

DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang

27. April 1934

Heft 17/18

PLANGESTALTUNG UND AUSBAU EINES ZWISCHENGEMEINDLICHEN HAUPTVERKEHRS-STRASSENNETZES IM RHEINISCH-WESTFÄLISCHEN INDUSTRIEGEBIET.

Von Baurat Heller, Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk, Essen.

Da für die nächsten Jahre mit einer Steigerung des Kraftwagenverkehrs gerechnet werden muß, die die seitherige Entwicklung bei weitem übertrifft, so wird die kraftwagenreife Ausgestaltung des vorhandenen deutschen Straßennetzes als eine mit dem Neubau der Reichsautobahnen Hand in Hand gehende nicht weniger vor- dringliche Aufgabe angesehen werden müssen, um für diese dem großen Durchgangs- und Fernverkehr dienenden Strecken ein geeignetes Zubringernetz zu schaffen. Die Durchprüfung der hierfür erforderlichen Baumaßnahmen wird man auch für die Zukunft den öffentlich-rechtlichen, wegebaupflichtigen Verbänden, den Straßenverwaltungen der deutschen Länder und der preußischen Provinzen überlassen, zumal da diese Stellen über tiefgründige Erfahrungen verfügen und die örtlichen Verkehrserfordernisse am besten zu übersehen in der Lage sind.

als möglich benutzt und Neubaustrecken nur insoweit vorgesehen, als sie zur Umgehung eng bebauter Siedlungskerne, für Begradi- gungen unübersichtlicher Strecken und zur Abkürzung von Um- wegen erforderlich waren. Auf diese Weise entstand ein Netz zwischengemeindlicher Hauptverkehrsstraßen für den durchgehen- den Kraftwagenverkehr — das sog. Verbandsstraßennetz (Abb. 1).

Bei der fluchtlinienmäßigen Festsetzung der einzelnen Strecken dieses Liniennetzes, für welche nach dem erwähnten Ge- setz vom 5. Mai 1920 die Zuständigkeit von den Belegenheits- gemeinden an den Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk übergegan- gen ist, mußte man sich von vornherein Klarheit verschaffen über die Aufteilung des Straßenquerschnitts. Der besondere Siedlungscharakter des Bezirks — das dicht besiedelte innere Industriegebiet mit rein städtischem Charakter und die mehr



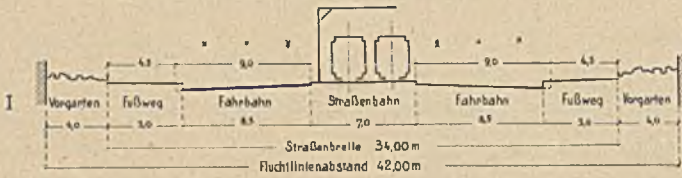
Abb. 1. Straßennetz des Ruhrsiedlungsverbandes.

Im rheinisch-westfälischen Industriegebiet, das bei seiner starken Anhäufung von Produktionsstätten und der daraus ent- standenen dichten Besiedlung verkehrs- und siedlungspolitisch gesehen eine Einheit bildet, gehört die Planung und der Ausbau des Hauptverkehrsstraßennetzes zu den Aufgaben des Siedlungs- verbandes Ruhrkohlenbezirk, der als überkommunaler Verband durch das preussische Gesetz vom 5. Mai 1920 ins Leben gerufen wurde. Bei Aufnahme seiner Tätigkeit fand dieser Kommunalver- band ein Hauptverkehrsstraßennetz vor, welches, aus den Bedürf- nissen des langsamen Fuhrwerksverkehrs entstanden, nun aber den steigenden Anforderungen des sich immer mehr ausbreitenden Kraftwagenverkehrs nicht mehr gewachsen war. Bei der zunächst erforderlichen plantechischen Ausgestaltung dieses Netzes wur- den die vorhandenen Stadt-, Kreis- und Provinzialstraßen soweit

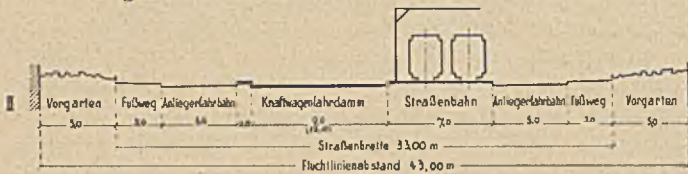
ländlichen Gebiete im Norden, Osten und am linken Niederrhein — läßt es nicht zu, hier nach einem starren System zu verfahren. Wie aus der Abb. 2 hervorgeht, kommt in städtischen Bezirken in der Regel die Anordnung von zwei Richtungsfahrbahnen ge- gebenenfalls mit Straßenbahn in der Mitte auf besonderem Bahn- körper in Betracht, da in Stadtbezirken eine Anlehnung des Ver- bandsstraßenquerschnitts an die Verkehrsgestaltung des übrigen Stadtstraßennetzes zweckmäßig erscheint, welches in der Regel auf Richtungsverkehr eingestellt ist. In mehr ländlichen Gegenden und beim weiteren Ausbau vorhandener Landstraßen findet viel- fach eine Ausbildung des Querschnitts nach dem Grundsatz der Trennung der Verkehrsarten Anwendung. Hierbei wird in der Regel ein mittlerer Fahrdamm für den schnellfahrenden Kraft- wagenverkehr angeordnet, an den sich der Verkehrsstreifen für

die Straßenbahn und weiterhin beiderseits je nach der fortschreitenden Bebauung Ortsfahrbahnen für den Langsamverkehr anschließen sollen. Mehr als seither wird man in der Zukunft den Verkehrsstreifen für den durchgehenden Kraftwagenverkehr als selb-

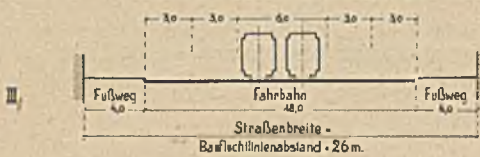
Querschnitt mit zwei Fahrbahnen für alle Fahrzeuge



Querschnitt mit besonderem Kraftwagenfahrdamm



Querschnitt mit einer Fahrbahn für alle Fahrzeuge (an besonders engen Stellen)



Vorläufiger Ausbau des Kraftwagenfahrdammes

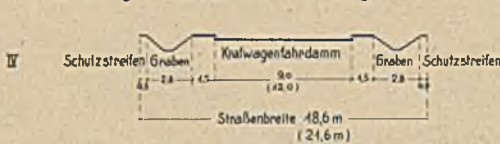


Abb. 2.

ständiges Verkehrsband losgelöst von der eigentlichen Straße anordnen. Da an derartigen Verkehrsbandern nicht gebaut werden darf, fällt jeder Anliegerverkehr und damit die Störung des Schnellverkehrs durch Querverkehr fort.

An die Trassierung der Verbandsstraßen als Hauptverkehrsstraßen sind besonders weitgehende Anforderungen zu stellen. Anzustreben ist eine möglichst gestreckte Linienführung mit großen übersichtlichen Krümmungen. Der Krümmungshalbmesser soll nicht kleiner sein als 100 m. Soweit im gebirgigen Gelände kleinere Halbmesser nicht zu umgehen sind, liegt die untere Grenze bei etwa 30 m. Steigungen sollen im allgemeinen nicht größer als 1:30 sein und im gebirgigen Gelände nach Möglichkeit nicht stärker als 1:20. Für die Rampen beiderseits von Kreuzungsbauwerken gilt im allgemeinen für das Gefälle ein Maß von 1:40, in sonst bergigem Gelände ein Maß von 1:30. Die Gefällsbrechpunkte im Längsschnitt der Straße müssen ausgerundet werden. Für Ausrundungshalbmesser konvexer Knickpunkte (Kuppen) gilt zur Erreichung ausreichender Verkehrsübersicht ein Mindestmaß von 2000 m. Bei konkaven Knicken ist die Einlegung eines Ausrundungsbogens von 1500—2000 m erwünscht.

An den Kreuzungsstellen der Verbandsstraßen mit anderen Verkehrsanlagen sind erstere in ihrer Hauptrichtung möglichst glatt durchzuführen. Falls dies nicht möglich ist, sind genügend lange gerade Strecken vor und hinter den Bauwerken anzuordnen. Bei Straßenüberführungsbauwerken wird die Konstruktion in vielen Fällen wirtschaftlich so gewählt werden können, daß eine spätere Verbreiterung des Bauwerks auf den vollen Straßenquerschnitt möglich bleibt. Bei Straßenunterführungen wird mit Rücksicht auf die Höhe der Anlagekosten eine Einschränkung des Querschnitts im Bereich des Kreuzungsbauwerks in vielen Fällen nicht vermeiden lassen. Der Verkehrsstreifen für den Kraftwagenverkehr ist hierbei möglichst in voller Breite durchzuführen. Die

Einschränkung geht auf Kosten der Verkehrsstreifen für den Langsamverkehr und für die Bürgersteige. Als lichte Durchfahrts Höhe ist wie bei Fernverkehrsstraßen das Maß von 4,50 m erstrebenswert. Da innerhalb der Ortslagen des Verbandsgebiets Straßenunterführungen geringerer lichter Höhe selbst an verkehrswichtigen Punkten vorhanden sind, kann in den Fällen, in denen dies die örtlichen Verhältnisse erfordern, wie z. B. bei der Unterführung vorhandener Reichsbahnstrecken auf ein Maß von 4,20 m herabgegangen werden. Bei dieser lichten Höhe ist die Unterführung einer Straßenbahn noch gerade möglich.

