. V. St. nachgewiesen, daß die Füllstoffe ein großes Anziehungsvermögen gegenüber der dispersen Phase (Asphaltene und Erdölharze) zeigen, während die öiligen Anteile nur schwach adsorbiert werden, d. h. Bitumen mit viel Asphaltstoff stabilisiert besser².

Der Füller hat demnach nicht nur die Aufgabe, die Hohlräume in der Mineralmasse zu verringern, sondern auch mit dem organischen Bindemittel eine Verbindung einzugehen, die seine Zähigkeit erhöht. Füller und organisches Bindemittel bilden dann einen Mörtel, der den Sand oder die Sandgrusmischung zu einem dichten widerstandsfähigen Belag zusammenkittet. Da die Adsorption, wie schon erwähnt, von der Oberfläche des Füllers abhängig ist, liegt die Bedeutung des Füllers nach dieser Betrachtungsweise weniger in seiner Hohlräumeausfüllung, sondern mehr in den Anziehungskräften seiner Oberfläche. Füller und Bitumen werden in solchem Verhältnis zusammengemischt, daß eine genügende Stabilisierung erreicht wird. Nach den Ermittlungen der Str. V. St. soll ein Erweichungspunkt (Ring und Kugel) von 83° vorhanden sein. Die Menge des Mörtels soll so groß sein, daß sie etwa den Hohlraum des Mineralgemisches (ingeschüttet, aber nicht eingerüttelt) anfüllt.

Die nach diesen Grundsätzen aufgebauten Mischungen haben nach den in der Versuchsanstalt an ihnen vorgenommenen Prüfungen eine ausgezeichnete Beschaffenheit gezeigt.

Der Bitumengehalt wohl aller deutschen Walzasphaltdecken ist gegenüber den im Auslande verwendeten wesentlich niedriger. Es gelingt in Deutschland überhaupt nicht, soviel Bitumen wie im Auslande üblich, in die Mineralmischungen hineinzubringen. Wir erhalten dann keinen Walzasphalt, sondern Gußasphalt. Das hat mich veranlaßt, eine große Anzahl Mischungen nach den ausländischen Vorschriften zusammenzustellen und nach den deutschen Normen zu untersuchen. Dabei hat sich herausgestellt, daß die nach den ausländischen Siebrezepten, wie sie in Tab. 1 u. 2 angegeben sind, zusammengesetzten Mineralmischungen einen recht geringen Hohlraum aufweisen, der etwa unseren deutschen Vorschriften entspricht, wenn Kalkfüller verwendet wird. Das läßt vermuten, daß die Anwendung der Siebrezpte ohne weiteres zu hohlraumarmen Mischungen führt. In der Abhandlung des Engländer Norman T a y l o r in der Zeitschrift „Society of Chemical Industry“ vom Dezember 1932 habe ich eine Bestätigung meiner Ansicht gefunden. Er sagt: „Der Erfolg der Richardsonschen

Standardmischung hat unzweifelhaft darauf beruht, daß die Füller- und Bitumenmenge zu einer Mischung mit niedrigem Hohlraumgehalt geführt hat, eine Tatsache, die damals nicht erkannt worden ist“.

Auch L a r r a n a g a vertritt in seinem schon 1926 erschienenen Werk „Successful Asphalt Pavement“ die Ansicht, daß die dichteste Mischung, bei der also der Hohlraum der Mineralmasse durch Bitumen nahezu ausgefüllt wird, die beste ist. Die Richtigkeit der deutschen Auffassung wird also immer mehr auch durch die Erfahrungen des Auslandes bestätigt.

Die zuvor erwähnte Tatsache, daß die ausländischen Mischungen mehr Bitumen aufnehmen können als die deutschen, wird dadurch zu erklären sein, daß im Auslande vielfach oder sogar meistens Zement als Füllstoff wegen seiner gleichmäßigen Mahlung benutzt wird. Zement als amorphes Gebilde lagert sich nicht so dicht, wie die in Deutschland meist benutzten Kalk-, Quarz- oder Schieferfüller. Infolgedessen haben die Mischungen, die auf dem gleichen Sande aufgebaut sind, mit Portlandzement einen größeren Hohlraum, als die mit Kalkfüller hergestellten. Infolgedessen können sie auch mehr Bitumen aufnehmen. Außerdem hat Zement eine größere Adsorption, wie aus der Abb. 1 hervorgeht; er verbraucht daher auch mehr Bitumen als Kalkfüller. Der auffällige Mehrbedarf an Bitumen der ausländischen Mischungen muß auf den Unterschied in der Art der verwendeten Füller zurückgeführt werden. Nach deutschen Erfahrungen hat der Kalkfüller eine günstige Verteilung verschiedener Korngrößen und trägt daher besser zur Raumaufüllung bei, eine Feststellung, die auch N. T a y l o r in seiner Abhandlung (s. o.) anführt.

Es ist nun die Frage noch zu beantworten, ob es Verfahren gibt, um im Laboratorium die Güte der Walzasphaltnmischungen prüfen und beurteilen zu können. Dieser Gegenstand ist sehr eingehend auf dem Public Works, Roads and Transport Kongreß in London im November 1933 verhandelt worden³. Ich möchte an dieser Stelle nur die Verfahren anführen, die dort in den verschiedenen Abhandlungen, die zu dieser Frage dem Kongreß vorgelegt worden sind, genannt sind.

Man unterscheidet chemische, physikalische und mechanische Prüfungen und solche auf Versuchsbahnen. Die chemischen Prüfungen werden meist nur an den einzelnen Stoffen vorgenommen; hier bestehen schon sehr eingehende Vorschriften (z. B. Din 1995/96). Als physikalische Prüfungen sind z. B. die auf Hohlraumgehalt, Wasserlagerung und Wasseraufnahme und Frostbeständigkeit anzusehen. Als mechanische Prüfungen, die nur an den Gemischen vorgenommen werden, sind die folgenden eingeführt. Die Namen geben die Anstalten an, die sich dieser Prüfungsarten bedienen.

Zugfestigkeit: Beckton (London); Tar und Ammonium Works; Charlottenburg; Technisches Untersuchungsamt; Stuttgart; Straßenbauversuchsanstalt.

Druckfestigkeit: Dieselben Anstalten; Str. V. St. wendet die Druckfestigkeit bei 20 und 40, bzw. 50° an.

Schlagfestigkeit: Tiefbauamt Stuttgart; Charlottenburg T. U.; Str. V. St.

Verformungsfestigkeit: Asphalt Institut New York; Experimental Road Harmondsworth (England); Str. V. St.

Eindringungstiefe (in Form von Stempeln oder Radfelgenstücken): Beckton; Harmondsworth; Charlottenburg T. U.; Str. V. St.

Sandstrahlgebläse: Beckton; Charlottenburg T. U.; Str. V. St.

Wenn auch noch manche Fragen ungeklärt sind, z. B. wie die Proben vorbereitet werden müssen, damit die Masse die gleiche Beschaffenheit aufweist, die sie in der Straßendecke hat, so muß ich aus meinen Erfahrungen feststellen, daß sowohl bei der Aufstellung von Vorschlägen für Straßenmischungen als auch bei der Nachprüfung von ausgebauten Deckenstücken neben der Analyse die mechanischen Prüfungen stets brauchbare Hinweise auf die

² Dr.-Ing. E. Neumann und Dr.-Ing. Wilhelm: Untersuchung der Adsorption der im Straßenbau verwendeten Gesteine. Mitteilungen der Str. V. St., Heft 4.

³ Neumann, E.: The Critical Examination of Bitumen Road's Materials.

Güte der Masse ergeben haben. Vor allen Dingen haben falsch zusammengesetzte Mischungen auch bei den mechanischen Prüfungen versagt.

Über die Beziehungen zwischen Druckfestigkeit und Verformungsfestigkeit habe ich bereits schon einmal Angaben in der VDI-Zeitschrift 1928, Heft 19 gemacht⁴. Nach meinen Feststellungen verlaufen in richtig zusammengesetzten Mischungen die Werte von Druckfestigkeit und Verformungsfestigkeit bei der gleichen Bitumenausfüllung des Hohlraumes der Mineralmasse gleichartig. Sie erreichen den Höchstwert bei fast dichter Mischung. Diese Feststellung wird jetzt auch von Norman Taylor in der schon genannten Abhandlung (s. o.) bestätigt. Auch er hat gefunden, daß der höchste Wert der Verformungsfestigkeit etwa bei

⁴ Das Verfahren ist in Neumann, „Neuzeitlicher Straßenbau“, II. Auflage, Julius Springer, Berlin 1932 beschrieben; s. a. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Straßenbau Stuttgart Nr. 1.

der dichtesten Mischung zu erreichen ist. Da auch Prevost Hubbard, der die Prüfung auf Verformungsfestigkeit eingeführt hat, bei seinen Untersuchungen gefunden hat, daß der Zustand der dichtesten Mischung das Maximum der Verformungsfestigkeit ergibt, so dürfte diese Tatsache keinem Zweifel mehr begegnen. Kann man annehmen, daß eine Mischung mit guter Verformungsfestigkeit auch eine brauchbare Straßendecke abgeben wird — nach den Erfahrungen von P. Hubbard in New York muß man das annehmen — dann kann man andererseits auch folgern, daß eine dichte Mischung vorhanden sein muß, wenn eine Decke Festigkeit aufweisen soll.

Es bestehen also immerhin schon einige brauchbare Erkenntnisse in der Zusammensetzung, Bewertung und materialtechnischen Beurteilung des Walzasphaltes und über Beziehungen zwischen Bitumen und Mineral, die immer mehr zugunsten der Anwendung des Walzasphaltes im Straßenbau sprechen.

GRUNDSÄTZLICHES ÜBER DEN TEERSTRASSENBAU.

Von Dr.-Ing. E. Herion.

Es ist als Gewinn der letzten Jahre zu verzeichnen, daß die Baustoffe und die Verfahren zu einer Vervollkommnung geführt wurden, die uns in wenigen Jahren den Vorsprung einholen ließ, den das Ausland nach der Kriegezeit im Straßenbau uns voraus hatte. Der Teerstraßenbau kann heute für sich in Anspruch nehmen, daß er durch die Entwicklung von Verfahren, die sich auf den besonderen Eigenschaften des Teeres als Straßenbaustoff aufbauen, mengen- und flächenmäßig in der Reihe der Straßenbauweisen mit an der Spitze steht. In allen deutschen Gauen und nicht zuletzt auch auf der staatlichen Versuchsstraße Braunschweig haben sich die Teerbeläge sehr gut bewährt.

Nach der Art der Ausführung gliedert man die Bauverfahren mit Teer in Spritzdecken und Mischdecken. Bei der ersten Gruppe wird der Teer von Hand oder mit Maschine auf den Schotter und Splitt aufgespritzt; bei der zweiten Gruppe wird das Gestein vor dem Einbau von Hand oder mit Maschine mit dem Bindemittel umhüllt.

Die gute Haftung des Teeres auch an nicht getrockneten, bruchfeuchten Steinen und seine Plastizität hat schon vor vielen Jahren dazu geführt, daß der Teer zur Staubbinding und zum Schutz der Oberfläche auf die vorhandenen wassergebundenen Decken aufgespritzt und mit Sand oder besser Splitt abgedeckt wurde. Diese Oberflächenteerungen, die 1,5—2,5 kg/m² Teer und 15—25 kg/m² Splitt erfordern, sind wohl flächenmäßig das verbreitetste Bauverfahren. Allein in Bayern werden jährlich etwa 8000 t Teer für Oberflächenteerungen verarbeitet. Die Oberflächenteerung ist für Verkehrsstärken bis 500 t noch wirtschaftlich und ermöglicht es den Straßenbauverwaltungen, mit verhältnismäßig wenig Mitteln den weiteren Zerfall der wassergebundenen Decke aufzuhalten; für leichten Verkehr ist sie auch als Dauerbefestigung ausreichend.

Die Tränkdecke ist eine Weiterbildung der Oberflächenbehandlung, indem bei Neuchaussierung auch die unteren Schotterlagen vor Aufbringen des Splitts mit Teer umhüllt werden. Bei Verwendung von etwa 3—4 kg Teer pro m² spricht man von einer Leichttränkung, bei größeren Mengen Teer — im allgemeinen 1 kg pro cm Deckenstärke — von Volltränkung. Schotter, Splitt und Teer werden in einzelnen Lagen und in einzelnen Arbeitsgängen eingebaut. Die innere Verspannung der Tränkdecke wird gewährleistet durch den Kornaufbau des Schotters und Splitts. Es ist Aufgabe des Bindemittels, durch seine Zwischenlagerung gleichsam als Schmiermittel eine enge Zusammenlagerung der Steine zu erleichtern, indem der Teer die Unebenheiten der Steinflächen ausgleicht. Die Teerumhüllung dämpft die Stoßbeanspruchung und verhindert eine Zerstörung und Abnutzung der einzelnen Steine durch die Reibung. Die Klebkraft des Bindemittels ist ausreichend, um ein Herausziehen oder Verschieben einzelner Steine

durch den Verkehr zu verhindern, und die Menge ist im allgemeinen so reichlich, daß auch bei Gesteinszertrümmerung in der Straßenoberfläche die sich neu bildenden Flächen und Gesteinskörner sich mit Teer umhüllen. Die Ausführung der Decke erfordert einige Sachkenntnis, damit die Menge des Teeres der Art des Gesteins und der Körnung angepaßt wird. Es sollen möglichst alle Flächen mit einem dicken Teerfilm umhüllt sein, doch soll nicht mehr Bindemittel aufgebracht werden, als nach endgültiger Komprimierung der Decke in den Hohlräumen noch Platz findet, damit der Teer nicht nach oben abgepreßt wird und die Straße im Sommer schmiert. Das Verfahren hat sich für Verkehrsbelastung bis 2000 t als sehr geeignet und als wirtschaftlich erwiesen. Wir besitzen in Rheinland und Westfalen sehr viele Tränkdecken aus der Vorkriegszeit, die auch heute noch gut erhalten sind¹. Das Verfahren ist einfach, bedingt gegenüber der wassergebundenen Chausseierung nur verhältnismäßig geringe Mehrkosten und hat sich auch heute überall da erhalten, wo Erfahrungen in der praktischen Ausführung von Tränkdecken vorhanden sind.

Durch das Mischen von Stein und Teer vor dem Einbau — Teermischmakadam — ist eine bessere Gewähr für die gleichmäßige Verteilung des Teeres und vor allem auch für die gleichmäßige Umhüllung der einzelnen Steine gegeben. Die Bindemittelmenge ist hier begrenzt durch die Haftmöglichkeit des warmen Teeres an dem warmen Stein. Sie ist bei rauher Oberfläche, wie beispielsweise Hochofenschlacke und Kalk, wesentlich höher als bei einem glatten Gestein, wie z. B. Basalt. Der dünnere Teerfilm erfordert eine dichtere Lagerung der Steine, damit die Hohlräume auf ein Mindestmaß herabgesetzt werden und die Klebkraft des Teeres sich in möglichst großer Fläche auswirkt. Der Aufbau der Decke erfolgt deshalb in einzelnen Schichten verschieden großer Körnung, wobei sich das kleinere Korn in die nach oben offenen Fugen des darunterliegenden gröberen Kornes einlagert. Es ist üblich, die Teermakadamdecke in zwei oder drei Schichten einzubauen, wobei bei der Zweischichtendecke die beiden Lagen in der Körnung 15/40 und 5/15 mm gebaut werden. Bei der Dreischichtendecke erhält die Splittlage noch eine Abdeckung aus geteertem Gesteinssand, Körnung 0—5 mm. Nach dem Zweischichten-System ist beispielsweise die Autostraße Bonn—Köln gebaut, nach dem Dreischichtensystem die Autobahn Köln—Düsseldorf, Umgehungsstraße bei Opladen. Die einzelnen Schichten fügen sich so dicht ineinander, daß nachträglich eine Trennschicht oder überhaupt der Schichteneinbau nicht mehr zu erkennen ist, wie die Aufnahme eines ausgebauten Deckenstückes bestätigt (Abb. 1). Um während der Komprimierung die nachteiligen Einwirkungen von Luft, Wasser und Schmutz auf den Teer möglichst auszuschalten, wird

¹ Der Teerstraßenbau, Heft 1, von Prov.-Baurat Großjohann und Baurat Klein-München.

die Oberfläche der Straße durch einen Teeranstrich oder durch Abdecken mit geteertem Gesteinsgrus (Teersand, Damman-Asphalt, Stampfmehl) abgedichtet. Die Fabrikation des Teermakadams erfolgt stets warm, der Einbau des Materials warm oder kalt je nach der Viskosität des Teeres.