Was die Quergestaltung der Fahrbahn in den geraden Strecken anlangt, so wird die Fahrbahnoberfläche im allgemeinen dachförmig mit einer oberen Ausrundungsparabel ausgebildet. Hierbei soll die Querneigung möglichst flach sein, damit überholende schnellfahrende Kraftwagen nicht ins Schleudern kommen. Als geeignetes Maß für die Querneigung gilt 2%. Eine stärkere Wölbung der Fahrbahnoberfläche ist nur für den vorübergehenden Zustand des chausseemäßigen Ausbaus vertretbar. In geeigneten Fällen kann die Fahrbahn auch einseitiges Gefälle in ganzer Breite erhalten, wenn das z. B. zwischen ständig aufeinanderfolgenden Krümmungen aus Gründen des Verkehrs und der Entwässerung zweckmäßig ist.

Bei den verhältnismäßig hohen Geschwindigkeiten des schnellfahrenden Kraftwagenverkehrs wird beim Ausbau der Verbandsstraßen der sorgfältigen Ausbildung der Krümmungen besondere Beachtung geschenkt. Um ein Kippen oder Abgleiten der Fahrzeuge in den Kurven zu vermeiden, ist hier eine einseitige Überhöhung der Fahrbahn erforderlich, die sich nach der bekannten Formel

$$\text{tg } \alpha = \frac{v^2}{g \cdot r} - f$$

errechnet, wobei bedeutet

- α der Winkel zwischen der Straßenoberfläche und der Horizontalen,
- v die Geschwindigkeit des Fahrzeuges in m/sec,
- g die Erdbeschleunigung,
- r den Krümmungshalbmesser,
- f die Reibungszahl der gleitenden Reibung.

Da die zum Ausbau kommende Kraftwagenfahrbahn neben dem Kraftwagenverkehr auch noch langsamen Fuhrwerksverkehr aufzunehmen hat, liegt die obere Grenze der Überhöhung bei 6%, wie dies auch in den Richtlinien des Reichsverkehrsministeriums für Fernverkehrsstraßen vorgeschrieben ist. Durch diese Begrenzung der Überhöhung nach oben wird ein Abrutschen der langsam fahrenden eisenbereiften Fahrzeuge vermieden.

Für die Ausgestaltung der Krümmung im Grundriß ist im allgemeinen der Kreisbogen mit beiderseitigen Übergangsbögen zum Anschluß an die geraden Strecken vorherrschend. Beim Ausbau der Verbandsstraßen ist unter Auswertung der Erfahrungen des Auslandes, insbesondere Spaniens, die Lemniskate mit Erfolg in Anwendung gekommen. Diese Kurve mit stetig abnehmendem Krümmungshalbmesser von „unendlich“ bis zum kleinsten Werte im Scheitelpunkt des Bogens stellt eine sehr geeignete Grundrißform der Kurve dar, die dem Kraftwagen das Durchfahren der Krümmung erleichtert und die Fahrsicherheit erhöht.

Die Gleichung der Lemniskate in Polarkoordinaten lautet

$$r = a \sqrt{\cos 2 \varphi}.$$

Hierbei ist:

- r = Länge des Leitstrahls,
- a = Halbachse der Kurve,
- φ = Winkel zwischen der Halbachse und dem Leitstrahl.

Der für die Ausbildung von Straßenkrümmungen in Betracht kommende Teil der Schleifenlinie ist in der Abb. 3 hervorgehoben. Unter Benutzung obiger Gleichung läßt sich diese Kurvenlinie mit Hilfe von Schablonen aus dünner Pappe leicht in die Entwurfszeichnung eintragen. Dabei wird die Außenkante der Fahrbahn in der Weise erhalten, daß man zu beiden Seiten des Bisektors den gleichen Teil der Lemniskate symmetrisch einträgt. Die Innenkante der Fahrbahn ergibt sich in der gleichen Weise durch

Einlegen einer kleineren Lemniskate, deren Scheitelpunkt im Abstand der Straßenbreite zuzüglich Verbreiterungsmaß von dem Scheitelpunkt der Außenlemniskate liegt. Im einzelnen ist die Ausbildung der Kurven nach vorstehenden Einzelangaben aus der Abb. 3 ersichtlich. Besonders ist darauf zu achten, daß am Anfangspunkt der Lemniskate die äußere Straßenhälfte bereits horizontal ist. Von diesem Punkte aus nimmt die Überhöhung

kehrsplätze hinwegzuführen, weil die Fahrzeuge ohnedies beim Überqueren solcher Stellen die Geschwindigkeit ermäßigen müssen.

Die Einzelbearbeitung des Entwurfs erstreckt sich auf die Erdarbeiten, die Entwässerung und die eigentlichen Befestigungsarbeiten. Letztere gliedern sich wieder in den Unterbau, die Zwischendecke und die eigentliche Straßendecke in ihrer verschiedenen Ausführung. Einer besonderen Bearbeitung bedürfen selbstverständlich die Bauwerke, für die ausführliche Sonderentwürfe aufzustellen sind.

Was zunächst die **Erdarbeiten** anlangt, so ist in üblicher Weise ein Massenausgleich innerhalb der Baustelle anzustreben. Soweit Auftragsstrecken größeren Umfangs in Betracht kommen, ist die Zeitfolge des weiteren Fortschreitens des Ausbaus vorab zu klären. Unter Umständen wird für die Befestigungsarbeiten auf höheren Dammstrecken eine Frist von mindestens einem Jahr in Betracht kommen, damit die Erdanschüttungen genügend Zeit zum Setzen haben.

Die **Entwässerung der Kraftwagenfahrbahnen** erfolgt nach den beiderseitigen Seitengräben und, soweit dies innerhalb der bebauten Gebiete möglich ist, durch Anschluß an das städtische Entwässerungsnetz. Auf eine gute Entwässerung der Packlage ist bei undurchlässigem Untergrund und in Mulden besonderer Wert zu legen. Sie erfolgt mittels Rigolen unter dem Gehweg hindurch nach den Seitengräben hin und bei Anschluß an eine Kanalisation durch Längsdrainagen unter der Straßenrinne, die nach den Sinkkästen entwässern.

Der **Aufbau der eigentlichen Straßenbefestigung** beginnt mit der Herstellung des **Unterbaus**. Mit Rücksicht auf den vorherrschenden schweren Lastkraftwagenverkehr wird eine Packlage von 25 cm Stärke im versetzten und abgewalzten Zustand für notwendig erachtet (Abb. 4). Über dieser Packlage, auf deren Versetzen und Abwickeln besondere Sorgfalt zu verwenden ist,

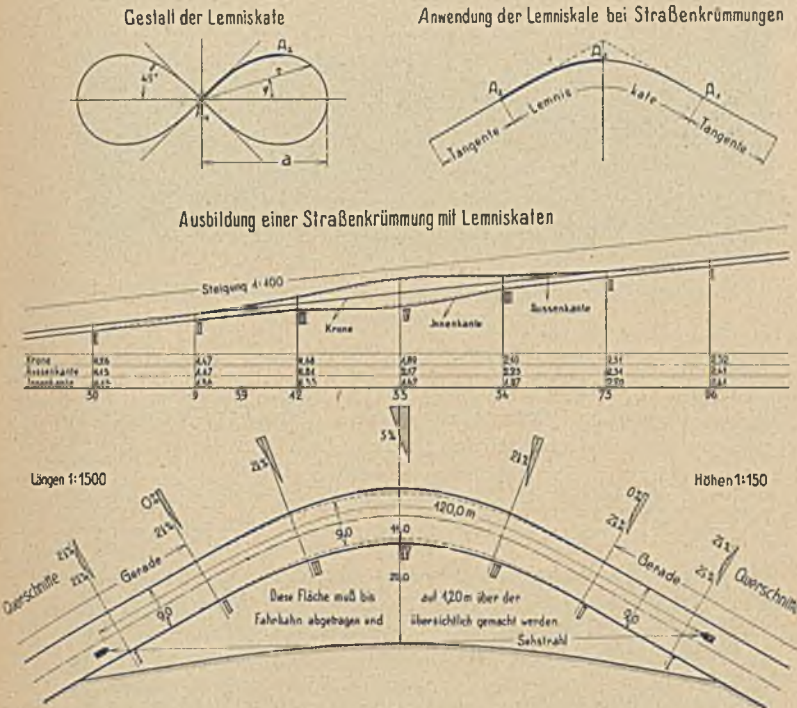


Abb. 3.

gradlinig zu bis zu ihrem Höchstwert in der Symmetrieachse der Straßenkrümmung. Im Scheitel der Kurve ist eine genügende Ausrundung vorzusehen.

Die **Verbreiterung der Fahrbahn** im Bereich der Krümmungen ist einmal dadurch bedingt, daß der Wagenkasten durch seine Schrägstellung in der gekrümmten Fahrbahn eine größere Fahrbahnbreite erfordert.

Sodann ist eine Verbreiterung über dieses Mindestmaß hinaus erwünscht, um dem Lenker des Kraftfahrzeuges eine größere Sicherheit beim Ausweichen in der Krümmung zu geben. Für eine Fahrspurbreite von 3 m sind mindestens folgende Verbreiterungen im Scheitel der Kurve anzuwenden:

Halbmesser	Mindestverbreiterung	Zuschlag zur Vergrößerung der Fahrsicherheit	Gesamtverbreiterung
100 m	0,30 m	0,40 m	0,70 m
200 „	0,15 „	0,35 „	0,50 „
300 „	0,10 „	0,20 „	0,30 „

Auf die **Übersichtlichkeit der Straßenkrümmungen** ist besonderer Wert zu legen. Entgegenkommende Fahrzeuge müssen sich auf eine Entfernung von etwa 120 m in der Fahrbahn gemessen sehen können. Diese Sichtweite ist erforderlich, wenn zwei sich mit einer Geschwindigkeit von 60 km/Std. entgegenfahrende Wagen noch vor der Begegnung zum Halten gebracht werden sollen. Bodenmassen und Pflanzenwuchs, welche die Übersichtlichkeit der Straße behindern, müssen mindestens bis zur Höhe von 1,20 m über der Fahrbahn entfernt werden.

Schließlich bedarf die **Kurvenausbildung an Einmündungen und Kreuzungen** im Zuge von Verbandsstraßen einer besonderen Bearbeitung. Im allgemeinen wird davon abgesehen werden können, Überhöhungen über die an solchen Punkten entstehenden Ver-

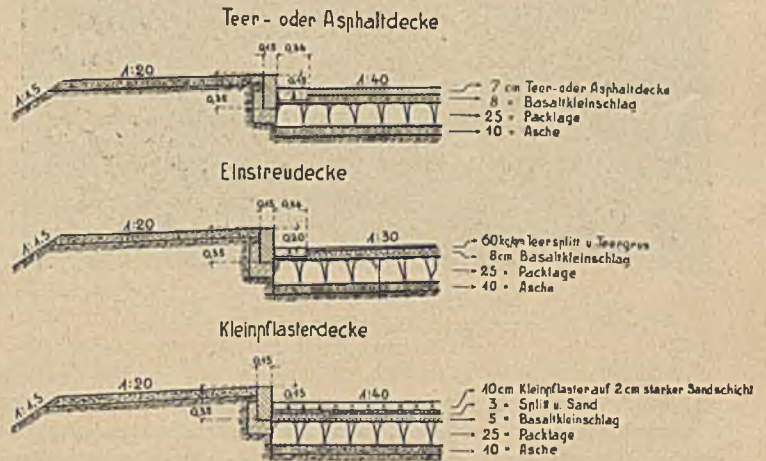


Abb. 4. Straßenbefestigungen.

wird eine Schotterzwischen- decke von etwa 6 cm Stärke angeordnet, an die sich dann die eigentliche Straßendecke anschließt, die die Straßenbefestigung nach oben hin abgrenzt. Bei dreispuriger Fahrbahn von 9 m Breite wird eine Fahrbahneinfassung durch erhöhte Bordsteine für richtig gehalten, um hierdurch die Fahrbahngrenzen scharf hervorzuheben und damit die Ausnutzung der gesamten Fahrbahnbreite zu ermöglichen.

An die **Befestigung der Fahrbahndecke** sind besonders weitgehende Anforderungen hinsichtlich der Ebenheit, Rauigkeit, Haltbarkeit und Wirtschaftlichkeit zu stellen. Beim Ausbau der Verbandsstraßen sind die verschiedenartigsten Bauweisen zur Anwendung gekommen (Abb. 5—8). Neben 18 km Klein- und Großpflaster- sind 80 km schwere Asphalt- und Teerdecken und 40 km mittelschwere Bitumen- und Teerdecken ausgeführt worden. Die Auswahl der Deckenbauweise erfolgt nach verkehrstechnischen und wirtschaftlichen Gesichtspunkten und ist somit in jedem Einzelfall von den jeweiligen örtlichen Verhältnissen abhängig. Nach dem Grundsatz der sparsamen und wirt-

schaftlichen Verwendung der Baugelder ist eine Deckenbauweise zu wählen, die unter Berücksichtigung des für die nächste Zukunft zu erwartenden Verkehrs eine für den Straßenunterhaltungspflichtigen wirtschaftlich vertretbare Unterhaltung gewährleistet.



Abb. 5. Verbandsstraße O W IV in Dortmund.
Vorläufige Fahrbahnbefestigung: Teereinstreudecke in 9 m Fahrbahnbreite.

Auf diese Weise sind alle Arten der Deckenbefestigung und innerhalb der einzelnen Bauweisen wieder alle Untergruppen beim Verbandsstraßenbau zur Anwendung gekommen. Von der reinen chausseemäßigen Befestigung wird abgesehen, da



Abb. 6. Verbandsstraße O W IV in Dortmund.
Fahrbahnbefestigung: Kleinpflaster und Teerbeton in 9 m Fahrbahnbreite,

selbst bei geringstem Kraftwagenverkehr sich unverträglich hohe Unterhaltungskosten ergeben. Grundsätzlich erhalten also die Verbandsstraßenneubaustrecken bei ihrem ersten Deckenausbau nach oben hin eine Oberflächendichtung durch Oberflächenbehand-

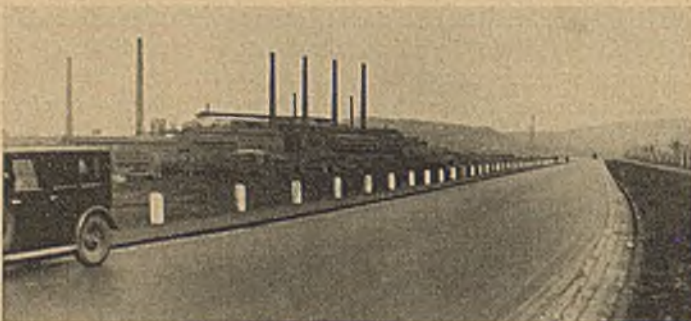


Abb. 7. Verbandsstraße O W V in Witten, südliche Umgehungsstraße.
Befestigung: Kleinschlagasphalt.

lung oder nach dem Einstreuverfahren. Die Erfahrung hat gezeigt, daß es sowohl aus technischen Gründen als auch in wirtschaftlicher Hinsicht richtiger ist, in allen Fällen eine derartig leichte Bauweise als vorläufige Deckenbefestigung auszu-

führen und die schweren Decken erst nach Einfahren der Straße und Nachdichten des Unterbaus unter dem Verkehr auszuführen. Da man bei noch so sorgfältiger Ausführung des Erdbaues und des Unterbaues immer mit geringen Nachsackungen und so mit Wellenbildungen in der Straßenoberfläche



Abb. 8. Verbandsstraße N S I.
Umgehungsstraße der Gemeinde Weeze. Fahrbahnbreite 6 m.
Befestigung: Teereinstreudecke.

zu rechnen haben wird, man, um eine möglichst glatte Fahrbahnfläche zu erreichen, mit dem Aufbau der festen Decke warten müssen, bis weitere Veränderungen des Unterbaus nicht mehr zu erwarten sind. Zwischenzeitlich auftretende höhere Unterhaltungskosten müssen in Kauf genommen werden.

Über die beim Ausbau der Verbandsstraßen bisher hergestellten Bauwerke mögen einige grundsätzliche Angaben genügen.

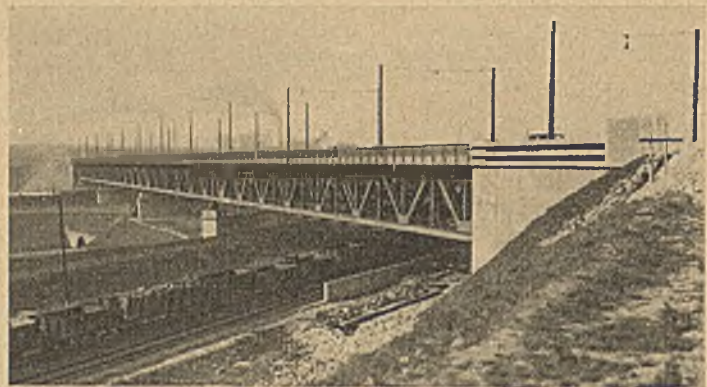


Abb. 9. Verbandsstraße O W IV im Stadtgebiet Dortmund.
Überführungsbauwerk über die Reichsbahn. Länge 310 m; Breite 18 m.



Abb. 10. Verbandsstraße O W V von Witten bis Hagen (Vorhalle).
Kreuzungsbauwerk mit der Ruhr unterhalb des Harkortstausees bei Wetter.

Da ein großer Teil des Verbandsgebiets unter der Einwirkung des Bergbaus liegt, kommen im allgemeinen für die Tragkonstruktionen der Bauwerke nur statisch bestimmte Systeme in Frage. Da ferner

später etwa erforderliche Hebungsarbeiten bei eisernen Überbauten meist einfacher sind, herrscht bei der Ausbildung der Überbauten das Eisen als Baustoff vor (Abb. 9—11). Aber auch für die Verwendung des Eisenbetons im Bergbauggebiet ist in geeigneten

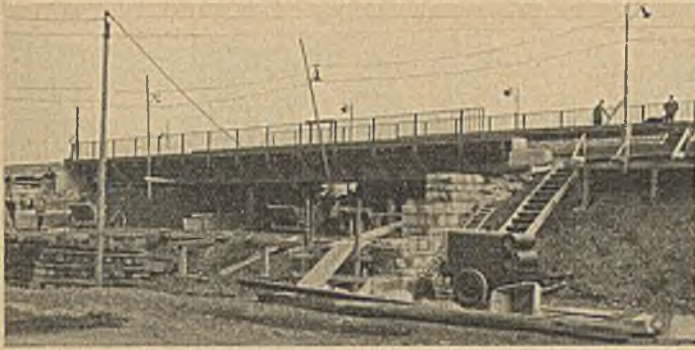


Abb. 11. Verbandsstraße N S V Kreuzungsbauwerk mit der Reichsbahnstrecke Kettwig—Mülheim—Saarn. Nach dem Einsetzen des eisernen Überbaues Entfernung des Erdkerns zwischen den fertigen Widerlagern.

Fällen eine Lösung versucht und, wie aus Abb. 12 u. 13 hervorgeht, auch in einer Weise erreicht worden, die wohl in konstruktiver als auch in ästhetischer Hinsicht befriedigt.