Abb. 1. Termak - Dreischichtendecke Hamburg, Auf dem Veddel. Verlegt 1927. (Ausbaustück.)

Der Kalteinbau hat vor dem Heißverfahren große wirtschaftliche und technische Vorzüge. Sie liegen vor allem in der Fabrikation in ortsfesten Großanlagen in Verbindung mit der Gesteinsgewinnung und in der Unabhängigkeit des Einbaues von der Witterung und der Leistung der Maschine. Die Zusammensetzung des Teeres wird entsprechend der Temperatur so gewählt (Viskosität 30—80 sec), daß der Versand und Einbau kalt erfolgen kann. Die Deckenstärke richtet sich nach dem Verkehr und den verfügbaren Mitteln. Als leichte Befestigung kommt der Teppich in Frage und die Einstreudecke, bei mittlerem Verkehr eine Deckenstärke von 5 cm und bei starkem Verkehr 7 cm und darüber. Mit Rücksicht auf die rasche Einführung und gute Bewährung der Einstreudecken soll hier kurz auf die Ausführungen hingewiesen werden. Der ungeteerte Schotter, möglichst grobes, kubisches Korn, wird auf dem zuvor regulierten Planum in nicht zu dicker Schicht ausgebreitet. Der Schotter wird profilmäßig mit der Walze leicht angedrückt und in die noch offenen Fugen des Schotters ein fett geteertes Steinsplitt 5/10 bis 5/15 mm oder Teersand eingestreut. Nach gründlichem Abwalzen wird eine zweite Lage Teersplitt oder Teersand aufgebracht, die gleichsam als Teppich die Straße überzieht und in dem bereits eingebrachten Teersplitt eine gute Verankerung findet. Je mehr Teersplitt aufgebracht werden kann, desto besser ist die Haltbarkeit. Die Normmengen liegen bei 50—60 kg/m². Das Verfahren ist einfacher auszuführen als die Leichttränkung und weniger empfindlich gegen Witterung und Verschmutzung beim Einbau. Die Herstellungskosten liegen etwa 1 RM/m² über dem Preis einer gewöhnlichen wassergebundenen Chaussierung. Das Verfahren ist überall da wirtschaftlich, wo billiger Rohschotter zur Verfügung steht und eine Teermakadam-Aufbereitungsanlage örtlich nicht vorhanden ist.

Die Festigkeit aller Teermakadambeläge ist vor allem bedingt durch die Standfestigkeit des Gesteinsgerüsts, die ihrerseits abhängig ist von der dichten Zusammenlagerung und der würflichen Form der Steine. Durch den systematischen Aufbau der Decke wird erreicht, daß die Festigkeit der Teermakadamstraße fast unabhängig ist von der Zähigkeit des Teeres und sich auch ein Überschub an Bindemittel nicht in der Bildung von Wellen nachteilig auswirkt. Die endgültige Verdichtung und Festigkeit wird bei Teermakadambelagen nicht durch den Walzvorgang erreicht, sondern erst durch die Verkehrskomprimierung. Die Summe der inneren Kräfte ist hierbei von vornherein kein Festwert, sondern erfährt eine Änderung durch die Komprimierung und während derselben. Die Summe der inneren Kräfte, wie sie unmittelbar nach dem Einbau vorhanden ist, vermag bei der neugebauten Kompressionsdecke dem äußeren Kraftangriff noch nicht das Gleichgewicht zu halten. Durch die Verkehrsbelastung tritt infolgedessen eine Bewegung ein, die jedoch infolge der vorherrschenden lotrechten Komponente ein Zusammenpressen des Materials bewirkt. Durch dieses Zusammenpressen wird keine Zerstörung verursacht, da gleichzeitig als Folge des Zusammenpressens eine Steigerung der inneren Kräfte herbeigeführt wird. Durch die engere Zusammenlagerung der Mineralteilchen vergrößert sich die Fläche, in welcher sich die einzelnen Steinchen berühren und damit proportional die Klebkraft des Bindemittels (Klebkraft = spez. Adhäsion + spez. Kohäsion \times der Summe der Berührungsflächen). Ferner erhöht das Zusammenlagern den inneren Reibungswiderstand (Reibungs-

widerstand = dem Produkt aus Druck \times Reibungskoeffizient \times Fläche), und schließlich erfährt der Widerstand gegen Umlagerung eine Steigerung durch die dichtere ineinanderlagerung bis zu einer bestmöglichen endgültigen Verkeilung (Potentielle Verspannung). Für jede dieser inneren Widerstandskräfte ist bis zu einem gewissen Grade und bis zu einem Maximum eine Steigerung möglich.

Diese Kompressionsdecken (Kalteinbau), wozu neben den bereits erwähnten Verfahren wie Teermakadam, Teerstreu- und Teertränkmakadam noch der Damman-Asphalt gehört, stehen in gewissem Gegensatz zu dem Heißeinbau, dem Teerbeton, bei dem ein der Decke eigener innerer Widerstandsmaximalwert unmittelbar nach dem Einbau bereits vorhanden ist. Der Teerbeton ist eine in größerer Deckenstärke (2—5 cm) nach dem Hohlraumminimumprinzip zusammengesetzte feinkörnige Mincramasse, die durch das Bindemittel zusammengeklebt wird (Abb. 2). Die Unterscheidung in Schmier- und Klebmittel nach den Aufgaben des Teeres in der Kompressionsdecke und in Teerbeton, die in der



Abb. 2. Termakolit-Teerbeton auf Teermakadambinder (Ausbaustück).

Praxis durchgeführt wird, ist nicht ganz richtig, denn rein physikalisch wirkt der Teer bei den üblichen Zusätzen von 4—6 Gew.-% immer als Klebmittel auch bei den Teeren niedriger Viskosität, die im Kalteinbau üblich sind. Die normale Reibung der ungeteerten Steine wird durch das Bindemittel nicht herabgemindert, auch bei Damman-Asphalt nicht, obwohl das Patent sich wesentlich auf dieser Behauptung aufbaut. Schmierwirkung besteht nur bei einer Filmstärke, die wesentlich über dem normal üblichen Bindemittelzusatz liegt. Im Vergleich zu Zementbeton ist auch der Teerbeton keine absolut starre Decke, da er in geringem Maße nachkomprimiert. Die Aufgabe des Bindemittels und der Anteil der Eigenfestigkeit des Gesteinsgerüsts ist jedoch bei Teermakadam und Teerbeton so verschieden, daß es wohl berechtigt ist, in dem einen Falle von Gleitwirkung und Kompressionsdecke zu sprechen, im anderen Falle von Klebkraft und Betonverfahren. Der Tropfpunkt des Teerbetonteeres liegt im allgemeinen bei 40° und darüber, außerdem ist es üblich, unter den Begriff Teerbeton auch Teer-asphaltgemische bis 30% Asphaltzusatz zu verstehen, so daß es berechtigt ist, bei diesen Bindemitteln von einer Kittwirkung und Klebkraft zu sprechen.

Der Teerbeton gleicht in seinem Aufbau nach dem Hohlraumminimumprinzip aus Gesteinssanden (0—6 mm) mit Füllerszusatz am meisten den Asphaltverfahren. Die Verschiedenheit der Bindemittel bedingt jedoch auch hier wesentliche Unterschiede in dem Aufbau der Decke. Es gilt auch bei Teerbeton, durch die Kornform und Kornzusammensetzung des Gesteins größtmögliche Standfestigkeit zu erreichen. Damit scheidet die Sande als tragender Teil des Gesteinsgerüsts aus. Es gilt außerdem, ein Gestein zu verwenden, das durch die Komprimierung eine größtmögliche Dichte und Standfestigkeit ergibt. Die Menge Bindemittel ist so festzulegen, daß auch nach endgültiger Verdichtung noch ein geringer Prozentsatz Hohlräume vorhanden ist zur Aufnahme der größeren Wärmeausdehnung des Teeres im Sommer. Die Ausführung des Teerbetons erfolgt im allgemeinen in 2—3 cm Deckenstärke auf einer Binderschicht von 4—5 cm, wobei es infolge der verhältnismäßig niederen Einbautemperatur des Teerbetons (80—100°) möglich ist, den Binder bei geeigneter Kornzusammensetzung nach dem Kaltverfahren einzubauen. Damit wird das Teerbetonverfahren wesentlich verbilligt und der Baufortschritt

beschleunigt. Der Teerbeton läßt sich auch unmittelbar auf eine standfeste Chaussierung, ebene Beton- oder Pflasterdecken, auflegen, wobei es sich als zweckmäßig erwiesen hat, durch eine Vorteerung den Teerbetonbelag aufzukleben.

Sowohl Teerbeton wie auch vor allem Teermakadam sind infolge der Plastizität des Teeres sehr wenig empfindlich gegen alle Bewegungen, so daß die Teerdecken die Setzungen des Untergrundes, wie sie bei Straßenneubauten auf Dämmen möglich sind, ohne Schaden zu leiden mitmachen. Den Beweis hierfür geben die Befestigung des Nürburgrings mit ca. 20 km in Teermischmakadam, die Befestigung der Autostraße Bonn—Köln und der Umgehungsstraße bei Opladen (Abb. 3). Die Ausführungen auf der Avus-Berlin sowie der Neubau der Kraftwagenstraße Köln—Düsseldorf bei Opladen beweisen, daß es möglich ist, auch mit Walzdecken, insbe-



Abb. 3. Kraftwagenstraße Bonn-Köln. Aufbringen der Oberflächenbehandlung und Herstellen der Trennungstreifen. Baujahr 1931.

sondere bei Anwendung eines Straßenfertigers, eine planebene Fahrbahn zu bauen, die auch den größtmöglichen Geschwindigkeiten genügt. Die gefahrenen Geschwindigkeiten beweisen das. So erreichte auf der Avus im vorigen Jahre Czaykowski 221,2 km/Std.

Der Teerbeton hat sowohl auf der Avus wie auch bei den großen Ausführungen der Siedlungsverbandsstraßen im rheinisch-westfälischen Industriebezirk in vier und fünf Jahren keinerlei Unterhaltung und Pflege erfordert. Die Straßen sind alle in gleich gutem Zustande und es ist damit zu rechnen, daß die Haltbarkeit der Decken über die Lebensdauer von Teermakadam, die von Fachleuten bisher mit 20—25 Jahren angenommen wird, noch hinausgeht.

Die billige und einfach auszuführende Teermakadamdecke hat sich nicht nur bei uns in Deutschland, sondern auch in England, Frankreich, Holland und in der Schweiz bewährt und erfährt eine stetig steigende Anwendung. Die Tatsache, daß ein Teermakadambelag von 7 cm Deckenstärke, wie beispielsweise die Provinzialstraße Neuß—M.-Gladbach (Baujahr 1925), um nur ein Beispiel von vielen herauszustellen, bei einem Tagesverkehr von 3400 t bis heute nur eine Oberflächenbehandlung erfahren hat und damit an jährlichen Unterhaltungskosten 5—6 Pfg./m² verursacht, beweist genügend die Wirtschaftlichkeit und die Brauchbarkeit des Teeres im Straßenbau. Bei den Ausführungskosten von 3—3,50 RM/m² für die 7-cm-Decke (Material 140 kg/m²) und den seitens der Rheinprovinz auf Grund 7—8jähriger Beobachtung ermittelten Unterhaltungskosten werden nach Ablauf von 20 Jahren die Gesamtkosten einer solchen Straßendecke (ohne Zinsendienst) 4,60 bis 5,10 RM erreichen.

Der abschließende Bericht des Deutschen Straßenbauverbandes Braunschweig sagt über die Bewährung des auf der Versuchsstraße verlegten Teermakadams² (Dreischichtendecke):

„Ohne jeden Schaden hat die nach dem Kalteinbauverfahren hergestellte Termakdecke die Fahrperiode mit gemischtem Verkehr überstanden. Die Termakdecke ist die einzige Befestigungsart von den 1925 und 1927 eingebauten Decken, die ohne jede Unterhaltungskosten die Fahrperiode überstanden hat.“

² Denkschrift VII, Deutscher Straßenbauverband, Braunschweig, August 1930.

STRASSENDERCKEN IN IHREM VERHALTEN GEGEN EINFLÜSSE DER NATURKRÄFTE UND DES VERKEHRS.

Von Dr. Th. Temme, Berlin.

Der Bestand der modernen Straßenbauten wird durch verschiedene Einflüsse gefährdet.

An der Spitze stehen die Auswirkungen der klimatischen Verhältnisse. Regen, Frost, Feuchtigkeit, Wind und Trockenheit machen sich in ihrem ständigen Wechsel immer wieder als Zerstörung verursachend bemerkbar. Die Schutzmaßnahmen des Straßenbauers müssen deshalb darauf eingestellt sein, diese aus den Naturkräften resultierenden Einflüsse zu beherrschen.

Aber selbst die größten Vorsichtsmaßnahmen bieten nicht immer die sichere Gewähr, daß nicht durch Einflüsse, die außerhalb der menschlichen Kontrolle stehen, Zerstörungskräfte wirksam werden, die den Bestand der errichteten Bauten gefährden.

So bleibt es z. B. bez. der Herrichtung des Straßenunterbaues für den Straßenbauer immer wieder eine bedrückende Tatsache, daß der Boden im Straßenuntergrund je nach seiner Zusammensetzung den Grundwasserstand verschieden beeinflusst bzw. von diesem beeinflusst wird. Auch der meist sehr verschiedene Dichtigkeitsgrad der Böden ist hierauf und auf die weiteren Veränderungen des ursprünglichen Zustandes von erheblichem Einfluß. Unstabilität des Untergrundes, wie sie sich aus diesen Ursachen ergeben kann, bleibt aber auf die Lage der auf solchen Unterbauten hergestellten Straßenbefestigungen nicht ohne Einfluß. Veränderungen auch in der Lage der Straßendeckbauten, insbesondere in Aufschüttungen und bei solchen, die noch nicht lange fertiggestellt sind, dürften deshalb keine Seltenheit sein.

Die Vorteile der starren Straßenbefestigungen liegen vor allem in ihrem hohen Tragevermögen. Ihren ganzen

Eigenschaften nach zeigen sie sich aber nicht den Anforderungen gewachsen, die an sie bei einem Nachgeben und Absacken der Stützaugen im Straßenuntergrund gestellt werden. Sie versagen dann in all den Fällen, wo durch den Stoß oder Druck der Fahrzeuge Belastungskräfte hervorgerufen werden, die ihre Eigenfestigkeit überschreiten.

Die nachgiebigen Deckenkonstruktionen, zu denen vor allem die fugenlos aufgebauten Bitumen- und Teerstraßendecken gehören, sind auf Grund ihrer plastischen Verformbarkeit durch Bitumen oder Teer befähigt, bei Formveränderungen der Unterlagen nachzugeben und die Verbindung mit der Auflage immer aufrecht zu erhalten. Ohne irgendwie in ihrem Verbände gelockert zu werden, machen sie plastisch-elastisch die Formänderungen des Untergrundes mit.

Zwar zeigen sich bei den verschiedenen Konstruktionen des Teer- und Bitumenstraßenbaues gewisse Unterschiede hinsichtlich ihrer Verformungsmöglichkeit und Nachgiebigkeit. Von besonders großer Nachgiebigkeit sind die Makadamkonstruktionen, die aus einer stärkeren Unterschicht grobkörniger, mit Bindemittel vergossener bzw. umhüllter Steine und einer dünneren Oberschicht aus feinkörniger zusammengesetztem, mit Bindemittel umhülltem Steingemisch bestehen. Die gute Tragfähigkeit der nach dem Makadamprinzip aufgebauten bituminösen Straßenbeläge beruht auf einer festen Abstützung und Verspannung der einzelnen Steinkorn-elemente gegeneinander. Das in den Asphalt- und Teermakadambelägen benutzte Bindemittel ist vor allem in der ersten Zeit nach der Verlegung der Decken noch von großer Plastizität und Schmiegsamkeit. Jede Lagenänderung der einzelnen Teile des

Belags wird auf Grund der nicht starren Bindung zwischen den Steinen und des langen Wirksambleibens des Wiederverkittungsvermögens des Bindemittels, ohne daß Risse im Belag auftreten, ausgeglichen. Der Verkehr tut dazu das seinige und drückt bei Lockerung einer Bindung jedes Deckenteilchen bald wieder in eine stabile Verspannung. Das verhältnismäßig dickschichtig auf den einzelnen Steinkornelementen aufgetragene Bindemittel unterstützt dabei die Gleitbewegung der einzelnen Steinstückchen des Belags. Die alte in baufähigen, in ihrem Konstruktionsaufbau ähnlich zusammengesetzten Bitumen- und Teerdecken verhalten sich hierin absolut gleichartig. Auf die Dauer treten aber bei den Teerbelägen als Folge der Verdunstung von Ölteilen des Teerbindemittels Verhärtungen auf, die in ihrem Ablauf zu bedeutend starrerem Belägen führen, als es bei Verwendung des in seinen plastischen Eigenschaften beständigeren Bitumens möglich ist.