Die beim Ausbau der Verbandsstraßen bis jetzt zur Verwendung gekommenen Baustoffe sind restlos deutschen Ursprungs und haben zur Beschaffung von Arbeitsmöglichkeiten im rheinisch-westfälischen Industriegebiet in beachtenswerter Weise beigetragen. Die Steine für die Herstellung der Packlage sind fast ausschließlich aus den Ruhrkohlsandsteinbrüchen des Ruhrtals entnommen, während für die Decklage der Basaltschotter des Westerwaldes und zum geringen Anteil die Hochofenschlacke des Industriegebiets zur Verwendung gekommen ist. Die Granitbordsteine gelangten aus den Brüchen in Schlesien, Sachsen, Bayern und dem Harz zur Anlieferung, während der Bedarf an Asche für die Bürgersteige und für die Unterbettung der Packlage und ferner an Teerschotter bei den Produktionsstädten



Abb. 12. Verbandsstraße D VI. Kreuzungsbauwerk mit der Reichsbahn. Baustoff: Eisenbeton. Statisches System: Gerberträger. Mittelöffnung 25 m. Seitenöffnung $2 \times 17,5$ m. Fahrbahnbreite 9 m. Zwei Gehwege mit je 1,5 m.

des rheinisch-westfälischen Industriegebiets gedeckt wurde. Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß die eisernen Brückenüberbauten von der im Ruhrgebiet ansässigen Brückenbauindustrie geliefert wurden.

Die Baukosten des Verbandsstraßenbaus sind naturgemäß bei der neuzeitlichen und technisch vollkommenen Ausstattung der Verbandsstraßen nicht gerade gering. Einschließlich der kleineren Bauwerke haben sie nach den bisherigen Ermittlungen für eine Fahrbahnbreite von 9 m etwa 380 000 RM je km betragen. Insgesamt sind bis jetzt für den Verbandsstraßenbau rd. 42 Mill. verausgabt, die aufgebracht sind aus Eigenmitteln des Verbandes, durch langfristige und kurzfristige Anleihen, aus Mitteln der wertschaffenden Arbeitslosenfürsorge und aus Mitteln der verschiedenen Arbeitsbeschaffungsprogramme der Reichsregierung.

Nachdem die plantechische Festlegung des Verbandsstraßennetzes nach jahrelangen eingehenden Verhandlungen mit den Mitgliedsgemeinden des Verbandes zu einem vorläufigen Abschluß gekommen war, hat der Verband im Jahre 1925 mit dem Ausbau des Verbandsstraßennetzes begonnen. Von dem ihm auf gesetzlicher Grundlage zustehenden Recht auf Übernahme der Wegeunterhaltungspflicht wurde bisher nicht Gebrauch gemacht. Der Verband hat lediglich die Oberleitung über den Verbandsstraßenbau übernommen, um dessen Finanzierung und technische Durchführung nach einheitlichen Gesichtspunkten sicherzustellen. Der Verband hat sich zur Aufgabe gestellt, zunächst die innerhalb des Verbandsstraßennetzes fehlenden Zwischenstücke von 770 km Länge zu bauen. Er stellt den Mitgliedsgemeinden nach bestimmten Richtlinien hierfür Mittel zur Verfügung, und zwar erstreckt sich die Beteiligung des Verbandes lediglich auf den Neubau des weiter oben erwähnten Verkehrstreifens für den durchgehenden Kraftwagenverkehr. Die Verbesserung und der weitere Ausbau der vorhandenen Verbandsstraßenstrecken ist Sache der jeweiligen wegeunterhaltungspflichtigen Stadt- und Landkreise des Siedlungsverbandes und der Provinzialverbände von Rheinland und Westfalen.



Abb. 13. Verbandsstraße O W V. Kreuzung mit einem Nebenarm der Ruhr in Witten. Baustoff: Eisenbeton. Statisches System: durchlaufender Balkenträger. Zwei Öffnungen je 14,75 m; drei Öffnungen je 17,5 m. Fahrbahnbreite 9 m. Zwei Gehwege je 1,5 m.

Zur planmäßigen Verwendung der Mittel nach Maßgabe der Verkehrserfordernisse wurde im Jahre 1925 ein I. Bauprogramm festgelegt, für das eine Bauzeit von etwa acht Jahren vorgesehen war.

Nach den vorgenannten organisatorischen, technischen und finanziellen Grundsätzen hat sich die Bautätigkeit des Siedlungsverbandes seit dem Jahre 1925 vollzogen.

Nach Beendigung der Arbeiten des I. Ausbauprogramms im Laufe dieses Sommers wird der Verband seine weitere Ausbautätigkeit auf die neuen Gesichtspunkte einstellen, welche aus der tatkräftigen Förderung des deutschen Straßenbaues durch die nationalsozialistische Regierung herzuleiten sind. Wenn einerseits die Verkehrsanschauungen, die im Jahre 1925 zur programmatischen Festlegung der Ausbautätigkeit des Verbandes geführt haben, heute nicht mehr die gleichen sind, so kommt ferner hinzu, daß durch den Neubau der Reichsautobahnen dem Verbandsstraßennetz Aufgaben dadurch erwachsen, daß es berufen ist, diesen Reichsautobahnlinien den Verkehr zuzuführen. Bei der Verbandsleitung wird zur Zeit geprüft, inwieweit hierdurch eine Abänderung oder Neuaufstellung des früher festgelegten Ausbauprogramms erforderlich ist. Jedenfalls steht folgendes fest: Ebenso wie im gesamten Reichsgebiet der Ausbau des vorhandenen Straßennetzes auch heute noch für unumgänglich notwendig gehalten wird, sind sich alle am Straßenbau des Verbandsgebiets interessierten Kreise darüber klar, daß der Verbandsstraßenbau durch den Neubau der Reichsautobahnen keineswegs als überholt anzusehen ist. Der Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk, dem Planung und Ausbau des Hauptverkehrsstraßennetzes des rheinisch-westfälischen Industriegebiets obliegen, wird durch den Reichsautobahnbau vor neue Aufgaben gestellt, welche zusammen mit der bisherigen Aufgabe der Verbesserung des zwischengemeindlichen Durchgangsverkehrs für den zukünftigen Ausbau des Verbandsstraßennetzes richtunggebend sein werden.

DIE ERFABRUNGEN IM SCHWEIZERISCHEN BETONSTRASSENBAU.

Von Dipl.-Ing. E. T. H. W. Busch¹.

Übersicht. Nach kurzer Übersicht über die Entwicklung des schweizerischen Betonstraßenbaues werden verschiedene Arten des Unterbaues, sowie der Belagsprofile besprochen und die damit gemachten Erfahrungen bekannt gegeben. Ferner werden Angaben über Bauweise, Betonzusammensetzung, Bewehrung und Fugenausbildung usw. gemacht.

Wohl wurden die ersten Betonbeläge in der Schweiz schon in den Jahren 1909 und 1914 nach dem patentierten Verfahren von Robert Kieserling, Altona in der Stadt Rorschach erstellt, doch kann von einer Entwicklung des Betonstraßenbaues erst in der Zeit nach 1925 gesprochen werden, denn bis dahin blieben die Rorschacher Betonbeläge die einzigen. In den folgenden Jahren nahm dann der Betonstraßenbau einen erfreulichen Aufschwung. So besaß die Schweiz

Ende 1926	6 659 m ²
„ 1927	12 771 m ²
„ 1928	27 333 m ²
„ 1929	118 265 m ²
„ 1930	230 727 m ²
„ 1931	263 179 m ²
„ 1932	308 310 m ²
„ 1933	403 692 m ² Betonbeläge.

Auf 6 m Straßenbreite umgerechnet entspricht dies einer Länge von rd. 67 km.

Wenn auch das Betonstraßennetz der Schweiz noch kein sehr ausgedehntes ist, so war es doch möglich, in dieser Reihe von Jahren verschiedene Erfahrungen zu sammeln, über welche in der Folge berichtet sei.

Hinsichtlich der notwendigen Unterbauarbeiten war man anfänglich der Auffassung, daß auch der Betonbelag eines soliden Unterbaues mit Steinbett und Bekiesung bedürfe. Die Tatsache, daß der starre Betonbelag selbst imstande ist, die Verkehrslasten zu tragen, d. h. selbst druckverteilend wirkt, gab schon im Jahre 1928 Anlaß dazu, den Unterbau für den Betonbelag zu vereinfachen, d. h. von einem Steinbett abzusehen.

Bei der Erstellung des Unterbaues müssen wir unterscheiden zwischen bestehenden Straßen und Neuanlagen.

Da unsere bestehenden Straßen im allgemeinen ein starkes Kiesbett aufweisen, genügt es in solchen Fällen, dieses leicht aufzureißen, auszugleichen und in das gewollte Profil zu walzen. Während noch vor zwei Jahren diese Planie eingeschlämmt und bis zur Sättigung gewalzt wurde, wie dies bei andern Belägen notwendig ist, ging man dazu über, die Planie für den Betonbelag nur leicht zu komprimieren und nicht zu schlämmen. Dadurch wird die Unterlage etwas elastischer und bildet eine Art Rollenlager, auf dem der Belag in seinen Temperaturbewegungen weniger gehemmt ist. Zudem wird der starre Belag auf dieser leicht nachgiebigen Unterlage weniger stark erschüttert.

Bei Neuanlagen hängt die Gestaltung des Unterbaues von der Beschaffenheit des Untergrundes ab. Während der Belag auf kiesigem Untergrund ohne besonderen Unterbau direkt auf den leicht gewalzten Kiesboden aufgebracht werden kann, so dient ihm bei wasserundurchlässigem, wenig tragfähigem Boden eine rd. 15—20 cm starke, leicht eingewalzte Kiessandschicht als Unterbau. Diese Kiessandschicht erfüllt einen mehrfachen Zweck. Einmal dient sie dem Belag wiederum als Rollenlager, ferner als Entwässerungsschicht und zugleich bildet sie zusammen mit dem Belag eine gute Isolierschicht gegen Frost, was besonders bei lehmigem Untergrund von Vorteil ist.

Alle Betonbeläge, die auf einem in der einen oder anderen Weise erstellten Unterbau liegen, haben sich bisher sehr gut gehalten.

Der Querschnitt des Betonbelages selbst hat im Laufe der Zeit verschiedene Änderungen erfahren. Es sind speziell drei Profiltypen von besonderem Interesse.

Bis Ende 1928 wurde ausschließlich Profiltyp I (Abb. 1) angewandt. Der Belag war durchweg gleich stark und wurde bis zu 6 m Breite ohne Mittelfuge ausgeführt. Dieser Profiltyp hat sich gut bewährt. Nur auf der 1927

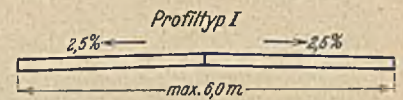


Abb. 1.

erstellten Strecke Schinznach — Brugg stellten sich schon nach einem Jahre Quer- und Längsrisse ein.

Um diese Rißbildung aufzuklären, wurden auf dieser Strecke unter Leitung der Herren Prof. Dr. M. Roš, E. T. H. Zürich und Ing. Maillart, Genf, Belastungsversuche durchgeführt. Diese ergaben, daß die dortige Belagstärke von 16 cm genügend, daß aber eine Verstärkung der Plattenränder wünschenswert sei.

Dem Beispiel Deutschlands und Amerikas folgend, entschloß man sich hierauf zu einer Querschnittsverstärkung der Randpartien, nach Profil II (Abb. 2).

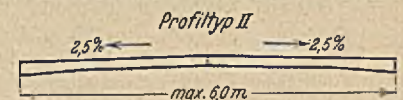


Abb. 2.

Die im Jahre 1929 ausgeführten Beläge (Abb. 3) und diejenigen der ersten Hälfte 1930 wurden nach diesem Profiltyp ausgeführt. Schon im Sommer 1930 traten in den im Vorjahr erstellten Belägen achsiale Längsrisse auf, die ihrer Häufig-

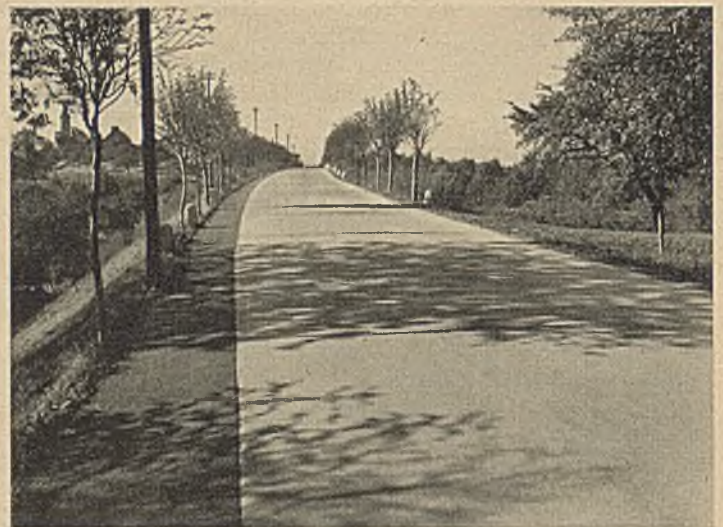


Abb. 3. Straße Amriswil—Neukirch—Arbon, Kt. Thurgau, erstellt 1929, 5,70 m breit, Profiltyp II.

keit wegen auf eine prinzipielle Sache hinwies. Es ist anzunehmen, daß durch diese Randverstärkungen die Platte in ihrer Bewegungsfreiheit gehemmt wird. Dadurch können z. B. bei Temperaturänderungen Zugspannungen in Plattenmitte auftreten, denen der dortige Querschnitt nicht gewachsen ist. Eine Verstärkung der Plattenmitte unter Belassung der Randverstärkungen kam der Kosten wegen nicht in Betracht, weshalb man wieder zum früheren Profiltyp zurückkehrte, allerdings unter Einführung der Mittelfuge. Dieser Profiltyp III (Abb. 4) hat sich bis heute gut bewährt.

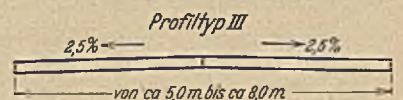


Abb. 4.

Das Dachprofil ohne Mittelfuge wurde gänzlich fallen gelassen oder bei Fahrbahnbreiten unter 5 m oder bei drei Fahrstreifen (Abb. 5) so ausgebildet, daß die Plattenunterkante geradlinig durchgeführt wird (Abb. 6).

Daß Profil II ein technischer Mißgriff war, zeigen folgende Zahlen:

In den nach Profiltyp I ausgeführten Betonbelägen weisen heute rd. 11% aller Platten Risse auf. Bei Profiltyp II sind es

¹ In Firma Betonstraßen A.-G. Wildeg.

rd. 45%, meist achsiale Längsrisse, und bei Profiltyp III nur noch 1,5%.

Der Einbau des Belages erfolgte anfänglich durchweg in zwei Schichten. Im Bestreben, die Gesteungskosten des Belages zu senken, ging man im Jahre 1930 dazu über, in denjenigen Gebieten,



Abb. 5. Avenue des bains, Yverdon, Kt. Waadt, erstellt 1933, 9 m breit, Profiltyp IV.

in welchen ein brauchbarer Schotter billig erhältlich war, einschichtig zu bauen. Man erblickte darin neben dem technischen Vorteil einer homogenen Platte den Vorteil eines einfacheren Einbaues. Man glaubte auch, diese qualitativ hochwertigere Platte etwas dünner ausbilden zu dürfen und ging bis zu einer mittleren Stärke von rd. 12,5 cm herab. Die Erfahrung lehrte jedoch, daß eine Betonschicht dieser Stärke durch den verwendeten Straßenfertiger in einem Arbeitsgang nicht einwandfrei verdichtet werden kann. Muß der Belag aber in zwei Schichten eingebaut werden, so verliert dieses System seine Wirtschaftlichkeit. Die dünne und daher leichte Platte wird zudem durch den schweren Verkehr zu stark erschüttert, was zu Ermüdungserscheinungen führen kann. Diese Bauart wurde daher bald wieder verlassen.

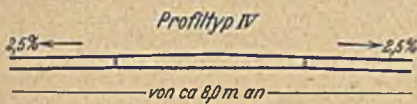


Abb. 6.

Die granulometrische Zusammensetzung des Betons erfolgte schon von 1927 an nach der Fullerkurve. In Spezialfällen, z. B. zur Erreichung größerer Rauigkeit in Steilstrecken, wurde auch Beton mit einem Ausfallkorn verwendet. Die Zusammensetzung erfolgte dann nach der Porvolumentheorie.

Während früher in der Oberschicht ausschließlich Hartsplitt aus Steinbrüchen Verwendung fand, ist man vor etwa drei Jahren dazu übergegangen auch Splitt zu verwenden, der aus groben Kieselbrocken unserer Flüsse oder Kiesgruben gebrochen wird. Da solcher Splitt Bestandteile verschiedener Härte aufweist, nützt sich die Betonoberfläche etwas ungleichmäßiger ab, und dadurch wird die bleibende Rauigkeit des Belages noch verbessert. Selbstverständlich kommen nur solche Flußgeschiebe in Betracht, welche überwiegend harte Gesteine aufweisen.

Die anfänglich hohe Dosierung der Oberschicht von 550 kg Portlandzement im Kubikmeter fertigen Betons erwies sich bald als nachteilig und wurde schon 1928 auf 400 kg herabgesetzt. Für Straßen leichteren Verkehrs erscheint heute auch eine Dosierung von 375 kg als ausreichend. Die von Anfang an innegehaltene Dosierung der Unterschicht von 250 kg hat sich als zweckmäßig erwiesen.

Die schweizerischen Betonstraßen wurden mit Ausnahme einiger Versuchsfelder durchweg bewehrt, sei es mit Rundeseisen oder neuerdings auch mit geschweißten Stahldrahtnetzen. Auch eine Bewehrung im Gewicht von rd. 3—4 kg je m² kann zwar die Rißbildung nicht ganz verhindern, doch verhindert sie, daß sich eingetretene Risse öffnen und die einzelnen Plattenteile sich in ihrer Höhenlage gegeneinander verschieben können. Ob die heutige Gestaltung des Unterbaues und des Plattenquerschnittes eine Verminderung der Bewehrung erlauben, werden die im vergangenen Jahre ausgeführten Versuchsstrecken zeigen. Eine Randbewehrung als Ersatz für die fallengelassene Querschnittsverstärkung dürfte auf alle Fälle geboten sein.

Eine sorgfältige Ausbildung der Quer- und Längsfugen ist höchstes Gebot im Betonstraßenbau, denn hier liegt die schwache Stelle dieser Belagsart. Der Abstand der Quersfugen variiert je nach der Art des Untergrundes und der klimatischen Verhältnisse zwischen 6 und 12 m. Die Fugen werden in der Hauptsache als Kontraktions- und zum Teil als Dehnfugen ausgebildet, letztere in Abständen von 40—50 m. Die Längsfuge wird fast ausschließlich als Preßfuge ausgebildet, wobei die benachbarten Platten auf schlecht tragfähigem Untergrund neuerdings durch Verankerungseisen miteinander verbunden werden. Auch bei den Quersfugen kam diese Konstruktionsart schon verschiedentlich zur Anwendung.

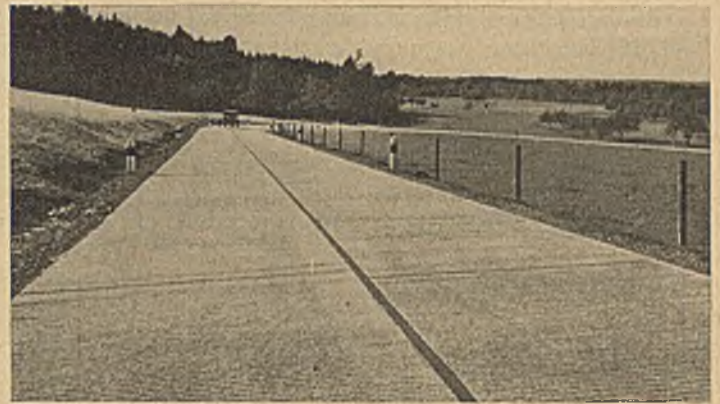


Abb. 7. Straße Neukirch—Klösterli—Winden, Kt. Thurgau, erstellt 1933, 6,0 m breit, Profiltyp III, max. Gefälle 5,7%, gerillte Oberfläche.