Alle offenen Deckenkonstruktionen, auch des feineren Körnungsaufbaues verhalten sich ähnlich wie die normalen Mischmakadambeläge. Die im Stadtstraßenbau und auch auf Landstraßen für größere Verkehrsbeanspruchung in Frage kommenden Asphaltbeton-, Sandasphalt-, Asphaltteer-, Teerbeton- und Teerasphaltdecken zeigen in bezug auf ihre plastische Nachgiebigkeit ein durchaus ähnliches Verhalten.

Allerdings haben die Schwierigkeiten in der Ausnutzung des dünnflüssigeren Teeres für die dicht zusammengesetzten Teerbetondecken dazu geführt, gewisse Vorsichtsmaßregeln im Aufbau der dafür in Frage kommenden Belagsmische vorzusehen. Es ist bei Verwendung des reinen Teeres und auch schon der Teerbitumengemische mit geringem Bitumengehalt nicht so leicht möglich, bindemittelreiche und damit stärker zugfeste und zugelastische Straßendecken von gleich guten sonstigen Eigenschaften herzustellen wie im Asphaltstraßenbau. Die bei Teerbeton für die Schaffung einer genügenden Standfestigkeit erforderliche Bindemittelarmut bildet dafür ein Hindernis. Ein gewisser Ausgleich dagegen liegt, solange die als Folge der Verdunstung oder sonstiger Veränderungen bei Teer auftretenden Verhärtungen noch nicht eingetreten sind, in der verhältnismäßig leichten Wiederverflüssigung des Teeres bei warmer Witterung, wodurch aufgetretene Ribstellen bei warmem Wetter wieder zur Rückverklebung kommen können. Im weiteren Verlauf der Veränderung des Teerbindemittels durch Verdunstung der Ölteile und als Folge der Oxydation durch den Luftsauerstoff usw. tritt aber auch hierfür ein Endpunkt ein, wo diese Regenerationsfähigkeit des Belags nicht mehr vorhanden ist.

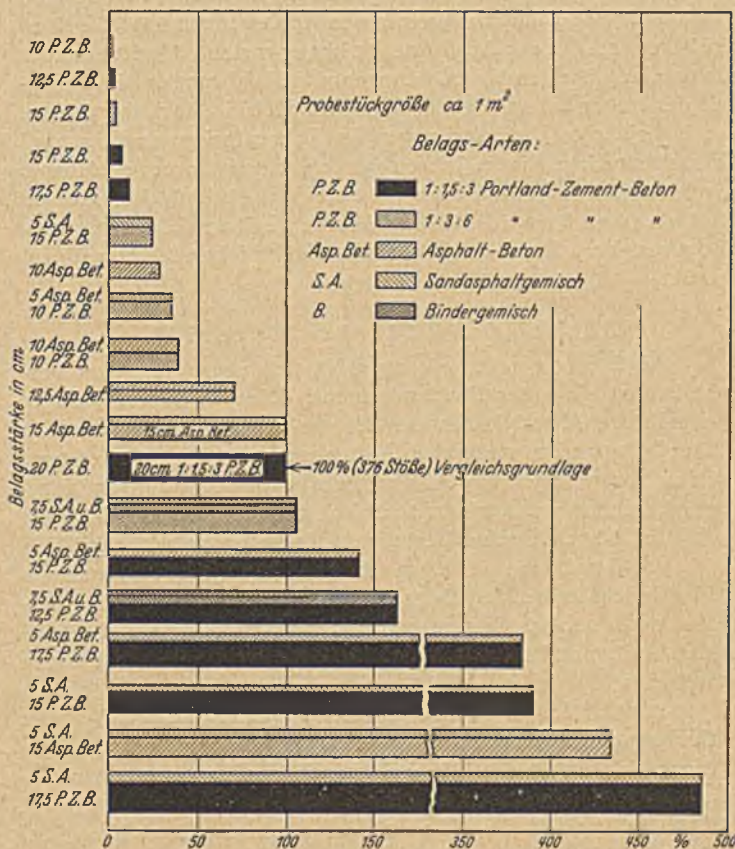
Zahlen über das Verhalten von dichten Bitumen- und Teerbelägen unter Zugbeanspruchung, die mit den Auswirkungen des Temperaturwechsels und mit den Lageveränderungen des Untergrundes in Vergleich zu stellen sind, enthalten die Veröffentlichungen der Zentralstelle für Asphalt- und Teerforschung.

Auch in der Praxis liegen für die besondere Leistungsfähigkeit der Bitumendecken bei Untergrundverlagerungen bestätigende Mitteilungen vor. So berichtete Stadtbaurat Wiethoff von Hamborn auf der Tagung des Asphaltausschusses der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau im April 1933 in Wiesbaden von einer Verbandstraße des Ruhr-Siedlungsverbandes in Duisburg-Hamborn, daß die auf der Straße 1926 aufgebrachte Steinschlagasphaltdecke bei augenfällig starken Absackungen des Unterbaues infolge bergbaulichen Bodensenkungen die dadurch entstandenen Zugbeanspruchungen mitgemacht hat.

Neben den Einflüssen der Naturkräfte kommen für den Bestand der Straßendecken die Beanspruchungen durch den Verkehr in Frage. Bei dem heutigen schweren Kraftwagenverkehr sind vor allem die Stöße der Wagenräder mit eine der Hauptursachen für die Zerstörung der Straßenbeläge. Diese Tatsache wurde überzeugend durch die verschiedenen Untersuchungen auf der Braunschweiger Versuchsstraße bewiesen.

Die Stoßkräfte des Verkehrs sind auch wirksam in Richtung auf eine Zertrümmerung der Beläge.

In der Zeitschrift „Der Straßenbau“ (1929) Heft 15 teilt der Verfasser dieser Zeilen Meßergebnisse über die Haltbarkeit von Asphalt-, Zementbetondecken und Asphaltdeckschichten auf Betonunterbau bei Stoßbeanspruchungen mit. Nach dem zitierten Bericht wurden Belagsproben von je 1 m² Größe auf einen gewalzten Schlackenuntergrund der Untersuchung unterzogen. Bei der Prüfung der Beläge bediente man sich einer Fallmaschine, bei der eine 56,75 kg schwere eiserne Kugel aus einer Höhe von 5 cm 30 mal in der Minute auf die Mitte der Platte fallen gelassen wurde. Wenn bei der Untersuchung auch nach 1000 Schlägen kein Bruch des Belags auftrat, wurde die Fallhöhe der Kugel um 2 1/2 cm erhöht und jeweilig nach weiteren 200 Schlägen um nochmals 2 1/2 cm. Dies wurde solange fortgesetzt, bis ein Bruch auf dem Probestück zu erkennen war. In allen Fällen wurde als Ende des Versuchs der Moment angesehen, wo die erste Bruchstelle auf der Probe zu bemerken war. Im Falle der mehrschichtigen Beläge (Asphalt auf Beton) wurde als Ende des Versuchs der Moment gerechnet, wo der erste Riß in der Betonunterlage auftrat. In all den Fällen, wo der Stoßversuch noch über diesen Punkt hinaus durchgeführt worden ist, konnte beobachtet werden, daß ein Bruch der Asphaltdecklage erst lange Zeit nach dem Eintreten des Bruches in der Betonunterlage auftrat. Aus der Zeich-



nung ist zahlenmäßig und schematisch der Widerstand der verschiedenen geprüften Straßenbelagsarten gegen die Stoßauswirkungen zu erkennen. Als Materialzusammensetzung für die Zementbetonstücke wählte man die Mischungen 1 : 3 : 6 und 1 : 1 1/2 : 3. Die einzelnen Betonstücke wurden nach ihrer Herstellung mit feuchtem Sand zur Sicherung des Abbindens überdeckt und teils nach 28 Tagen, in einigen Fällen aber auch etwas später geprüft. Auf einigen der Zementbetonplatten wurden noch Asphaltdeckschichten aufgebracht. Hiervon war ein Teil aus Sandasphalt mit 5 cm Stärke. Andere Betonstücke hatten eine Asphaltauflage erhalten, die aus 2 1/2 oder 3 3/4 oder 5 cm starker Asphaltbinderschicht mit 2 1/2 bzw. 3 3/4 cm starker Asphaltdeckschicht bestand. Daneben wurden reine Asphaltbetonplatten und solche, die nur aus Asphaltbinder (Asphaltbeton) mit Sandasphaltdeckschicht bestanden, geprüft.

Die Resultate von Untersuchungen bestätigen auch die in der

Praxis gemachte Erfahrung, daß oft relativ dünne Asphaltdeckschichten auf festen Unterlagen starrer Konstruktion selbst schwerstem Kraftwagenverkehr einen ausgezeichneten Widerstand entgegenstellen können und daß Zementbeton durch solche Auflagen wirksam geschützt wird.

An diesen durch jahrelange Wegebaupraxis bestätigten Tatsachen wird man auch fernerhin nicht bei den Entscheidungen hinsichtlich der Straßenbauanlage vorübergehen können. Ob man den Schutz von Zementbeton gegen die auf ihn schneller wirk-

samen Kräfte der Zerstörung durch den Fahrzeugverkehr nun von vornherein oder erst für später vorsieht, bleibt eine Frage, für deren Entscheidung in dem einen oder anderen Sinne die örtlichen Verhältnisse mitsprechen werden.

Mit der Tatsache, daß Asphaltdeckschichten vor den Gefahren, die aus der Verkehrsauswirkung und den sonstigen Beanspruchungen durch innere Zugspannungen für die Bewährung der Beläge resultieren, in wirksamster Weise schützen können, wird man rechnen müssen.

ERFAHRUNGEN MIT BETONSTRASSEN.

Von E. Probst, Karlsruhe.

Seit mehr als 20 Jahren bestehen in verschiedenen Ländern der Erde Betonstraßen, die Gelegenheit gaben für Beobachtungen und die Sammlung von Erfahrungen.

Man kennt mancherlei Studien in Laboratorien und Versuche an mehr oder minder großen Probestraßen mit Betondecken, die nach verschiedenen Gesichtspunkten ausgeführt wurden. Die Verwendung von verschiedenartig zusammengesetztem Betonmaterial, die Mannigfaltigkeit der angewendeten Deckenkonstruktionen lassen zwar eine Einheitlichkeit in den Auffassungen über die Konstruktion und Art der Ausführung nicht erwarten. Man kann aber aus den langjährigen Beobachtungen und Erfahrungen die Gültigkeit der bisher bekannt gewordenen Richtlinien überprüfen.

Mehrjährige Untersuchungen im Laboratorium und an zwei Versuchsstrecken, die im Jahre 1930 abgeschlossen wurden, führten zur Aufstellung von derartigen Richtlinien¹ für den Bau von Betonstraßen, die sich auf Material und Konstruktion beziehen. Ihr wesentlicher Inhalt ist im folgenden zusammengefaßt:

Richtlinien für das Material:

Als Bindemittel empfiehlt sich unter normalen Verhältnissen ein guter Portlandzement. Die mit diesem Zement erreichbaren Festigkeiten des Betons genügen allen an einen Straßenbeton zu stellenden Anforderungen. Die Verwendung eines hochwertigen Portlandzements erscheint nur dann angezeigt, wenn aus verkehrstechnisch-wirtschaftlichen Gründen eine frühhochverschleißfeste Betondecke angestrebt wird.

Als Grobzuschlagmaterial kann jeder einwandfreie Fluß- oder Grubenkies ebensogut wie Bruchgut verwendet werden, wenn nur das Gesteinsmaterial genügend Härte und Zähigkeit besitzt und nicht allzu viele flache bzw. splittige Formen aufweist.

Als Feinzuschlag von 0—5 mm ist Fluß- oder Grubensand gebrochenen Sanden vorzuziehen, da das gebrochene Feingut den Wasseranspruch zur Erzielung einer verarbeitbaren Konsistenz sehr stark erhöht.

Das größte Korn der Grobzuschläge kann bei Deckenstärken bis herab zu 10 cm einen maximalen Durchmesser bis zu etwa 35 mm haben, vorausgesetzt, daß keine Bewehrung der Betonplatten vorgesehen ist. Je größer das maximale Korn gehalten wird, d. h. je gröber der Beton ist, desto geringer wird unter sonst gleichen Verhältnissen seine Abnutzung sein.

Bei Verwendung von Kiessand soll der Sandgehalt (0 bis 5 mm) der Kornzusammensetzung mindestens 38—40%, höchstens aber 50% betragen; bei Verwendung von Grubensandschotter dagegen mindestens 45% und höchstens 55%. (Die Angaben der Hunderteile verstehen sich in Gewichtsprozenten der trockenen Zuschlagstoffe.) Bei der Kornzusammensetzung des Sandes ist darauf zu achten, daß sein Gehalt an Staub-

feinem bis 0,3 mm 10—12% des gesamten Zuschlags nicht übersteigt.

Der Wasserzusatz ist so zu bemessen, daß ein Beton von gut plastischer Konsistenz entsteht.

Wird die Kornzusammensetzung nach den angegebenen Richtlinien gewählt, so kann mit einer Zementmenge von 270 bis 300 kg/m³ fertigen Beton, d. h. mit einem Mischungsverhältnis von 1 : 5 bis 1 : 6 in Raumteilen bzw. von 1 : 7 bis 1 : 8 in Gewichtsteilen ein Beton erzielt werden, der allen Anforderungen, die an einen guten Straßenbeton zu stellen sind, gerecht wird. Unter diesen Verhältnissen wird man mit einem Wasserzusatz von 6,5 bis 8,5% des Trockengemenges bei Verwendung von Kiessand bzw. Grubensandschotter als Zuschlagmaterial auszukommen trachten. Der Wasserzementfaktor für Kiessandbeton schwankt zwischen 0,55 und 0,65, für den Grubensandschotterbeton aber zwischen 0,65 und 0,75.

Richtlinien für die Konstruktion der Betonstraßendecken:

Wo die Anordnung eines zweischichtigen Straßenquerschnittes mit einer unteren mageren Tragschicht und einer oberen Verschleißschicht in Betracht kommt, sollte man die Oberschicht nicht als fette Mörtelschicht, sondern nach denselben Richtlinien wie für eine einschichtige Straßendecke ausbilden.

Von größter Bedeutung für die Güte einer Betonstraßendecke ist eine sorgfältige, genügend lang anhaltende Nachbehandlung des erhärteten Betons, sei es durch Besanden, fortlaufendes Annässen oder durch Einteichen der ganzen Straßendecke. Ein Ersatz der Nachbehandlung des frischen Betons durch einen Anstrich mit hygroskopischen Chemikalien sollte nur dort in Anwendung kommen, wo die Beschaffung des nötigen Wassers wirtschaftlich nicht vertretbare Kosten verursachen würde.

Bei Betonstraßenbauten empfiehlt sich entsprechend den Volumenveränderungen des Materials die Anordnung von Quersammenziehungs- bzw. Querausdehnungsfugen in regelmäßigen Abständen zur Vermeidung unregelmäßiger, wilder Rissebildungen. Dabei sind die Quersammenziehungsfugen, die verhindern sollen, daß die Zugfestigkeit des Betons infolge von Volumenverkleinerungen überschritten wird, in entsprechend kleineren Abständen vorzusehen, als die Querausdehnungsfugen. Der Abstand der Ausdehnungsfugen kann etwa das 6—7fache des Abstandes der Quersammenziehungsfugen betragen.

Eine Ausbildung sämtlicher Fugen als Preßfugen, d. h. als Fugen, die nur eine Zusammenziehung des Betons zwanglos gestatten, empfiehlt sich nicht, da mit Ausdehnungen des Betons über sein Anfangsvolumen zu rechnen ist, die im Laufe der Zeit zu Zerstörungen der Fugenränder und anderen Beschädigungen der Straßenplatten führen.

Die Querdehnungsfugen erhalten einen Fugenspalt, der mit einem möglichst zähen, elastischen Fugenfüllmaterial

¹ Siehe „Probleme des Betonstraßenbaues. Untersuchungen im Laboratorium und an zwei Versuchsstrecken“ von E. Probst und H. Brandt. Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 1928.

so auszugießen ist, daß gleichzeitig ein gewisser Kantenschutz der beiden Plattenränder gewährleistet ist.

Mit dem F u g e n a b s t a n d kann man bei den deutschen klimatischen Verhältnissen bis zu 20 m gehen, ohne Rissebildungen befürchten zu müssen, wenn man einerseits die Auswahl der Materialien, des Mischungsverhältnisses und des Wasserzusatzes so trifft, daß möglichst geringe Volumenveränderungen zu erwarten sind. Maßnahmen, die in dieser Hinsicht Erfolg versprechen, sind die Verminderung der Reibung der Betonplatte auf der Unterlage durch genügend sorgfältige Vorbereitung des Untergrundes vor dem Bau der Straße, sowie die Unterteilung der Betonplatten durch eine Längsfuge in Straßenmitte. Diese letztere Maßnahme empfiehlt sich in sämtlichen Fällen, wo die Straßenbreite mehr als 6 m beträgt. Dabei ist die Preßausbildung der L ä n g s f u g e in Straßenmitte zweckmäßig.

Wird der Abstand der Quersammenziehungen mit im Mittel 15 m gewählt, so können die Querausdehnungsfugen in Abständen bis zu 100 m angeordnet werden.

Sorgfältigste Beachtung aller durch die neuere Materialforschung gewonnenen Erkenntnisse und Erfahrungen bieten die beste Gewähr für die Verminderung der Rissebildung. Bei unseren klimatischen Verhältnissen empfiehlt es sich nicht, in der Zeit vom 15. Oktober bis zum 1. April mit dem Bau von größeren Betonstraßendecken zu b e g i n n e n.

Alle bisherigen Erfahrungen bestätigen die Gültigkeit dieser Richtlinien, wie der Verfasser durch einige Beobachtungen und Beispiele aus neuester Zeit veranschaulichen will.

In D e u t s c h l a n d sind während der letzten Jahre eine Reihe von ein- und zweischichtigen Betonstraßendecken, u. a. die sog. Zementschotterstraßen, ausgeführt worden. Letztere kann als eine zweischichtige Decke angesehen werden, bei der als obere Schicht nach einem besonderen Verfahren der gröbere Schotterzuschlag in das weiche Mörtelbett eingewalzt wird. Alle Ausführungen haben b i s h e r noch den Charakter von Probestrecken, die allerdings die Vorzüge und Mängel der angewandten Methoden erkennen lassen.

Betonstraßen, wie die italienischen Autostraßen und die große Zahl der Hunderte von Kilometern langen Betonstraßen Nordamerikas bieten größere Möglichkeiten, den Wert der aufgestellten Richtlinien nachzuprüfen. Über die letztgenannten habe ich zuletzt im Jahre 1930 im „Bauingenieur“ berichtet.

Einige italienische Straßen konnte ich im Dezember 1933 unter der freundlichen Anleitung und Begleitung von Professor V a n d o n e in Mailand besuchen. Unter diesen möchte ich die fast 50 km lange Autostraße M a i l a n d — B e r g a m o und die Versuchsstrecke von B i n a s c o ² nennen.



Abb. 1a. Rißbildung infolge fehlender Längsfugen.

Zwei charakteristische Abbildungen zeigen die Bedeutung der L ä n g s f u g e n. Wo diese fehlen (Abb. 1 a), bilden sich wilde Risse in der Straßendecke, die im Laufe der Jahre zu umfassenden

Ausbesserungsarbeiten führen mußten. (In der Mitte sind schwarze Führungsstriche zu sehen, die den Verkehr nach beiden Richtungen regeln sollen.) Dagegen war in Abb. 1 b bei Vorhandensein von Längsfugen keinerlei nennenswerte Rißbildung der gleichen Art zu sehen. Diese Nebeneinanderstellung kann als praktischer Beweis für die Notwendigkeit der Anordnung von Längsfugen angesehen werden, die bei Ausführungen in anderen Ländern, die ich



Abb. 1b. Längs- und Querfugen.

besichtigen konnte, noch nicht anerkannt wird. Je breiter die Straße ist, desto notwendiger ist die Längsfuge. Die Ausbildung der Querdehnungsfugen bietet nach den italienischen Erfahrungen keine Schwierigkeiten, wenn das Fugenmaterial möglichst zäh und elastisch ist und von Zeit zu Zeit wieder nachgefüllt wird.

Ein Beispiel einer Fugenausbildung bei der Via Aurelia bei Rom zeigt Abb. 2. Die zweischichtige Decke in der Stärke von 12 cm erhält Eisenanker quer zur 1 cm starken Fuge, die im unteren

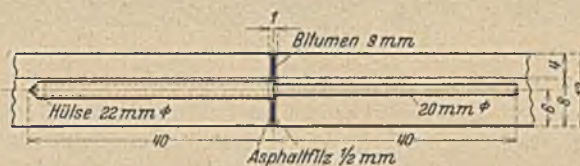


Abb. 2. Konstruktion der Fugen bei der Via Aurelia bei Rom.

Teile aus Asphaltfilz und im oberen Teil aus Bitumen besteht. In diesem Falle wurden die Längsfugen in gleicher Weise hergestellt. Bei anderen Deckentypen wurden die Fugenränder ebenso verstärkt wie die Straßenränder.

Das Fugenfüllmaterial sollte immer elastisch und an der Oberfläche leicht ersetzbar sein, wie die Erfahrung lehrt.

Die Frage nach der S t ä r k e der B e t o n d e c k e kann nur im Zusammenhang mit der Fundierung beantwortet werden. Es ist erklärlich, daß man bei unnachgiebigen Fundierungen mit 4—5 cm starken oberen Betonschichten gute Erfahrungen gemacht hat, während man bei etwas nachgiebigem Untergrund bei Deckenstärken von 12—15 cm Rissebildungen nicht vermeiden konnte. Sonach wird es notwendig sein, die Stärke der Decke auf Grund der bisherigen Erfahrungen der mehr- oder minder großen Nachgiebigkeit des Untergrundes anzupassen.

Die Güte des B e t o n materials ist eine wesentliche Voraussetzung für die Güte und Dauerhaftigkeit der Betonstraßen, wie alle Erfahrungen bestätigen. Die Frage der Z e m e n t m e n g e wurde von dem Mailänder Forschungsinstitut eingehend geprüft. Vergleichende Untersuchungen mit verschiedenen Betonarten bei 300—500 kg Zementgehalt haben bei Verwendung für Straßendecken keine nennenswerten Verschiedenheiten gezeigt, solange die Zusammensetzung in bezug auf das Zuschlagmaterial und den Wasserzusatz die gleichen günstigen Bedingungen erfüllte. Gleichen Zementgehalt vorausgesetzt, wird die Betondecke die beste sein, bei der die Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials ebenso wie die eine gute Verarbeitbarkeit gerade noch gewährleistende Mindestmenge Anmachwassers eine entsprechende Widerstandsfähigkeit insbesondere gegen eine zu rasche Abnutzung erwarten lassen. Da der Zementgehalt die Kosten stark beeinflußt, so kann

² Siehe Bericht von B r a n d t: „Bauingenieur“ (1934) Heft 11/12.

auch aus den neueren italienischen Erfahrungen gefolgert werden, daß bei günstiger Zusammensetzung der anderen Bestandteile des Betons der in den Richtlinien empfohlene Zementgehalt von 275—300 kg genügt, ja als Vorteil anzusehen ist, weil er den Volumenveränderungen beim Erhärten weniger stark ausgesetzt ist, als ein zementreicherer Beton.

Bei Besichtigung verschiedener Betonstraßen habe ich versucht, den Ursachen der mehr oder minder starken *A b n u t z u n g* der Straßendecken nachzugehen. Wo die Oberfläche infolge eines zu feinkörnigen Zuschlagmaterials (Mörtel oder Beton mit wenig grobem Korn), oder wegen des Herstellungsverfahrens glatt war, konnte bei Regen ein Gleiten der Kraftwagen nicht verhindert werden. Bei griffigen Oberflächen, wo die obere Betonschicht mit Grobzuschlag gut durchsetzt war, bestand keine Gleitgefahr; außerdem war die Abnutzung in diesem Falle wesentlich geringer, was bei starkem Verkehr mit eisenbereiften Fahrzeugen augenfällig in Erscheinung trat. An einer der verkehrsreichsten Stellen in Paris konnte ich ein Stück einer 10 Jahre alten Betonstraßendecke sehen, deren Oberfläche keinerlei Mängel erkennen ließ. Allerdings war die grobkörnige Oberfläche sehr griffig und der harte Steinschlag war vom Mörtel gut umhüllt.

Die Frage der *O b e r f l ä c h e n*behandlung von Betonstraßendecken erfordert die größte Aufmerksamkeit. Eine günstige Zusammensetzung der Bestandteile mit einem möglichst geringen Wasserzusatz, der gerade noch einen plastischen (nicht zu trockenen), in seinem Gefüge mit Grobzuschlag gleichmäßig durchsetzten Beton gibt, bleibt die wichtigste Voraussetzung.

Sodann ist eine geeignete Verarbeitungsweise erforderlich. Bei französischen Straßenbauten wird häufig das Vibrationsverfahren angewandt, bei dem ein Stampfen oder Walzen der Straßendecke mit Hilfe besonders eingerichteter Apparate erfolgt (Abb. 3a). In dem einen Fall (rechts) sind auf einem eisernen Γ -Träger oben drei Erschütterungserreger angebracht, die mit Hilfe von komprimierter Luft oder elektrisch betrieben werden. In dem zweiten Fall (links) ist die Vibriervorrichtung im Inneren der Walze. Die zweischichtige Straßendecke, die je nach der Größe des Verkehrs



Abb. 3a. Zwei verschiedene Vibrationsverfahren.

15—20 cm stark ist, besteht in der Grundsicht aus einer mageren, in der oberen Schicht aus einer zementreicheren, plastischen Betonmischung mit einem harten Grobzuschlag (Porphyr, Granit usw.). Durch Anwendung des Vibrierfahrens wird die Straßenoberfläche zunächst von einer dünnen Mörtelschicht bedeckt sein, die im Laufe der Zeit durch den Verkehr soweit abgenutzt wird, daß die erwünschte griffige Oberfläche entsteht. Wegen des durch die gute Verteilung des von Mörtel umhüllten Grobzuschlags bedingten

Aussehens der Oberfläche (Abb. 3 b) wird der Beton „Mosaikbeton“ genannt.



Abb. 3b. Griffige Oberfläche bei Betonstraßen.

Die vielfach im Betonstraßenbau angewendeten bekannten Straßenfertiger, die mit der Profilgebung ein Stampfen oder Abwalzen vereinigen, werden um so zweckmäßiger sein, je vollkommener sie die Behandlung der ganzen Fläche bis an die äußersten Ränder erfassen. Sie müssen außerdem eine plastische Konsistenz (weder zu naß noch zu trocken) zulassen, damit die obere Deckenschicht ein homogenes Gefüge erhält und die Straßenoberfläche griffig hergestellt werden kann.

Mit den vorstehenden Ausführungen war beabsichtigt, an Hand von Beobachtungen und Erfahrungen aus der letzten Zeit die vor vier Jahren gewonnenen Erkenntnisse nachzuprüfen. So verschieden auch die Ausführungsmethoden sind, die bei dem Bau von Betonstraßen angewandt werden, so gemeinsam sind die Ursachen gewisser Mängel, die selbst bei sorgfältiger Ausführung zu beobachten sind.

Die an manchen Betonstraßen festgestellten stärkeren Abnutzungen sind fast immer einwandfrei auf zu nasse Verarbeitung des Betons, auf den Mangel an hartem, gut verteiltem Grobzuschlag oder auf einen Überschuß von zu feinem Sandmaterial zurückzuführen. Eine zu trockene Verarbeitung führt unter den gleichen Verhältnissen selbst bei bester Stampfarbeit (z. B. durch Preßluftstampfer) zu glatten Oberflächen und damit zu einer geringeren Sicherheit gegen Gleiten.

Kleine Risse, die infolge der Eigenheiten von Beton entstehen, geben zu Bedenken keinen Anlaß. Größere, wilde Ribbildungen können durch geeignetes Material, durch sachgemäße Nachbehandlung nach der Verarbeitung und durch *k o n s t r u k t i v e* Maßnahmen vermieden oder unschädlich gemacht werden. Neben guter Fundierung und Entwässerung darf bei der Konstruktion von Betonstraßendecken die Anordnung von Quer- und Längsfugen im Sinne der eingangs niedergelegten Richtlinien nicht übersehen werden.

DIE NEUERE ENTWICKLUNG DER STRASSENBAUMASCHINEN UND VORRICHTUNGEN.

Von Dr.-Ing. A. Bonwetsch (VDI),

ständiger Assistent am Lehrstuhl für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin.

Übersicht: Maschinen- und Handarbeit. Verwendung von Maschinen beim Vorbereiten und Festlegen des Straßenkörpers. Hilfsmaschinen für den Betonstraßenbau. Die neueren Geräte für den Teer- und Asphaltmakadam-Straßenbau. Die Stampfasphaltstraßen.

Wohl nur selten war das Problem — Maschinen- oder Handarbeit — so umstritten, wie zur Zeit, wo der Wille, möglichst viele Volksgenossen von der Geißel der Arbeitslosigkeit zu befreien, durch die Schaffung neuer Arbeitsmöglichkeiten in einem bisher ungeahnten Maße weite Bahnen geöffnet hat.

Welche Ziele verfolgte denn in der Nachkriegszeit die immer mehr fortschreitende Mechanisierung insbesondere im Bauwesen, was waren ihre Ursachen und ihre Wirkungen?

Zwei Ursachen von maßgebender Bedeutung scheinen vorzuliegen: Erstens war es ein gewisser unleugbarer Nachahmungstrieb, der, angeregt durch die ungeheuren Erfolge der Maschine in den Vereinigten Staaten von Nordamerika nahezu auf allen Gebieten teils berechtigt, teils unberechtigt in der Maschine das alleinige Mittel sah, wirtschaftliche Vorteile zu erringen und damit zu einer Überbewertung der Maschine führte. Zweitens darf die frühere unglückliche Lohnpolitik nicht vergessen werden.

Die starke Vorbelastung der Maschinenarbeit durch die festen Kosten, wie Transport, Auf- und Abbau, Abschreibung und Verzinsung des Anlagekapitals ergibt für die Maschinenarbeit bei geringen Gesamtleistungen gegenüber der Handarbeit meist höhere Gestehungskosten. Erst bei größeren Leistungen setzt infolge der geringeren variablen Kosten (Betriebskosten) die Überlegenheit der Maschine ein. Es braucht nicht bewiesen zu werden, daß gesteigerte Löhne die Wettbewerbsfähigkeit der Maschine erhöhen und zu einer verstärkten Mechanisierung Anreiz bieten.

Hieraus ergibt sich, daß, eine bestimmte Lohnhöhe vorausgesetzt, für den wirtschaftlichen Einsatz jeder Maschinenarbeit stets eine untere Grenze durch das Ausmaß der Arbeit gesetzt wird.

Solange für die Entscheidung, ob Hand- oder Maschinenarbeit anzuwenden ist, nur der Gesichtspunkt des rein materiellen Vorteiles des Unternehmers maßgebend war, konnte dabei die Entscheidung im allgemeinen nicht schwer fallen.

Auf der anderen Seite besteht aber auch für die Anwendung der Handarbeit eine natürliche Grenze, die unabhängig von dem Arbeitsvolumen und nicht durch die Beantwortung der Frage nach billigeren Herstellungskosten gezogen ist. Handarbeit hat überall dort zu unterbleiben, wo die Güte des Maschinenerzeugnisses von Hand nicht erreicht werden kann.

Diese zwei Gesichtspunkte werden wie in der Vergangenheit so auch in Zukunft neben den sonstigen Überlegungen stets die notwendige Beachtung finden müssen. Vielleicht am deutlichsten treten sie im Baugewerbe und insbesondere im Straßenbau in Erscheinung. Ein kurzer Vergleich der amerikanischen und deutschen Verhältnisse gibt hierzu einen überzeugenden Aufschluß.