Wichtig ist bei allen Fugen eine sorgfältige Bearbeitung der Fugenkanten, welche genau auf gleicher Höhe liegen und abgerundet werden müssen. Als Fugenvergußmasse hat sich bisher neben Spramex auch der Igas-3-Kitt gut bewährt, doch ist die ideale Vergußmasse noch nicht gefunden.

Um den Betonbelag auch für größere Steigungen geeignet zu machen, wurde die Oberfläche schon verschiedentlich einer speziellen Behandlung unterworfen. Sehr gut bewährt hat sich die maschinelle Ausbildung von Rippen (s. Abb. 7). Derart behandelte Beläge können auch bei Steigungen von 8—10% noch anstandslos von Pferdefuhrwerken befahren werden.

Die Gesteungskpreise der schweizerischen Betonbeläge erfuhr in den letzten Jahren allgemein eine Verbilligung, sind aber je nach Örtlichkeit stark verschieden. Der Mittelpreis ist von rd. 12 auf rd. 10 Fr. je m² gesunken.

Abschließend darf gesagt werden, daß sich sämtliche schweizerischen Betonstraßen gut bewährt haben.

DAS VERHALTEN VON EISENBETON-T-BALKEN UNTER DEM EINFLUSS DAUERND RUHENDER UND HÄUFIG WIEDERHOLTER BELASTUNG.

Von Dipl.-Ing. F. Treiber.

(Schluß von Seite 133.)

III. Ergebnisse und Schlußfolgerungen.

Durch die Wahl einer entsprechend hohen Druckfestigkeit des verwendeten Betons (im Alter von mehr als 7 Monaten war die Würfel Festigkeit im Mittel 360 kg/cm², die Zylinderdruckfestigkeit im Mittel 260 kg/cm², die Zylinderzugfestigkeit im Mittel 29 kg/cm²) und einer genügenden Schrägbewehrung wurde erreicht, daß alle Balken bei der statischen Bruchbelastung, die sich an die Dauerbelastungsperioden anschloß, durch Überschreiten der Streckgrenze der Längseisen versagten. Die Tragfähigkeit war lediglich bestimmt durch den jeweils vorhandenen Längseisenquerschnitt F_c . Die F_c verhielten sich wie 1 : 1,86 : 2,33 und die Bruchlasten im Mittel wie 1 : 1,93 : 2,37.

Zum Vergleich des Verhaltens der drei Balkenreihen eignen sich vor allem die beiden Last-Längenänderungskurven, die man bei der ersten Belastung und für den Zustand in der Beharrung erhält. Beide sind Grenzkurven.

I. Das Verhalten der Biegungsdruckzone.

Bei den Balken der Reihe II und III decken sich praktisch die $P-\delta_\alpha$ -Kurven⁹ der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante. Wie aus dem Verlauf der $P-\delta_\alpha$ -Kurven geschlossen werden kann, entspricht der Belastung $P = 7200$ kg für die Balken der Reihe I eine Belastung $P = 9800$ kg bei den beiden anderen Reihen (Abb. 2). Alle drei Kurven (Belastungsäste) zeigen der Dehnungsachse ihre hohle Seite, alle Entlastungsäste, auch der erste, jedoch der Lastachse. Hierbei ist vorausgesetzt, daß P_0 oberhalb der Rißlast lag.

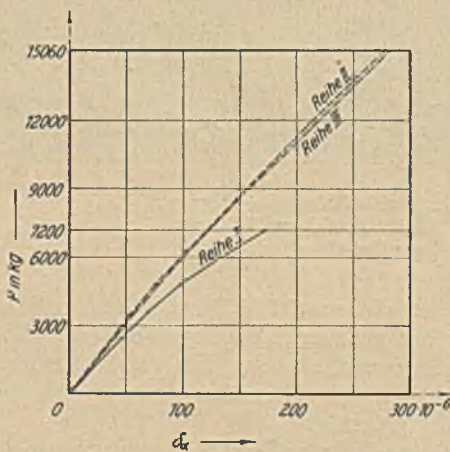


Abb. 2. $P-\delta_\alpha$ -Kurven der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante.

Die ersten Risse entstanden bei Balkenreihe I zwischen $P = 2400-3600$ kg und bei Balkenreihe II und III zwischen $P = 3600-4800$ kg. Die Vergrößerung des Längseisenquerschnitts um das 2,33fache bei Reihe III gegenüber Reihe I hat die Rißlast um rd. 1200 kg gehoben. Andererseits aber ist die Biegungsdruckzone durch die Rißbildung um so stärker mit beeinflußt worden, je geringer der Längseisenquerschnitt war.

⁹ Die Längenänderung, die beim erstmaligen Erreichen der einzelnen Laststufen bzw. nach dem erstmaligen Entlasten auf den Ausgangswert beobachtet werden, tragen den Index α . Nach dem Eintritt in den Beharrungszustand tragen die Längenänderungen den Index ω . War beim Versuchsende — bzw. beim Entfernen der Meßinstrumente — der Beharrungszustand nicht erreicht, so tragen die zuletzt gemessenen Längenänderungen den Index n . Es seien

die gesamten Längenänderungen mit δ ,
 „ federnden „ „ ϵ ,
 „ bleibenden „ „ η
 bezeichnet. Mithin ist $\delta = \epsilon + \eta$.

Schon die statische Vorbehandlung¹⁰ vor Beginn der Daueruntersuchungen formt die $P-\epsilon$ -Linien in der Weise um, daß sie sich zur Geraden strecken oder in ihrem oberen Teil nach der P-Achse abgelenkt sind. Durch Lastwiederholungen beanspruchte Balken weisen im Beharrungszustand für ein beliebiges Lastintervall (P_u-P_0) in der Biegungsdruckzone eine durchgehende Krümmungsumkehr der $P-\epsilon$ -Kurven auf. Innerhalb derselben Reihe ist die Krümmung um so stärker, je höher die Beanspruchung, je größer der Unterschied (P_u-P_0) ist. Außerdem war die Krümmung bei demselben P_0 um so ausgeprägter, je größer die bleibenden Längenänderungen η wurden (Balken III₁). Durch den steileren Verlauf der $P-\epsilon$ -Linien im oberen Teil des jeweiligen Lastintervalls (P_u-P_0) zeigt sich deutlich die Versteifung, wie sie auch bei dem achsial auf Druck beanspruchten Beton gefunden werden konnte (Abb. 3).

An Balkenoberkante wird die gesamte Federung von Beginn bis Ende der Daueruntersuchung mit einer oberen Grenzlast von 26—33% der Bruchlast auf praktisch demselben Wert gehalten,

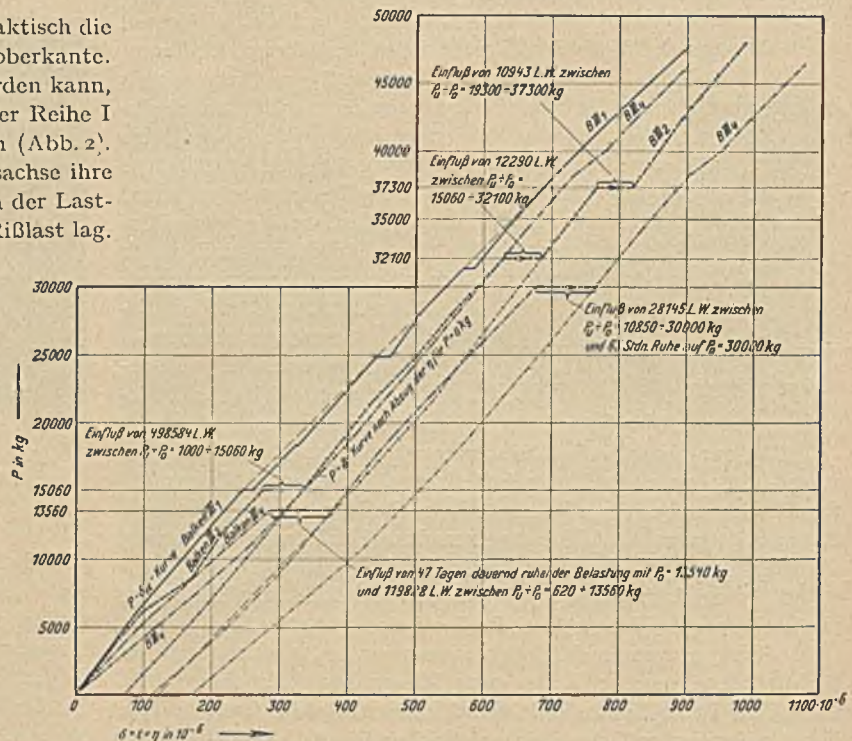


Abb. 3. Längenänderungen der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante der Reihe III.

während in den zugehörigen achsial beanspruchten Druckzylindern sich die Federung je nach Höhe der Beanspruchung um 4—10% vermehrte. Diese Beobachtung konnte bei allen drei Reihen gemacht werden, liegt also weniger in den verschiedenen Bewehrungsverhältnissen begründet, als vielmehr in der allen drei Reihen gemeinsamen Art des Spannungsbildes im Druckgurt.

Das Tempo der Zunahme der η war an Balkenoberkante und in den Zylindern verschieden. Im Beharrungszustand konnten Abweichungen nach oben und unten auf Temperaturunterschiede zurückgeführt werden. Unter dauernd ruhender Belastung waren die η immer größer und traten zeitlich immer später in den Be-

¹⁰ Die Balken wurden zunächst im statischen Vorversuch stufenweise bis auf die obere Grenzlast belastet. In der statischen Vorbehandlung wurde die Last auf den einzelnen Stufen mindestens dreimal wiederholt, um etwa entstandene Risse bzw. Rißverlängerungen deutlich erkennen zu können.

harrungszustand ein, als unter Lastwiederholung mit demselben P_0 . Das gilt sowohl für die Balkenoberkante als auch für die Druckzylinder. Die Längsbewehrung hat die bleibende Längenänderung des auf Biegungsdruck beanspruchten Betons nicht aufzuhalten vermocht.