Während in den Vereinigten Staaten allein an Betonstraßen in den Jahren 1929 rd. 117, 1930 rd. 122, 1931 rd. 113 und 1932 trotz einsetzender Wirtschaftskrise immer noch rd. 91 Mill. m² gebaut wurden, bewegten sich die entsprechenden Zahlen für Deutschland in der Größenordnung von rd. 0,5, 0,5, 0,47 und 0,39 Mill. m² [1]. Es ist demnach auch kein Zufall oder keine Rückständigkeit der deutschen Technik, daß z. B. für die Vorbereitung des Straßenplans alle die vielseitigen in Amerika angesetzten Bagger, Scraper, Subgrader usw. im deutschen Straßenbau trotz stark entwickelter Mechanisierung nur geringe Verwendung fanden und voraussichtlich in absehbarer Zeit sogar noch weniger eingesetzt werden. Erstens, weil inzwischen die Löhne eine merkwürdige Senkung erfahren haben und zweitens, weil neben rein wirtschaftlichen Überlegungen das soziale Moment heute viel mehr Beachtung findet als noch etwa vor knapp einem Jahr.

Nur dort, wo beispielsweise die Straße tiefe Einschnitte in schwerstem Boden oder gar Fels erfordert, wird man in Deutschland auch heutzutage auf den Einsatz von Löffelbaggern evtl. im Zusammenhang mit Preßluft- und Sprengbetrieb nicht gut verzichten können. Allerdings wird man sich dabei im wesentlichen auf die Verwendung der inzwischen auch in Deutschland außerordentlich hochgezüchteten Universal-Kleinlöffelbagger auf Raupenfahrwerk beschränken. Dieses Gerät mit etwa 0,5 m³ Löffelinhalt ist in betriebsfähigem Zustand bahnverladbar und besitzt, ausgerüstet mit Dieselmotoren, die im Straßenbau ganz besonders erforderliche Freizügigkeit (Abb. 1). Selbst

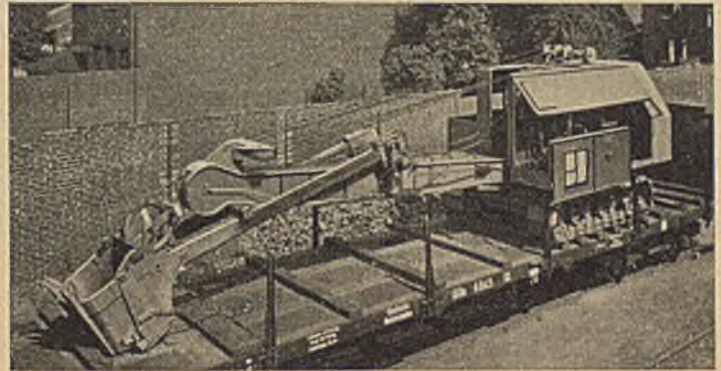


Abb. 1. Kleinlöffelbagger mit Dieselantrieb Type E 20 der Demag A.-G., Duisburg.

bei Handbetrieb wird man für die Erdbewegung bei kürzerer Horizontalförderung auch heute meist auf leichte Rahmengleise und leichte Muldenkipper zurückgreifen. Daß bei geringen Löhnen auch die heutige Zeit noch andere wettbewerbsfähige, nicht mechanisierte Fördermittel kennt, zeigt das Beispiel des Baues der Groß-Wasserkraftanlage Dnjeprostroj, bei dem rd. 100 000 m³ Bodenaushub mit kleinen $\frac{1}{3}$ m³ fassenden einspannigen Pferdefuhrwerken bewältigt wurden [2].

Während somit für die Erdbewegungen im Straßenbau, wenigstens im Gebiet der mitteldeutschen Tiefebene, die Handarbeit mit Erfolg angesetzt werden kann, scheidet reine Handarbeit bei der Festlegung des Straßenkörpers aus. Besteht die Möglichkeit, den vorbereiteten Untergrund, insbesondere die im Auftrag anzulegenden Straßenteile einzuschlämmen oder längere Zeit, etwa 8—12 Monate, ruhen zu lassen, so erfordert er kaum eine Nacharbeit. Anders verhält es sich, wenn die Straße in kurzer Zeit fertiggestellt und dem Verkehr übergeben werden soll. Um spätere Senkungen zu vermeiden, ist an Stellen solcher Aufschüttungen eine Festlegung wohl nur mit schweren Maschinen durchführbar. Hier hat sich das Stampfen als besonders wirkungsvoll erwiesen und hat zu der Schaffung einer Anzahl von Geräten geführt, wie z. B. Freifallstampfern in Verbindung mit den erwähnten Universal-Löffelbaggern auf Raupen (Abb. 2), die mit einem Stampfer von rd. 1 m² Fläche, rd. 2500 kg Gewicht und 1½—2 m Fallhöhe bei rd. 15 Spielen/Min. arbeiten, oder auch einer Spezialmaschine, die sich auch im Kanalbau zum Einstampfen schwerer Erdmassen bestens bewährt hat (Abb. 3). Die mit Raupenfahrwerk ausgerüstete, von der Dinglerschen Maschinenfabrik hergestellte Maschine besitzt rhombische Fallhämmer mit einer Stampfkraft bis zu 2,5 kg/cm² und leistet, von einem Dieselmotor von 40 PS angetrieben, etwa 1200 m² gestampfte Fläche in der Achtstundenschicht. Die gleiche Forderung nach Festlegung und Verdichtung gilt von dem Schotterunterbau oder von den chaussierten Schotterdecken und den Asphalt- und Teer-Makadamstraßen. Zum ganz überwiegenden Teil

erfolgte das Verdichten dieser Straßen mittels Dreirad- und Zweirad- oder Tandemwalzen (letztere werden heute noch hauptsächlich für die Deckschicht verwendet), die in Deutschland von rd. 20 Firmen seit über 50 Jahren hergestellt werden. Bei dem hohen Stand der deutschen Dampfmaschinenteknik genießen die Dampf-

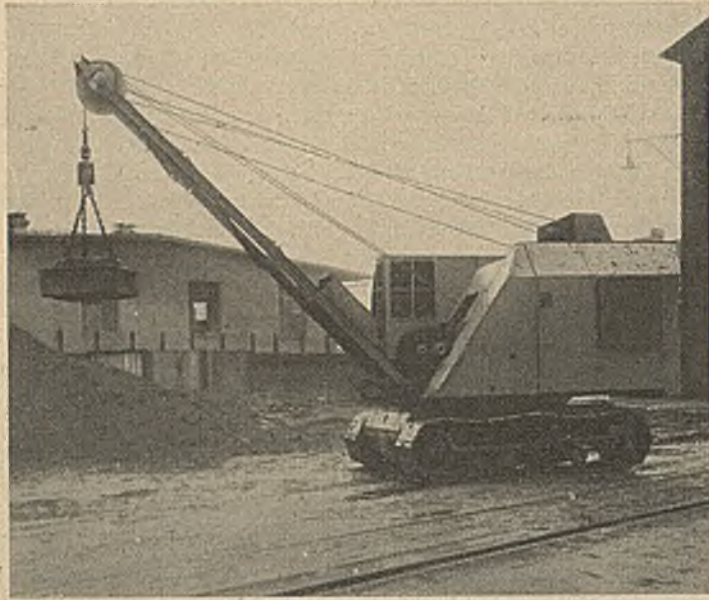


Abb. 2. Diesel-Kleinlöffelbagger mit Freifall-Stamper der Orenstein & Koppel A.-G., Berlin.

straßenwalzen Weltruf und spielen in der Maschinenausführungs-Statistik eine sehr beachtliche Rolle. In der letzten Zeit ist in bezug auf den Antrieb der Walzen der Dieselmotor mit dem Dampf-antrieb in immer schärferen Wettbewerb getreten. Dank dem geringen Brennstoff- und Wasserverbrauch (letzterer besteht ja

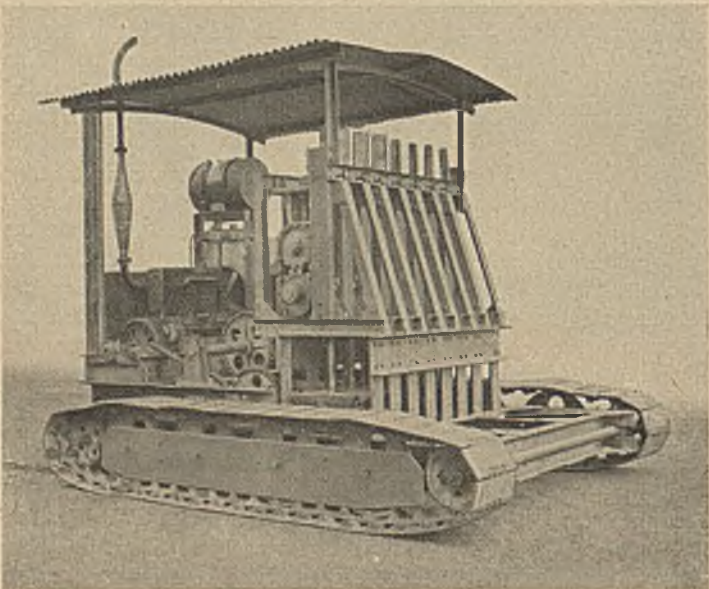


Abb. 3. Stampfmaschine der Dingerschen Maschinenfabrik A.-G., Zweibrücken.

nur im Nachfüllen der verdunsteten Wassermengen) sind die Motorwalzen freizügiger und weisen keine Betriebspausen für Betriebsstoffergänzung auf, sind demnach im allgemeinen wirtschaftlicher (Abb. 4). Rein betrieblich erfreuen sich allerdings die Walzen mit Dampf-antrieb, dank ihrer hohen Kraftreserve und der Möglichkeit, nahezu alle festen Brennstoffe für die Befuerung zu verwenden, noch großer Beliebtheit.

Neuerdings ist den Straßenwalzen ein Wettbewerber in Gestalt des Dingerschen Stampfhammerfertigers entstanden, der sehr vielseitige Anwendungsmöglichkeiten aufweist und einen beachtlichen Kreis von Anhängern gefunden hat. Die Frage, welche Art der Maschinen — ob Straßenwalze oder Stampfmaschine — im

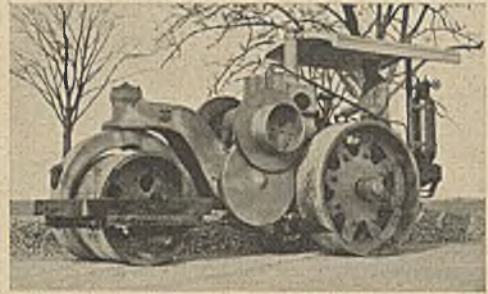


Abb. 4. „Deutz-Kemna“-Dieselmotor-Dreirad-Straßenwalze, Marke HM von J. Kemna, Breslau.

Teer- und Asphaltmakadam-Straßenbau bessere Arbeit liefert, ist viel umstritten und bisher nicht eindeutig geklärt. Sie soll aber gerade in der nächsten Zeit Gegenstand wissenschaftlicher Untersuchungen des Forschungsinstituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb werden, zu denen zur Zeit die Vorarbeiten durchgeführt werden [3].

Der Stampfhammerfertiger arbeitet nach dem gleichen Prinzip wie die oben erwähnte Stampfmaschine, ist sogar genau genommen Vorläufer dieser Stampfmaschine.

Eine besondere Stellung im neuzeitlichen Straßenbau nimmt die Betonstraße ein. Hier überschneiden und ergänzen sich vielfach Hand- und Maschinenarbeit.

Ein rein fabrikmäßiges Aufziehen einer Straßenbaustelle, wie es in Amerika für den Betonstraßenbau unter Aufwand ungeheurer Geldmittel bei einigermaßen lohnenden Objekten gang und gäbe ist, kommt in Deutschland zur Zeit vielleicht weniger denn je in Frage. Andererseits wäre es hierbei unbedingt verfehlt, den Maschineneinsatz nur allein von dem Standpunkt aus zu beurteilen, ob Menschenhand billiger arbeitet als die Maschine. Es darf die erwähnte zweite wirtschaftliche Überlegung nicht außer acht gelassen werden: die Güte des Erzeugnisses. Das Problem tritt wohl am offenkundigsten bei der Betonherstellung in Erscheinung. Alle, die den schwierigen Baustoff Beton näher kennen, wissen genau, von welcher überlegenen Güte Maschinenbeton gegenüber dem von Hand hergestellten Beton ist. Haben doch die Untersuchungen von Professor Otto Graf, Stuttgart, eine etwa 60% höhere Festigkeit des Maschinenbetons ergeben. Deutschland ist wahrlich zu arm, um sich den Luxus zu gestatten, Betonstraßendecken von Hand, d. h. also minderwertiger Güte herzustellen. Dementsprechend wird an diesem Punkt des Arbeitsprozesses die Maschinenarbeit auch in Zukunft unentbehrlich sein und bleiben. Hier darf keine Konzession gemacht werden, und sei es sogar auf Kosten einiger Arbeitsloser, die infolge des Maschineneinsatzes weniger eingestellt werden können, aber andererseits zur Mehrbeschäftigung in der Maschinenindustrie führen.

Teuere Spezialmaschinen, wie selbstfahrende Straßenbetoniermaschinen, sind zwar in Deutschland zu einer außergewöhnlichen technischen Vollendung entwickelt worden, die sie für jeden Wettbewerb auf dem internationalen Markt befähigt machen, werden aber gerade im Hinblick auf ihre teilweise Ersetzbarkeit durch Handarbeit, die heute mehr denn je vom sozialen Standpunkt aus erhöhte Beachtung finden muß, in Deutschland kaum größeren Absatz und Verwendung finden können. Für kleinere Flächen scheiden diese Spezialmischer schon allein wegen ihres hohen Preises aus. Nun haben die zwei Baumaschinenfirmen, die Dingersche Maschinenfabrik, Zweibrücken, und die Firma Jos. Vögele A.-G., Mannheim, nahezu gleichzeitig ein Hilfsgerät auf den Markt gebracht, das ermöglicht, teilweise sogar bei größeren Flächen ohne Spezial-Straßenmischmaschinen auszukommen und

sie durch die wesentlich billigeren normalen Betonmischer zu ersetzen. Es sind dies die sog. Betonverteilungswagen, die auf einer nach Art der Fertiger quer zur Straßenachse angeordneten und in Straßenrichtung verfahrbaren Brücke einen Beton-

maßiger Schicht quer über die Straße verteilt werden. Die Füllung des Kübels geschieht an der beliebig auf der Straße selbst oder seitlich von ihr aufgestellten Betonmischmaschine, wobei ein Umsetzen der Mischmaschine erst nach Fertigstellung von rd. 120 lfm

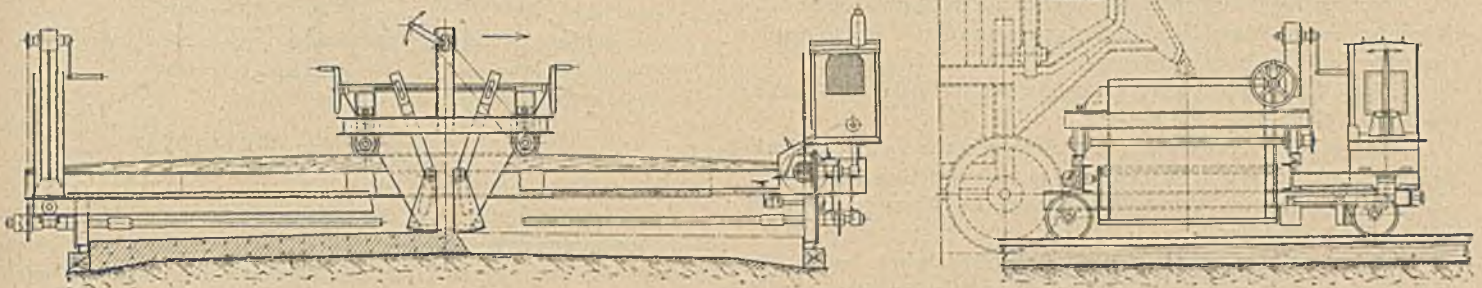


Abb. 5. Beton-Verteilungswagen der Dinglerschen Maschinenfabrik A.-G., Zweibrücken.

kübel bis zu 1 m³ Fassungsvermögen tragen (Abb. 5). Mittels Handverstellung kann die Höhenlage des Kübels geändert werden. Da die Unterkante des Kübels gleichzeitig als Streichblech ausgebildet ist, kann der aus dem Kübel ausfließende Beton in gleich-

Straße erforderlich ist. Nach Füllen des Kübels fährt die Brücke mit hoher Geschwindigkeit zur Einbringstelle. Die Fahrbewegung der Brücke und die Querverschiebung des Kübels auf der Brücke erfolgt teils von Hand, teils maschinell. (Fortsetzung folgt.)

DAS STRASSENBAUINSTITUT IN MAILAND.

Von Dr.-Ing. H. Brandt.

Bei Inangriffnahme des Baues der deutschen Reichsautobahnen wurde häufig auf Italien verwiesen, wo die Schaffung eines Netzes von „Nurautostraßen“ bereits seit einigen Jahren im Gange ist. Die Bedeutung des Automobilverkehrs und sein befruchtender Einfluß auf die verschiedensten Wirtschaftsgebiete war in Italien frühzeitig erkannt worden. Die Folge dieser Erkenntnis war eine tatkräftige Förderung des Straßenbaues seitens der faschistischen Regierung¹, der es zu verdanken ist, daß dieses vom Fremdenverkehr wohl am meisten bevorzugte Land Europas heute anerkanntermaßen über ein vorzügliches Straßennetz verfügt.

Mit dem neueren italienischen Straßenbau ist der Name des Senators Piero Puricelli in Mailand eng verbunden. Abgesehen von den Verdiensten, die sich seine Unternehmung durch praktische Weiterentwicklung der neuzeitlichen Straßenbauweisen über die Grenzen Italiens hinaus erworben hat, hat der Senator sich stets als eifriger Förderer der wissenschaftlichen Forschung auf dem Gebiet des Straßenbaues erwiesen. Unter anderem rief er das Straßenbau-Forschungsinstitut des Touring-Clubs und des Königl. Automobil-Clubs von Italien in Mailand ins Leben, über das im folgenden kurz das Wichtigste mitgeteilt werden soll.

Der Bericht stützt sich auf die vor einigen Monaten in Mailand in neuer erweiterter Auflage erschienene Schrift „Il Laboratorio dell' Instituto Sperimentale Stradale 1919—1933, Milano“ von Professor I. Vandone, dem verdienstvollen Leiter des Instituts, dem es seine mustergültige Einrichtung und Entwicklung verdankt.

Wie der Verfasser im Vorwort des Werkchens mitteilt, sind in der neuen Auflage nur diejenigen Maschinen und Apparate sowie die Prüfungsmethoden beschrieben, welche seit Erscheinen der früheren Auflage im Jahre 1931 vom Laboratorium neu aufgenommen worden sind. Daneben wurde die Schrift um einen Anhang erweitert, der die wichtigsten Vorschriften aus den Nor-

men für hydraulische Bindemittel und für die Ausführung von Bauwerken aus Beton, ferner das Gesetz über die Eigenschaften von halbpneumatischen Autoreifen vom 21. November 1931, sowie verschiedene allgemeine Angaben enthält.

Das Mailänder Institut, welches in unmittelbarer Nähe der Technischen Hochschule liegt, besteht aus zwei mehrstöckigen Hauptgebäuden und einem geräumigen Hof, dessen einer Teil für die Aufstellung von Maschinen und die Lagerung von Materialien überdacht ist (vgl. Abb. 1). Die beiden Hauptgebäude enthalten Konferenz- und Vorführungssaal mit Bibliothek, Zeichensaal, zwei chemische Laboratorien, Mikroskopier-Zimmer, verschiedene Räume, in denen die Prüfungsmaschinen aufgestellt sind, Werkstatt und Dunkelkammer. In den Kellerräumen befindet sich ein Gesteinsarchiv, ferner Lagerräume für die verschiedensten Straßenbaustoffe, das Zementprüfungs-laboratorium u. a. m.

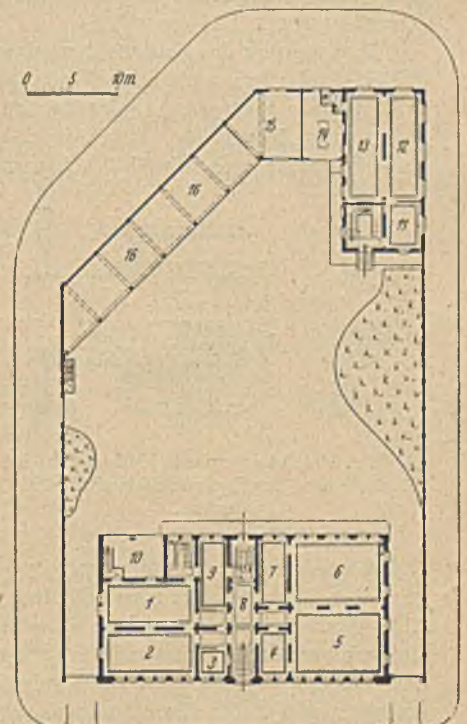


Abb. 1. Erdgeschoß-Grundriß der Anlage.

1 = Konferenz- u. Vorführungsraum; 2, 5 u. 6 = Prüfungsräume; 3, 4, 7, 8 u. 9 = Büroräume; 10, 16 = Raum zur Unterstellung von Maschinen sowie Materiallager; 12 = Raum für Getrierproben; 13 = Teerlaboratorium; 14 = Wagenschuppen; 15 = Raum für die Karborundumsäge.

¹ Allein in den Jahren 1931/32 wurden nahezu 2 Milliarden Lire für die Verbesserung des Straßennetzes ausgegeben.

Das Straßenbau-Institut prüft folgende Straßenbaustoffe:

Schotter oder Kies für wassergebundene Chaussierung, Zuschlagsmaterialien für Tränkdecken bzw. Teppichbeläge, Gesteine für Pflasterungen, Sand, hydraulische Bindemittel, Zementbeton, Bitumen, bitumenhaltige Verbindungen, Naturasphalt, bituminösen Macadam, Teere und Teerderivate, Teermacadam, verschiedene Materialien (Silicate, Zusätze zu Zementmischungen, Spezialzuschläge usw.).

Über die bei den Prüfungen angewandten Methoden und die dabei benutzten Maschinen und Apparaturen soll im folgenden auszugsweise berichtet werden:

1. Prüfungen an Naturgesteinen für Pflaster und für Schotterungen:

Raumgewichtsbestimmung an vier vorher bis zur Gewichtsgleichheit getrockneten Proben von je ca. 30 g Gewicht.

Wasserabsorption durch Eintauchen in Wasser von 25° C während 48 Stunden.

Gefrierprobe, 10mal Gefrieren im Gefrierschrank bei -18° C und Wiederauftauen durch Eintauchen in Wasser von +25° C.

Druckfestigkeitsprobe an drei Würfeln von 70 mm Kantenlänge, die mit einer Carborundumsäge ausgeschnitten werden, in einer 300 t Presse von Amsler.

Schlagfestigkeitsprobe mit dem automatischen Fallhammer von Page an kleinen zylinderförmigen Gesteinsproben (Durchmesser 1", Höhe des Zylinders 1"); Herstellung der Proben mit Hilfe eines Diamantkernbohrers.

Abnutzungsversuch auf der rotierenden Eisenscheibe von Dorry an prismatischen Probekörpern von 30 x 30 mm Grundfläche und 45 mm Höhe; Geschwindigkeit der Eisenscheibe gegen die Probe 5 m/sec; Bestimmung der Abnutzung durch 2 x 1250 Umdrehungen, Beurteilung der Güte des Gesteins durch Vergleich der Abnutzung mit einem gleichzeitig geprüften Normalgranit.

Bestimmung der Güte durch Abnutzungsversuch in der schräggestellten Deval-Trommel, Füllung je Trommel mit 5 kg Gestein (nicht mehr als 50 einzelne Schotterstücke).

Bindekraftbestimmung mit der Schlagmaschine von Page an zylinderförmigen, in der Brikettiermaschine gepreßten Proben (Durchmesser 1", Höhe 1").

Bestimmung des Zerdrückbarkeits-Koeffizienten (Coefficiente di Friabilità): In ein zylindrisches Hohlgefäß von 120 mm innerem Durchmesser gibt man 1,5 kg des zu prüfenden Schotters von 19—9,5 mm Korngröße. Dann wird ein Kolben von 120 mm Ø darauf gesetzt und allmählich bis zu 15 000 kg belastet; nach Entlastung Siebanalyse des Materials; als Zerdrückbarkeits-Koeffizient gilt die Summe der Siebdurchgänge (in Prozenten) auf sechs Normalsieben²:

$\frac{3}{8}$ ", Nr. 4, 8, 14, 28 und 48 (vgl. Abb. 2).

Bestimmung des Zermalmungs-Koeffizienten (Coefficiente di Frantumazione): Auf ein Stahlblech von 50 x 14 cm

Größe werden 0,5 kg Schotter von 9,5—5 mm Korngröße flach ausgebreitet. Darauf walzt man mit einer 400 kg schweren Walze (vgl. Abb. 3), die mit beiderseitigen Handgriffen versehen und auf der ein 5 cm breiter Stahlring aufgezogen ist, 12mal über den zu prüfenden Schotter so, daß jeder Kern mindestens 3mal von der Walze getroffen wird. Als Zermalmungskoeffizient gilt die Summe der Siebdurchgänge (in Prozenten) auf den sechs Normalsieben² Nr. 4, 8, 14, 28, 48 und 100.

Bestimmung der Gesteinhärte mit der bekannten Härteskala von Moß.

Chemische Analyse: Bestimmung des Gehaltes an Kalk, Magnesium, Tonerde, Eisen, Schwefel und Silicium.

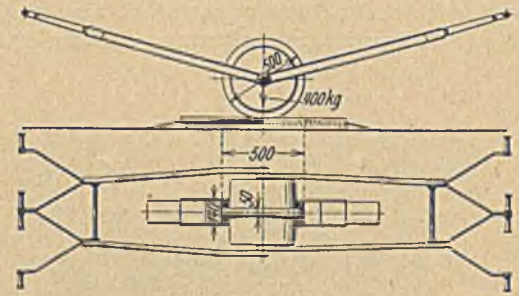


Abb. 3. Vorrichtung für die Bestimmung des Zermalmungskoeffizienten.

2. Prüfungen an Sanden:

Bestimmung des Raumgewichtes, des spezifischen Gewichtes und der Hohlräume mit Hilfe verschieden gebauter Volumometer bzw. Piknometer.

Siebanalyse mit dem amerikanischen Normal-Siebsatz von Tyler. Bestimmung des Feinheitensmoduls nach Abrams.

Schlammprobe an 500 g Material in der bekannten Weise.

Verschiedene Festigkeitsproben: Von den zu prüfenden Sanden wird das Korn über 4,699 mm Größe ausgeschieden, der Rest wird mit einem Zement hoher Festigkeit im Verhältnis 1 : 3 in Raumteilen zu einem Mörtel verarbeitet. Daneben werden zum Vergleich mit demselben Zement und einem Sand bekannter Kornzusammensetzung Mörtelproben hergestellt. Der Wasserzusatz wird so bemessen, daß die Konsistenz beider Mörtel die gleiche ist, was mit dem sog. Plastizitätsmesser (vgl. Abb. 4) kontrolliert wird. Bei der Plastizitätsmessung wird der Mörtel in eine konische Form von 8 cm Höhe nach bestimmten Normen eingestampft, darauf wird die Konusschale entfernt und man läßt den eisernen Flachstamper aus einer Höhe von 25 cm auf die Mörtelprobe herabfallen. Das Maß des Zusammensackens gilt als Konsistenzmaß. Mit den Mörteln gleicher Konsistenz werden nach den Normen für die Prüfung hydraulischer Bindemittel Druck- und Zugfestigkeitsproben angestellt. Die Ergebnisse der Festigkeitsprüfungen lassen zufolge Verwendung der gleichen Zementart und -menge einen unmittelbaren Schluß auf die Güte der zu prüfenden Sande hinsichtlich ihrer Verwendung für Beton- und Mörtelmischungen zu.

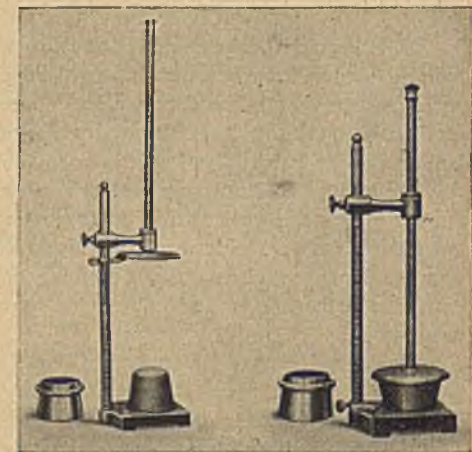


Abb. 4. Plastizitätsmesser. Links: Stellung vor der Probe; Rechts: Deformierung der Mörtelprobe durch das Herabfallen des Flachstampfers.

Bestimmung von organischen Verunreinigungen mit Hilfe der Abrams-Probe (3proz. NaOH-Lösung).

Chemische Analyse wie unter 1.

3. Prüfungen an hydraulischen Bindemitteln:

Diese Prüfungen werden nach den italienischen Normen für die Abnahme von hydraulischen Bindemitteln und für die Ausführung von Bauwerken aus Beton ausgeführt.

4. Prüfungen an Beton:

Die Mischung bei der Herstellung von Betonproben geschieht entweder von Hand oder mechanisch mit einem Gegenstrom-

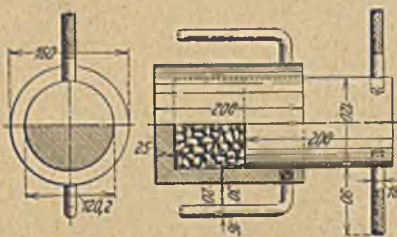


Abb. 2. Hohlzylinder mit Kolben für die Bestimmung des Zerdrückbarkeitskoeffizienten.

² Siebsatz von Tyler: Sieb Nr. 4 hat eine Maschenweite von 4,699 mm, Sieb Nr. 48 von 0,295 mm, Sieb Nr. 100 von 0,147 mm.

mischer der Firma Eirich. An Schalungsformen werden für die Druck- und Elastizitätsprüfungen Würfel von 16, 20, 25 und 30 cm Kantenlänge bzw. zylindrische Schalungen von 15 cm Ø und 30 cm Höhe verwendet. Für die Biegungsproben benutzt man Balken von 100 × 15 × 15 cm, für die Verschleiß- und Zugfestigkeitsprüfungen hingegen besondere Formen, die weiter unten beschrieben werden. Die Zumessung der Zuschlagstoffe geschieht nach Gewicht, der Wasserzusatz wird durch Konsistenzmessungen bestimmt, zu deren Durchführung man sich des amerikanischen Fließtisches bzw. der Slump-Probe bedient. Stampfen und Verarbeiten des Betons, sowie Lagerung der Versuchskörper geschieht nach denselben Grundsätzen wie bei den deutschen Beton-Prüfanstalten.

Druckfestigkeitsprüfung: Es stehen zur Verfügung eine Amsler-Presse von 300 t, eine 30 t-Presse und eine Losenhausen-Presse von 60 t mit elektrischer Bedienung und regulierbarer Belastungsgeschwindigkeit, sowie einem auf verschiedene Empfindlichkeitsgrade einstellbaren Manometer.

Druckelastizitätsmessung entweder mit Hilfe direkt ablesbarer Komparatoren oder mit Hilfe der Amsler-Martens-Spiegel.

Biegungs-Zugfestigkeitsprüfung: Anwendung einer sehr handlichen leicht fahrbaren Balkenprüfmaschine (Gewicht nur 170 kg) gemäß Abb. 5, die sich auch für die Verwendung auf Baustellen empfehlen würde; ferner der auch bei uns üblichen Vorrichtung

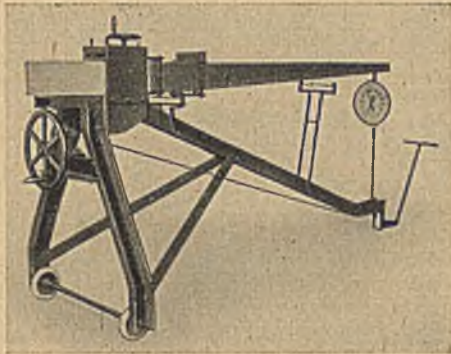


Abb. 5. Fahrbare Beton-Balkenprüfmaschine.

zur Prüfung von Balken auf zwei Stützen durch zwei gleichgroße Einzellasten symmetrisch zur Balkenmitte. Prüfung von Mörtelbalken mit Hilfe der Feretschen Apparatur.

Zugfestigkeitsprüfung an Beton mit einer Zerreißmaschine besonderer Bauart. **Zugelastizitätsmessung** mit Hilfe der Amsler-Martens-Spiegel.