Die Zahl der Be- und Entlastungen war entweder 90 oder 22—25 pro Minute. Der kleineren Belastungsgeschwindigkeit entsprachen im allgemeinen größere bleibende Längenänderungen im Beton. Körper, die unter Lastwiederholungen den Beharrungszustand erreicht haben, vergrößern ihre η unter der angeschlossenen dauernd ruhenden Belastung mit demselben P_0 . Sind andererseits die η unter dauernd ruhender Belastung in die Beharrung eingetreten, so haben sie bei nunmehr folgenden Lastwiederholungen mit 90 Be- und Entlastungen pro Minute eher wieder abgenommen. Bei 22—25 Be- und Entlastungen pro Minute hielten sie sich entweder auf der erreichten Größe oder nahmen noch weiterhin zu. Für jede Belastungsart gab es einen besonderen Beharrungszustand.

Wenn man von Temperatur-, Altersunterschieden und sonstigen unvermeidbaren Verschiedenheiten in der Herstellung und Prüfung absieht, so ergaben sich für den Beharrungszustand nach den Lastwiederholungen bzw. einer dauernd ruhenden Belastung mit einem $P_0 = 26—33\%$ der Bruchlast folgende Längenänderungen an Balkenoberkante:

Reihe I
(Mittelwerte aus drei Balken)

$$\begin{aligned} \epsilon &= 159 \cdot 10^{-6} = 64\% \\ \eta &= 88 \cdot 10^{-6} = 36\% \\ \delta &= 247 \cdot 10^{-6} = 100\% \end{aligned}$$

Reihe II
(Mittelwerte aus fünf Balken)

$$\begin{aligned} \epsilon &= 263 \cdot 10^{-6} = 77\% \\ \eta &= 80 \cdot 10^{-6} = 23\% \\ \delta &= 343 \cdot 10^{-6} = 100\% \end{aligned}$$

Reihe III
(Mittelwerte aus zwei Balken)

$$\begin{aligned} \epsilon &= 275 \cdot 10^{-6} = 76\% \\ \eta &= 89 \cdot 10^{-6} = 24\% \\ \delta &= 264 \cdot 10^{-6} = 100\% \end{aligned}$$

Die η waren demnach für alle drei Balkenreihen im Beharrungszustand etwa gleich groß, sind aber immer kleiner als die Federung ϵ geblieben. Bei Balkenreihe I stand dem größeren Einfluß der Ribbildung auf die Biegungsdruckzone eine geringere Zunahme der η an Balkenoberkante während der Dauerprüfung gegenüber. Die bleibenden Längenänderungen sind sowohl von der Höhe der Beanspruchung als auch von deren Dauer abhängig.

Für die Meßstelle 9 cm unter Balkenoberkante, wo das Verhalten der Biegungsdruckzone in Nähe der Nulllinie beobachtet wird, ergibt sich von vornherein eine Last-Längenänderungskurve, die nach der Lastachse zu abbiegt, sobald die Riblast überschritten wird. Die Ribbildung wirkt hier zunächst entlastend sowohl auf die federnden als auch auf die bleibenden Längenänderungen. Die η sinken meist unter den Ausgangswert beim äußerlich noch unbelasteten Balken. Erst nach Abschluß der Ribbildung wachsen die η wieder an, im Sinne einer Zunahme der bleibenden Verkürzungen. Die Nulllinie wird durch die Lastwiederholungen kaum nennenswert gehoben. Drückt man mit Hilfe entsprechender Zylinderversuche die gemessenen Zusammendrückungen der Biegungsdruckzone in Spannungen aus, so läßt sich erkennen, daß der Einfluß der Vorbehandlung auf den Verlauf der Spannungsaufnahme im Sinne einer Annäherung an ein mehr elastisches Verhalten wirkt. Im Beharrungszustand herrscht praktisch Linearität zwischen äußerer Belastung und Druckspannung an Balkenoberkante.

2. Das Verhalten der Längseisen.

Die gesamte gemessene Eisenspannung (ϵ_{ges}) — diese setzt sich aus federnden (ϵ_{fed}) und der remanenten Spannung (ϵ_{re}) zusammen — lag beim erstmaligen Erreichen der oberen Dauer-Grenzlast unter den nach den üblichen Methoden errechneten, hat im Verlauf der Daueruntersuchung um 25—35% zugenommen und überschritt im Beharrungszustand die errechnete bei Balken II₁ um rd. 15% und bei Balken III₁ um rd. 9%. Je stärker die

Längsbewehrung war, um so näher kamen die gemessenen den errechneten Werten¹¹.

Die Federung der Längseisen hat im Gegensatz zu dem Verhalten der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante sowohl unter dauernd ruhender Belastung als auch bei Lastwiederholungen zugenommen, z. B. bei Balken II₁ um 9%. Durch die Ribbildung und die plastische Verformung der Biegungsdruckzone erhalten die Längseisen außerdem eine remanente Spannung ϵ_{re} , die in einzelnen Längseisen bei Balken II₁ bis zu 40% der zugehörigen federnden Spannung betrug. Die in den Eisen aufgespeicherte remanente Spannung ist besonders in Ruhepausen, die zwischen den Lastwiederholungen eingeschaltet sind, von Bedeutung, weil durch sie eine Rückbildung der bleibenden Verkürzung des Druckgurts erfolgen kann. Das Verhältnis $\frac{\epsilon_{re}}{\eta}$ hängt von zu vielen Faktoren (Stärke und Art der Bewehrung, Betonart, Alter des Betons, Belastungsweise, Ribbildungsmöglichkeiten usw.) ab, als daß man erwarten dürfte, hieraus bestimmte allgemeingültige Schlüsse ziehen zu können.

Die Verformung der P— ϵ_{fed} -Kurven der Längseisen ist ähnlich der Verformung der P— ϵ -Linien der Biegungsdruckzone an Balkenoberkante. Die ersten verlaufen natürlich gleichförmiger und ihre Krümmungsumkehr ist nicht so ausgesprochen. Auf den unteren Laststufen ist eher noch die ursprüngliche Gegenkrümmung zu beobachten, so daß die Kurven einen Wendepunkt besitzen (Abb. 4). Im Beharrungszustand kann man aber praktisch

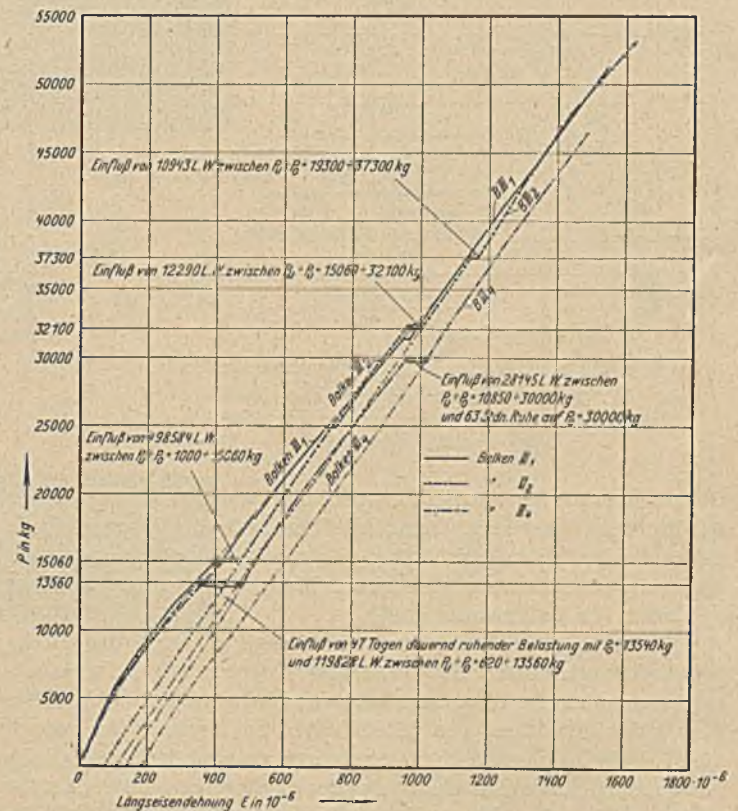


Abb. 4. Dehnungen der Längseisen bei Balkenreihe III.

Linearität zwischen äußerer Belastung und federnder Dehnung annehmen. Je geringer der Längseisenquerschnitt war, desto flacher verlaufen die Last-Dehnungslinien auch im Beharrungszustand.

Der Verbund zwischen Beton und Eisen ist nach der Dauerprüfung hauptsächlich auf die Verankerung durch Schrägeisen und Endhaken am Balkenende beschränkt. Daß der Verbund — im Sinne eines Haftens des Betons an den Eisen — in den mittleren Balkendritteln im Verlauf der Lastwiederholungen zerstört wird,

¹¹ Bei der Spannungsermittlung aus den gemessenen Werten ist $E_e = 210000 \text{ kg/cm}^2$ angenommen worden, ferner wurde vorausgesetzt, daß die Längseisen bei den gewählten Beanspruchungen selbst keine bleibenden Längenänderungen erleiden.

beweisen die vorgenommenen Messungen zwischen zwei Rissen. Unter Lastwiederholungen ließ der Verbund natürlicherweise noch mehr nach als unter dauernd ruhender Belastung. Bei keinem Balken ist aber etwa der Fall eingetreten, daß das Nachlassen des Verbunds in der Daueruntersuchung zum Abfallen der Betondeckschicht der Längsbewehrung oder zu ähnlichen Schäden führte.