Verschleiß-Festigkeitsprüfung: Für diese Prüfung wurde vom Institut eine besondere Maschine gemäß Abb. 6 gebaut. Der Probekörper hat zylindrische Form (Ø 25 cm, Höhe 25 cm) und wird mit einem Druckhebel zwischen zwei Paar Stahlscheiben von 50 cm Ø gespannt, von denen das eine Paar durch Elektro-

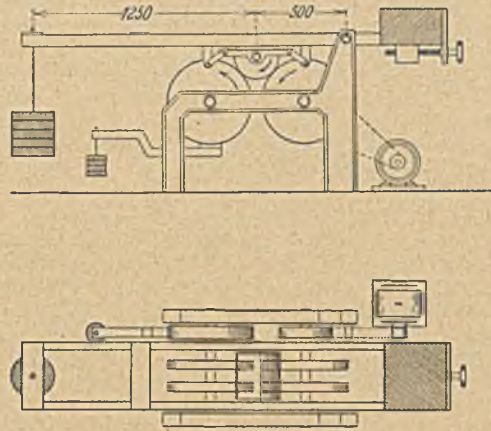


Abb. 6. Schematische Darstellung der Vorrichtung für die Verschleißfestigkeitsprüfung von Beton.

motor in Umdrehung versetzt wird. Umdrehungsgeschwindigkeit sowie Andruck des Probekörpers sind veränderlich, so daß die verschiedensten Versuchsanordnungen getroffen werden können (Umdrehungsgeschwindigkeit von 2, 5 oder 7 km/Stunde, Andruck zwischen 0 und 800 kg³). Der Verschleiß wird wie üblich in Gewicht und Volumen gemessen.

Messungen der Volumenveränderung: Verwendung des optischen Komparators von Guttman mit einer Meßgenauigkeit von 1/1000 mm; Länge der Meßstrecke zwischen 5 und 38 cm.

Wasserdurchlässigkeitsprüfung an Mörtelkörpern: Mit Hilfe der Apparatur von Tetmayer werden die Wassermengen gemessen, die durch eine kreisförmige Mörtelplatte (Ø 70 mm, Stärke 20 mm) in einer bestimmten Zeit unter Anwendung eines mit dem Manometer gemessenen Druckes hindurchgehen.

Untersuchung an Schnittflächen und Schliften: Beurteilung der Zusammensetzung, Verarbeitung und Gleichförmigkeit der Mischung, der evtl. Porosität usw. (Fortsetzung folgt.)

³ Dies entspricht einem Druck von 0—40 kg/cm Felgenbreite der Stahlscheiben.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Bau einer 1150 km langen Autostraße auf Cuba.

I. Vorbemerkungen.

Im Jahre 1925 wurde von der kubanischen Regierung der Bau einer großen Autostraße quer durch ganz Cuba beschlossen. Bis zu diesem Zeitpunkt konnte man nur mit der Eisenbahn von einem Ende der Insel zum anderen gelangen. Das vor dem Jahre 1925 bestehende Straßennetz umfaßte zwar ca. 2000 km Straßen, war jedoch für den Kraftwagenverkehr völlig unbenutzbar.

Man vergab die Planungs- und Trassierungsarbeiten in Abschnitten von ca. 60—70 km Länge an Privatunternehmer zu einem Pauschalsatz von 350 U.S.A.-Dollar. Lediglich die schwierigeren Abschnitte, die Durchfahrung von Städten, ferner die Kunstbauten usw. planten die Regierungsingenieure selbst. Die Regierung dachte zunächst daran, die ganze Arbeit an einen Generalunternehmer zu übertragen und mit ihm einen Rahmenvertrag abzuschließen. Doch war dies, wie sich bei der ersten Ausschreibung zeigte, nicht möglich, vielmehr mußten ein zweites Mal Offerten eingefordert werden, auf Grund deren dann die Arbeiten an zwei große Unternehmungen übertragen wurden.

Mit den eigentlichen Bauarbeiten konnte schließlich im Mai 1927 begonnen werden. Es war eine Bauzeit von nur vier Jahren vorgesehen, die trotz der teilweise ungeheuren Schwierigkeiten bei der Materialbeschaffung und trotz der Widrigkeiten des Klimas (zahlreiche tropische Regengüsse in den Monaten Mai—Oktober) nicht überschritten wurde.

Am 20. Mai 1928 wurde bereits ein erster 30 km langer Abschnitt dem Verkehr übergeben (Strecke Habana—Guanajay), am 24. Februar 1931 waren sämtliche Arbeiten beendet.

II. Technische Einzelheiten.

Die Gesamtlänge der Straße beträgt 1139,55 km. Sie durchquert von Osten nach Westen die ganze Insel und verbindet die sechs Hauptorte miteinander: Santiago de Cuba — Camaguey — Santa Clara — Matanzas — Habana — Pinar del Rio (vgl. Abb. 1). Der kleinste Krümmungshalbmesser beträgt 114 m, die geringste Sichtweite 105 m. Im Einschnitt wird diese Sichtweite durch besondere Bearbeitung der inneren Straßenböschung gewährleistet. In allen Kurven mit einem Zentriwinkel über 4° ist die Straße verbreitert.

Die maximalen Steigungen und Gefälle betragen 5%, nur an einer Stelle 7%. Zwischen Gefällswechseln hat man Übergangsbogen immer dann eingeschaltet, wenn die aneinander grenzenden Steigungen und Gefälle 0,3% überschreiten. Der Halbmesser der Ausrundungsbogen ist so bemessen, daß bei konvexer Krümmung der Gradienten eine Sichtweite von 110 m vorhanden ist. Die Straße hat normalerweise eine befestigte Fahrbahnbreite von 6,0 m, nur in den Ortsdurchfahrten hat man die Fahrbahn auf 8,0 m zwischen den Randsteinen verbreitert (vgl. Abb. 2 u. 3). Die Breite des gesamten Straßenkörpers beträgt auf der freien Strecke 9,50 m zwischen den Grabenoberkanten. Neben der eigentlichen Fahrbahn sind beiderseits Betonrandsteine von 15 cm Stärke — bündig

mit der Fahrbahnoberkante — und je ein Bankett von 1,60 m Breite angeordnet. Die Gräben haben mit Rücksicht auf die heftigen tropischen Platzregen reichlichen Querschnitt. Bei den Dammstrecken wurden Böschungen 1 : 1,5 vorgesehen. In Felseinschnitten sind die Böschungen 1 : 1,2 bis 4 : 1 geneigt je nach Beschaffenheit des Gesteins. Das Querschnittsbetrag ca. 2%, das Profil ist nach einer Parabel ausgerundet. In den durchfahrenen Ortschaften sind außer zwei seitlichen Rinnsteinen von je 0,50 m (Beton) zwei Fußwege von je 2,00 m Breite vorgesehen.

Die eigentliche *Strabendecke* besteht aus einem Unterbeton von am Rande 15 und in der Mitte 23 cm Stärke, auf den eine 5 cm starke Asphaltbetonschicht aufgewalzt wurde. Der Unterbeton wurde in einem Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5 hergestellt. Nur da, wo man aus Mangel

Die beiden Generalunternehmer befaßten sich ausschließlich mit der Herstellung der eigentlichen Straße, die Kunstbauten hatten sie an Unterannehmer vergeben. Das eine Los umfaßte in der Hauptsache etwa folgende Leistungen:

- 2 400 000 m³ Erdaushub,
- 3 800 000 m³ Dammschüttung,
- 3 600 000 m² Asphaltbetondecke,
- 600 000 m² Granitpflaster,
- 24 000 m³ Beton I. Klasse für Kunstbauten,
- 170 000 m³ Beton II. Klasse für den Unterbau der Straße.
- 3 400 Rundeisen,
- 3 690 Eisenkonstruktion,



Abb. 1. Karte der Insel Kuba mit der Linienführung der Autostraße.

an geeigneteren Zuschlägen Kalksteinsand verwenden mußte, setzte man das Mischungsverhältnis auf 1 : 2 : 3,5 herauf, bzw. erhöhte die Deckenstärke des Unterbetons am Rande auf 18 cm. Bei der Mehrzahl der Ortsdurchfahrten, bei den Kreuzungen mit privaten und öffentlichen Wegen und bei bestimmten Abschnitten der Straße wurde als Straßenbelag Granitpflaster in Sandbettung verwendet, da man befürchtete, daß die schweren, eisenbereiften landwirtschaftlichen Fuhrwerke (beladen mit Zuckerrohr) die normalerweise vorgesehene Fahrbahndecke sehr rasch zerstören würden. Die Zubringer- und Abzweigstraßen befestigte man größtenteils mit gewöhnlichem oder mit Telford-Macadam.

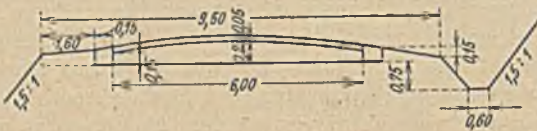


Abb. 2. Normalquerschnitt der Straße.

Die Gesamtzahl der Kunstbauten beträgt 1732, darunter 200 Stück gewöhnliche Rohrdurchlässe und 1500 Brückenbauwerke von 1,50 bis etwa 90 m Spannweite. Im allgemeinen wurde bis zu Stützweiten von 30 m Eisenbeton verwendet, für größere Spannweiten bevorzugte man Eisenkonstruktionen. Die meisten Brücken wurden als

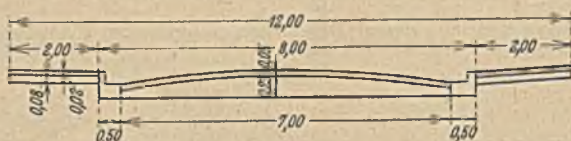


Abb. 3. Straßenquerschnitt innerhalb von Ortschaften.

einfache Balkenträger auf zwei oder mehr Stützen ausgebildet. Daneben kamen eine Anzahl massiver Bogenbrücken zur Ausführung, von denen Abb. 4 ein Beispiel von ca. 30 m Stützweite zeigt. Die Fahrbahnbreite beträgt auf den Kunstbauten 7,20 m, beiderseits sind zwei Fußwege von je 0,95 m angeordnet. Während auf den massiven Brücken die normale Fahrbahnbefestigung durchlief, wurde bei den Eisenkonstruktionen Granitpflaster in Sandbettung als Fahrbahnbelag vorgesehen.

III. Durchführung der Arbeiten.

Die Regierung ließ den Straßenbau von einem Chefingenieur, dem sechs örtliche Bauleiter unterstellt waren, überwachen. Daneben war eine besondere Baustoffabnahme- und Prüfungskommission gebildet worden. Das bestehende staatliche Materialprüfungsamt wurde für die Zwecke des modernen Straßenbaues neu ausgestattet bzw. in seinen Einrichtungen ergänzt, so daß die Mehrzahl der Baustoffprüfungen dort ausgeführt werden konnte. Weiter schuf die Regierung Kontrollorgane für die Produktion der Baustoffe.

Auf der Baustelle selbst wurden vom Bauherrn weitgehende Kontrollen der Zuschlagstoffe und des Betons durchgeführt. Außerdem mußte das Mischwasser laufend nach etwaigem Gehalt an Zucker analysiert werden, da zufolge der zahlreichen Zuckerfabriken ständig mit dergleichen Verunreinigungen, die das Abbinden des Betons verhindern, gerechnet werden mußte.



Abb. 4. Brücke über den Rio Buey-Vaca bei Matanzas.

Zur Durchführung dieser Arbeiten hatte die Firma folgenden Geratepark mobilisiert:

- 18 Löffelbagger, von denen 15 Stück 1 m³ oder mehr Inhalt hatten,
- 5 maschinelle Krane,
- 19 Steinbrecher mit Elevatoren und Siebanlagen,
- 19 Kompressoren,
- 1 Sieb- und Waschanlage für Sand,
- 23 Grabenschneider mit Traktoren,
- 8 Profillegen,
- 44 Walzen, die meisten 10 t schwer,
- 239 Lastkraftwagen, davon mehr als 100 mit je 5 t Tragkraft,
- 35 Traktoren,
- 12 Betonmischmaschinen für den Unterbeton,
- 16 Mischmaschinen für den Beton der Kunstbauten,
- 20 km eiserne Schalung System Dreadnought für den Unterbeton,
- 7 bewegliche Asphaltmischer, mit 75-PS-Motoren und großen Materialbehältern,
- 40 km Gleis, 11 Lokomotiven und 400 Wagen,
- 70 km galvanisierte Rohre \varnothing 2", 21 Pumpen usw.

Die Ausführung der Kunstbauten wurde besonders beschleunigt um die Antransportverhältnisse zu erleichtern. Besonderes Interesse verdient das Vorrichten des Planums. Es wurde verlangt bei Dammschüttungen: gutes Walzen der Oberfläche, bei Einschnitten oder auf ebenem Boden: Beseitigen des weichen Materials bzw. des Felsens bis zu 15 cm Tiefe, bei einer alten Straße, die weniger als 30 cm aufgehört werden muß: Beseitigen der alten Decke bis zu mindestens 10 cm Tiefe und Wiedereinbringen von Schotter bis zum vorgesehenen Planum.

Da, wo lehmiges oder sumpfiges Gelände angetroffen wurde, wurden besondere Maßnahmen zur Trockenlegung und Befestigung des Bodens vorgesehen.

Betonieren und Asphaltieren erfolgte in der üblichen Weise. Zum Verarbeiten des Betons dienten Finisher, der Asphaltbeton wurde mit 7—8-t-Walzen auf dem vorher mit heißem Bitumen bestrichenen Unterbeton aufgewalzt (Walzendruck 92—138 kg auf 25 mm Breite). Im Unterbeton wurden keinerlei Fugen vorgesehen, ein Fehler, der später eine umfangreiche Rissebildung im Beton selbst und auch in der Deckschicht verursachte.

IV. Unterhaltungsmaßnahmen.

Der Vertrag legt dem Unternehmer die Verpflichtung auf, die Straße auf die Dauer von sechs Jahren von der Abnahme an gerechnet in einwandfreiem Verkehrszustand zu erhalten. Die Unterhaltungspflicht des Unternehmers erstreckt sich jedoch nur auf die eigentliche Straße, nicht aber auf die Kunstbauten, Gräben, Seitenwege usw., deren Instandhaltung dem Staate obliegt.

Die Regierung organisierte daher schon während der Ausführung der Arbeiten einen Unterhaltungsdienst, der aus einzelnen beweglichen Abteilungen besteht, die jeweils für die Instandhaltung größerer Straßenabschnitte zu sorgen haben. Die Leitung des gesamten Unterhaltungsdienstes ist einem Chefingenieur übertragen, dem vier Hilfsingenieure 1. Klasse und ein Fachmann für Baumpflanzungen zur Seite stehen. Diesem Stab unterstehen 13 fliegende Abteilungen, von denen eine lediglich die Kunstbauten zu unterhalten hat, während die restlichen 12 für die Unterhaltung der Seitenwege, Gräben, Pflanzungen usw. zu sorgen haben.

Stellt man die Gehalts-, Lohn- und Materialkosten für den Stab und die fliegenden Abteilungen zusammen, so ergeben sich anteilige Unterhaltungskosten pro km und Jahr von 146 U.S.A.-Dollar, eine sehr hohe Summe, zumal wenn man bedenkt, daß hierzu noch die Unterhaltungskosten der eigentlichen Straßendecke kommen, die der Unternehmer zu tragen hat. Diese werden vom Ministerium der öffentlichen Arbeiten mit U.S.A.-Dollar pro km und Jahr bei 6 m Straßenbreite angegeben, ein Betrag, der gleichfalls reichlich hoch erscheinen muß, selbst wenn man das für die Straßenunterhaltung ungünstige tropische Klima und die ziemlich hohen Löhne und Materialpreise in Cuba berücksichtigt¹.

V. Kosten des Straßenbaus.

Der gesamte Straßenbau war mit 96 Millionen U.S.A.-Dollar auf Grund der vorher angestellten Erhebungen und Massenberechnungen veranschlagt worden. Dazu kam jedoch eine Reihe von weiteren Arbeiten, die zufolge der Schnelligkeit der Planung entweder übersehen oder zu niedrig eingeschätzt worden waren. Es handelte sich dabei um Verstärkung des Unterbaus, Entwässerungsarbeiten, Verbesserung des Mischungsverhältnisses für den Unterbeton in einigen Abschnitten der Straße, Abbruch alter Brücken, Reinigung von Straßengräben in den Abschnitten in denen bereits bestehende Straßen benutzt wurden und andere zusätzliche Arbeiten, die einen Kostenbetrag von rund 25 Millionen Dollar ausmachten. So ergibt sich, wenn man einige nicht unbedingt erforderliche Arbeiten von der Gesamtkostensumme absetzt, für einen km Straße ein Kostensatz von 100 000 Dollar, ein ungewöhnlich hoher Betrag, wenn man bedenkt, daß etwa die Hälfte der Straße bereits, wenn auch in unzureichender Form, vorhanden war, und im übrigen keine besonderen Geländeschwierigkeiten zu überwinden waren².

Bisheriges Verhalten der Straßendecke: Der Verkehr auf der Straße hat infolge der Wirtschaftskrise noch keinen be-

¹ Nimmt man an, daß 500 U.S.A.-Dollar auf deutsche Lebenshaltungskosten übertragen etwa 1200 RM gleichzusetzen sind, so ergeben sich für die Unterhaltungskosten der Straßendecke ohne Kunstbauten bereits 0,20 RM pro m² und Jahr bzw. einschließlich der Kunstbauten rund 0,25 RM!

² Zum Vergleich sei erwähnt, daß sich bei den in den Jahren 1930 und 1931 aufgestellten Kostenberechnungen für die Autostraße Frankfurt—Mannheim (Teilabschnitt der Hafraba) Durchschnittspreise von 300—350 000 RM pro km, je nach Anzahl und Größe der Kunstbauten, bei einer befestigten Fahrbahnbreite von 9 m, bei erheblich strengeren Anforderungen an die Linienführung im Aufriß und Grundriß und bei einer vollständig neuen Trasse ergeben hatten. — Weiter sei erwähnt, daß die Erdbewegung bei der Zentralstraße auf Cuba durchschnittlich ca. 4000 m³ Abtrag und Dammschüttung pro km bei einer Kronenbreite von 9,50 m betrug. Für die neuen Reichsautobahnen müssen auf 1 km

sonders großen Umfang angenommen, abgesehen von einigen Abschnitten in der Nähe der Provinzstädte. Da ferner den schweren eisenbereiften Lastfuhrwerken das Befahren der Straße untersagt ist, ist die Abnutzung der Straßendecke bis heute nur sehr geringfügig. Trotzdem haben sich bereits an vielen Stellen der Straße Schäden gezeigt, die allerdings in der Hauptsache auf die außerordentlich beschleunigte Herstellung namentlich gegen Ende der Arbeit zurückzuführen sind. Vor allem machte sich auf den Dammstrecken eine umfangreiche Ribbildung bemerkbar, die sich nicht nur auf den Unterbeton beschränkte, sondern sich auch in dem Asphaltbeton fortsetzte. Teilweise wurde auch die Fahrbahn durch heftige Tropenregen unterspült und ist dann an diesen Stellen gebrochen, wenn nicht durch Unterstopfen sofort Abhilfe geschaffen wurde. Weiter zeigten sich beim Übergang auf Kunstbauten öfters Querrisse in der Straßendecke. — Aber alle diese Schäden bedingten lediglich bisher Unterhaltungsarbeiten an der Deckschicht, in keinem Falle mußte bereits der Unterbeton ausgebessert werden.

Der Bau der Straße wurde in Zeiten des konjunkturellen Aufschwungs beschlossen und durchgeführt. Die Hoffnungen, die man in die Entwicklung des Güter- und Touristenverkehrs gesetzt hatte, haben sich bis heute nicht erfüllt; ja man kann sogar sagen, daß die Straße bisher nur auf Kosten der Eisenbahn und der Kustenschiffahrt den Verkehr an sich gezogen hat, ein Umstand der sich allerdings nach Beendigung der Krise sofort ändern dürfte, da die wirtschaftsgeographische Struktur des Landes eine derartige Straße dringend erheischt.

Daneben muß man bereits heute einige grundlegende Mängel in technischer Beziehung feststellen: die Straße ist in ihrer Fahrbahnbreite zu wenig der jeweiligen örtlichen Verkehrsdichte angepaßt. Während sie in der Nähe der Hauptstädte bereits zu eng ist, würde auf großen Strecken in der Provinz zunächst die halbe Breite genügt haben. Weiter ist die gewählte Fahrbahndecke für das tropische Klima Cubas nicht geeignet. Der Asphaltbeton wird bei großer Hitze weich, schiebt sich und bildet die unangenehmen Wellen quer zur Straßenachse; die Räder schwerer Fuhrwerke drücken sich ein und hinterlassen Spuren. Bei starkem Regen wird die Decke schlüpfrig, wodurch bereits zahlreiche Unfälle verursacht wurden.

Die Ingenieuraufgabe, die hier innerhalb von fünf Jahren geplant und vollständig durchgeführt wurde, verdient die größte Beachtung. (Nach „Annales des Ponts et Chaussées“ (1933), Heft VI.)

Dr.-Ing. H. Brandt.

Straße im Flachland allerdings bei ca. 21—22 m Kronenbreite, rund 40 000 m³ Erde bewegt werden. Hierin kommt ganz deutlich zum Ausdruck, welche Freiheiten man sich bei der cubanischen Autostraße bezüglich der Linienführung gestattet hat und wie hoch daher die dortigen Einheitspreise sein müssen.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Straßenbaubitumen aus deutschem Rohöl?

Das Ziel der amtlichen deutschen Wirtschaftspolitik ist es, die Gewinnung von Mineralöldestillaten aus deutscher Förderung an Erdöl, Steinkohle und Braunkohle so zu steigern, daß eine möglichst große Unabhängigkeit vom Auslande erreicht wird. Im Zusammenhang mit den umfangreichen Straßenbauplänen der Regierung verdient daher die Frage Beachtung, inwieweit der Bindemittelbedarf für Straßen aus deutschem Rohöl gedeckt werden kann.

Die deutsche Erdölförderung ergab im Jahre 1933 nach den vorläufigen Ergebnissen der amtlichen Statistik 232 689 t gegen 214 000 t i. J. 1932 und 177 000 t i. J. 1931. Welche Asphaltmengen können nun daraus gewonnen werden?

Bekanntlich ist nur das Wietzer Rohöl nennenswert asphalthaltig. 1931 wurden in Harburg-Wilhelmsburg rd. 50 000 t Wietzer Rohöl verarbeitet und ergaben einen Asphaltanfall von etwa 15 000 t. Davon konnte infolge des hohen Paraffingehaltes nur ein Teil zum Straßenbau verwendet werden. Hinzu kommt, daß die Förderung in Wietze seit 1928 prozentual stark abgenommen hat. Während Wietzer Rohöl im Jahre 1928 reichlich die Hälfte der deutschen Förderung ausmachte,

umfaßte sie 1931 ein Drittel, 1932 und 1933 nur noch knapp ein Viertel. Das ergibt sich aus folgenden Zahlen:

Jahr	Erdölförderung der hannoverschen Felder in 1000 t		Anteil von Wietze an deutscher Gesamtförderung in %
	Wietze Steinförde	Hannover insgesamt	
1929	47,7	102,8	46,4
1930	61,6	170,0	35,9
1931	57,9	177,0	32,6
1932	52,4	213,9	24,6
1933	53,8	232,7	23,1

Auf dem 14. Hannoverschen Hochschultag Ende November 1933 erklärte Prof. Dr. K e p p e l e r, Hannover, daß die in früheren Jahren erbohrten Öle spezifisch schwer, dickflüssig und asphaltreich waren, während die insbesondere in den letzten Jahren erbohrten Öle dünnflüssiger und paraffinhaltiger sind.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) siehe Heft 3/4 vom 20. Januar 1933, Seite 60.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 12 vom 22. März 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

Kl. 20 g, Gr. 1/01. K 128 440. Fried. Krupp A.-G., Gußstahlfabrik, Essen. Spillanordnung auf Drehscheiben oder Schiebebühnen. 2. I. 33.

Kl. 20 i, Gr. 19/01. G 83 590. Grade Crossing Guard Corp., Memphis, V. St. A.; Vertr.: J. Schmetz u. L. Schmetz, Aachen, Boxgraben 47. Sicherungseinrichtung für Eisenbahnübergänge. 19. IX. 32.

- Kl. 81 e, Gr. 62. Sch 100 906. Dipl.-Ing. Werner Schmick, Bochum-Hamm i. W. Vorrichtung für den pneumatischen Bergeversatz, bestehend aus einer Mischkammer und anschließender Förderrohrleitung. 7. IV. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 134. A 71 052. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Großraumbunker mit aus quer verschiebbaren, aneinandergereihten Platten bestehendem Verschluss; Zus. z. Pat. 576 114. 1. VIII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. II 132 933. Paul Hoffmann, Köln. Spundwand aus Metallamellen. 22. VIII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 128 056. Otto Kamm, Berlin-Lankwitz. Verfahren zur Herstellung von Ortbetonpfählen. 6. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 128 697. Otto Kamm, Berlin-Lankwitz. Verfahren zur Herstellung von Bohrfählen mit verbreitertem Pfahlfuß. 20. I. 33.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 29. März 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. Sch 74.30. Oscar Doneit, Berlin-Steglitz. Kappschiene. 2. VI. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 3. R 81 138. Röchlingsche Eisen- und Stahlwerke A.-G., Völklingen a. d. Saar. Gewalzte eiserne Schienenschwellen mit rundem Schwellenprofil und abgeflachtem Schienenaufleger. 26. III. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 7. B 156 977. Paul Bernhardt, Saarbrücken. Hochverschleißfeste Schiene mit leicht auswechselbarem Kopf. 12. VIII. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 16. E 40 671. Ewald Ebermann, Großpostwitz b. Bautzen. Stoßverbindung für Eisenbahnschienen mittels eines keilförmigen Einsatzstückes. 18. II. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 28/56. M 121 438. Maschinenfabrik Hasenclever A.-G., Düsseldorf. Vorrichtung zum Anheben oder seitlichen Verschieben des Zwängrollentragrahmens für Gleisrückmaschinen. 20. X. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 31. R 86 484. Paul Rüggeberg, Berlin-Tempelhof. Feilmaschine für geschweißte Schienenstöße. 25. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 4/02. V 28 810. Vereinigte Stahlwerke A.-G., Düsseldorf. Einfaches oder doppeltes Herzstück. 3. XI. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 3/01. B 157 230. Bamag-Meguín A.-G., Berlin. Vorrichtung zum Betreten der Abschlusscheibe von Scheibengasbehältern. 1. IX. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. N 33 829. Ernst Neufert, Gelmeroda, Weimar-Land, u. Dr. Felix Jentsch, Jena. Gebäude mit von außen nach innen abgestuften Geschossen. 16. VI. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 24/06. P 66 856. Hermann Planson, Freiburg i. Br. Verfahren zur Herstellung ausblühungsfreier Zementfarben für Putzmörtel; Zus. z. Pat. 543 894. 20. I. 33.
- Kl. 80 c, Gr. 11. M 263.30. Metallgesellschaft A.-G., Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung gesinterter hydraulischer Bindemittel; Zus. z. Pat. 567 531. 25. VIII. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 1/06. O 19 745. Orenstein & Koppel A.-G., Berlin. Kabelbagger, insbes. Schrapplader. 8. III. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 80 937. Lübecker Maschinenbau-Ges., Lübeck. Seitlich verstreute Eimerkettenknickeleiter. 12. IV. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 3. E 32 650. Ruston-Bucyrus, Limited, Lincoln, England; Vertr.: Pat.-Anwälte Dipl.-Ing. J. Fritze, Hamburg, u. Dipl.-Ing. C. Stoepel, Berlin SW 11. Löffelbagger. 15. VI. 25.
- Kl. 85 d, Gr. 6. P 64 354. Andreas Püttmann, Oberhausen, Rhld. Rückstoßfänger für Wasserleitungen. 2. XII. 31.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

NEUERSCHEINUNGEN.

- Das Gesetz zur Änderung von Gesetzen über Wasser- und Bodenkulturangelegenheiten vom 25. Juli 1933, nebst Begründung. Mit Einleitung von Reg.-Baurat Fr. Lippert, Berlin. Mitteilungen des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verbandes E. V. Berlin-Halensee. Nummer 34. DIN A 5. 36 Seiten. Berlin 1933. Zu beziehen durch die Verbands-Geschäftsstelle, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstr. 50 und durch den Buchhandel. Preis RM 1,—.
- Wasserbauliche Mitteilungen (Vizügyi Közlemenyek) der Sektion für Wasserbau und Wasserwirtschaft des kgl. ungarischen Ackerbauministeriums. Jahrgang 1933, 2. Hälfte (Juli-Dezember). 18,8 × 26,2 cm. 399 Seiten mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen im Text. Dazu eine besondere Broschüre von 105 Seiten mit je einer kurzen Inhaltszusammenfassung in deutscher, englischer, französischer und italienischer Sprache. Format wie Original. Verlag Kiralyi Magyar Egyetemi Nyomda, Budapest 1933.
- Andriescu-Cale, I.: Allgemeine Betrachtungen über die Schiffbarmachung der wichtigsten rumänischen Nebenflüsse der Donau: Olt, Ialomitza, Sereth und insbesondere des Pruth. Broschüre. 16 × 23,5 cm. 126 Seiten. In rumänischer Sprache, mit einer Zusammenfassung in Französisch. Verlag Terek & Caminschi, Iași 1934.
- Roß, M.: Die verschleißfeste VT-Stahl-Schiene der Dortmund-Hörder Hüttenverein A.-G., Dortmund. Ergebnisse der an der Eidgen. Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich in den Jahren 1932—1933 durchgeführten Untersuchungen. Bericht Nr. 78. Oktober 1933. 21 × 30 cm. 22 Seiten mit 21 Abb.
- Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns. Band 2, Heft 10 (Schlußheft des 2. Bandes mit Inhaltsverzeichnis aller Hefte des 2. Bandes). Düsseldorf Januar 1934. DIN A 4. 26 Seiten mit 41 Abb. und 7 Zahlentafeln. In Kommission beim VDI-Verlag, Berlin. Preis brosch. RM 2,90.
- Das lärmfreie Wohnhaus. Herausgegeben vom Fachausschuß für Lärminderung im VDI. DIN A 5. VI/90 Seiten mit 87 Abb. und 6 Tabellen. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1934. Preis brosch. RM 2,50.
- VEDAG-Buch 1934. Herausgegeben von Geh. Baurat C. Falian. 7. Jahrgang. 16 × 23 cm. 211 Seiten mit zahlreichen Abbildungen. Zu beziehen von der VEDAG, Vereinigte Dachpappen-Fabriken Aktiengesellschaft, Berlin W 35, Lützowstr. 33—36.
- Der vorliegende 7. Jahrgang der bekannten Vedag-Bücher ist vorzugsweise der Normung der Dachdeckungs- und Isolierungsmaterialien gewidmet. Der Werdegang der Normung und ihre Bedeutung im einzelnen werden von sachkundigen Verfassern geschildert. Weitere Aufsätze befassen sich mit Spezialgebieten und praktischen Ausführungen aus den Gebieten des Bautenschutzes. Ein ausführliches Schrifttums-Verzeichnis der Dachpappen- und Teerindustrie und des Straßenbaues beschließt den Band.
- Kaufmann, E.: Von Ledoux bis Le Corbusier. Ursprung und Entwicklung der Autonomen Architektur. 18 × 26 cm. 64 Seiten mit 88 Abb. im Text. Verlag von Dr. R. Passer, Wien-Leipzig, 1933. Preis geh. RM 3,50 (S 7,—).
- 75 Jahre Schlesische Portland-Zement-Industrie A.-G. Oppeln O.-S. Broschüre. 21 × 30 cm. 78 Seiten mit zahlreichen Abbildungen.
- Schacht, H.-J.: Der Radfahrweg. Ein Beitrag zur Lösung des Radfahrverkehrsproblems. 15 × 21 cm. VIII/80 Seiten mit 20 Abbildungen u. 18 Tabellen im Text. Kommissionsverlag: Keyersche Buchhandlung, Erfurt 1934. Preis geh. RM 4,50.
- Wenzel, Fr.: Beitrag zur Stoßfestigkeit von Beton. 15,5 × 23 cm. 77 Seiten mit 25 Schaubildern, 10 Tabellen und mehreren Abbildungen im Text. Druck von Frommhold & Wendler, Leipzig 1934.
- Schmitthenner, P.: Die Baukunst im neuen Reich. Aus der neuen Schriftenreihe „Das neue Reich“. Herausgegeben von der Deutschen Akademie in München. Oktav. 48 Seiten mit 13 Abb. Verlag von Georg D. W. Callwey, München 1934. Preis kart. RM 0,90.
- Wolf, G.: An einen werdenden Baumeister. Aus der neuen Schriftenreihe „Das neue Reich“. Herausgegeben von der Deutschen Akademie in München. Oktav. 35 Seiten. Verlag von Georg D. W. Callwey, München 1934. Preis kart. RM 0,90, geb. RM 1,50.