3. Das Verhalten der Balkenenden bei großen Hauptzugspannungen.

Ein nennenswerter Einfluß der Spannungen in der 45°-Richtung der Schrägmeßstellen 5 a, 5 b und 5 c durch die Änderung der Längs- bzw. Schrägbewehrung macht sich in den einzelnen Balkenreihen nicht bemerkbar. Im allgemeinen sind die Längenänderungen ϵ und η während der Dauerprüfung zurückgegangen, sofern nicht die Meßstelle von einem Riß durchkreuzt wurde. Die Abnahme läßt sich einerseits durch die entlastende Wirkung der in Nähe der Schrägmeßstellen entstandenen Biegerisse und andererseits durch ein Nachlassen des Haftens des Betons an den Längs- und Schrägeisen erklären.

Aus den Schrägmessungen ergab sich eine Ursprungsfestigkeit des Betons von rd. 65% der statischen Zylinderzugfestigkeit. Im

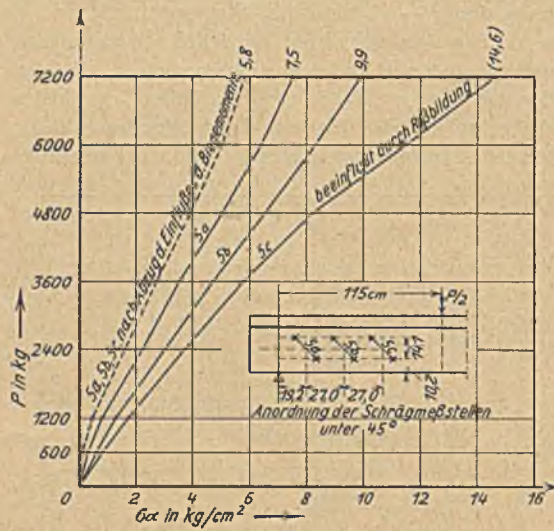


Abb. 5. Spannungen σ_a der Schrägmeßstellen 5 a, 5 b, 5 c bei Balkenreihe I. Die Spannungen sind mit Hilfe entsprechender Zugzylinderversuche ermittelt.

Beharrungszustand wächst die federnde Längenänderung in der 45°-Richtung praktisch linear mit der äußeren Belastung. Je näher die Meßstelle den Lastangriffspunkten lag, um so größer waren die beobachteten Δl bei einer Meßstrecke von 20 cm unter 45° gegen die Balkenachse (Abb. 5).

Die Schrägbewehrung kam in Spannung durch das Hochgehen schraggerichteter Biegerisse, ohne daß rechnerisch die Hauptzugspannungen die Ursprungsfestigkeit überschritten haben. Die Gefahr des Entstehens von selbständigen Schrägrissen wird durch die Lastwiederholungen eher vermindert als gefördert, weil die in den äußeren Balkendritteln entstandenen Biegerisse die noch nicht gerissene Zone der Hauptzugspannungen entlasten. Die in Nähe aber außerhalb der Lastangriffspunkte konzentrierte Rißbildung erhöhte die Bedeutung der dort liegenden Schrägeisen bzw. der „Schubsicherung“. Aber selbst bei einem Verhältnis von $\sigma_e/\sigma_{es} = 0,74$, also bei ausgesprochen schwacher Schrägbewehrung konnten die Risse noch in Grenzen gehalten werden. Bei der gewählten Belastungsart, den aufgetretenen Momenten und Querkräften wurden die in Nähe der Auflager abgebogenen Eisen in geringerem Maße herangezogen, als die Schrägeisen in Nähe der Lastangriffspunkte.

4. Die Bedeutung der Rißbildung.

Am deutlichsten sprechen sich die Lastwiederholungen in der Rißbildung aus. Die obere Grenzlast der Dauerbeanspruchung war stets größer als die Rißlast. Die hauptsächlichste Rißbildung

ist schon während der üblichen statischen Vorbehandlung vor sich gegangen. Unter dauernd ruhender Belastung, erst recht aber unter Lastwiederholungen, haben sich die Risse verlängert und erweitert, und es sind neue Risse dazugekommen. Das Verhalten der Rißweiten ist an das der Bewehrung gebunden. Die $P-w_{red}$ -Kurven gleichen den $P-\epsilon_{fed}$ -Kurven der Längseisen, d. h. sie besitzen einen Wendepunkt (Abb. 6).

Zeitlich fiel praktisch die Beharrung in den federnden Rißweiten mit der Beharrung der federnden Längseisendehnungen zusammen. Eine weitere Rißbildung und ein weiteres Nachlassen der Verbundwirkung zwischen Beton und Eisen konnte unter Lastwiederholungen auch dann noch beobachtet werden, wenn der Balken vorher unter dauernd ruhender Belastung in den Beharrungszustand eingetreten war. Bei dauernd ruhender Belastung geht dieses Nachlassen sprunghafter vor sich als unter Lastwiederholungen.

Die Art der Rißbildung während der Dauerprüfung unterscheidet sich normalerweise nicht von der Rißbildung, die unter statischer Belastung eintritt (Abb. 7 u. 8). Bei Balkenreihe I z. B. hatte die wiederholte Belastung mit $P_0 = 7200$ kg etwa dieselbe Riß-

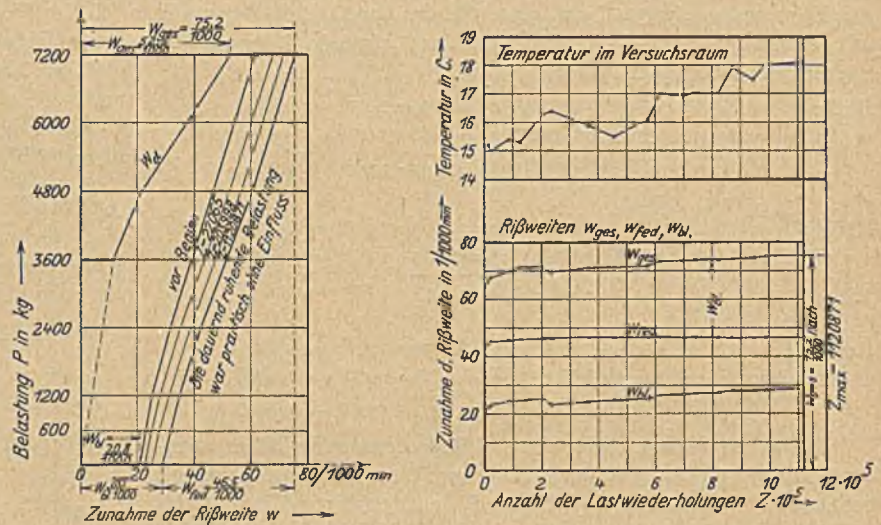


Abb. 6. Verhalten der Weite eines Biegerisses des Balkens I, entstanden 4 cm links von Balkenmitte bei einer Belastung $P = 3600$ kg.

bildung zur Folge, wie die statische Belastung mit $P = 12000$ kg. Die gemessenen Rißweiten an Balkenunterkante sind naturgemäß stark verschieden und betragen bei einer Eisenspannung von 1200 kg/cm^2 im Beharrungszustand nicht mehr als $80/1000$ mm oder $0,08$ mm, davon sind $60/1000$ mm federnd und nur $20/1000$ mm bleibend, d. h. beim Entlasten schließen sich die Risse nahezu wieder. Wo die Schrägeisen fehlen, oder wenn die Längseisen nicht genügend umhüllt sind, entstehen unter den Lastwiederholungen schon frühzeitig Horizontalrisse in Höhe der Längseisen, die bis zu den Auflagern laufen und deren bleibende Weite größer ist als ihre federnde (Abb. 9). Sie bilden eine Gefahr insofern, als durch sie die übrige Rißbildung in den äußeren Balkendritteln stark gefördert und die Tragfähigkeit verringert wird.

Die praktischen Auswirkungen auf das Verhalten von Eisenbeton-T-Balken, die im Mindestalter von sechs Monaten einer häufig wiederholten bzw. dauernd ruhenden Belastung mit rd. $1/3$ ihrer statischen Bruchlast bis zum Erreichen eines Beharrungszustandes der Formänderungen unterworfen wurden, lassen sich folgendermaßen zusammenfassen:

Die nach den üblichen Methoden mit $n = 15$ und unter Verzicht auf die Mitwirkung der Betonzugzone errechneten Längseisenspannungen werden im Beharrungszustand überschritten, und zwar um höchstens 8%, wenn die rechnerische Beanspruchung rd. 1000 kg/cm^2 war, und um rd. 14%, wenn die rechnerische Beanspruchung rd. 1300 kg/cm^2 war. Die gesamte gemessene Eisenspannung teilt sich unter in eine federnde und in eine remanente Eisenspannung.

Die federnde Eisenspannung beträgt mindestens 70%, bei starker Bewehrung bzw. geringer Beanspruchung der Eisen bis zu 80% der gesamten Eisenspannung. In anderen Worten: von der Gesamtbeanspruchung der Eisen sind 20—30% remanent. Diese remanenten Eisenspannungen werden durch die Ribbildung hervorgerufen und durch die plastische Verformung der Biegungsdruckzone. Je größer die plastische Verformbarkeit des auf Druck beanspruchten Betons ist, um so größer werden unter sonst gleichen Umständen die remanenten Eisenspannungen. (Durch das Schwinden des Betons hat die Längsbewehrung eine remanente Druckspannung erhalten, der eine remanente Zugbeanspruchung durch das Eigengewicht des Balkens gegenübersteht.) Da hohes

tischen Bruchversuchen bekannt ist. Die Zahl der Risse war unter Lastwiederholungen größer, auch der Verbund — im Sinne eines Haftens des Betons an den Eisen — ließ natürlicherweise bei ständig wechselnden Eisenspannungen mehr nach als unter dauernd ruhender Belastung. Für den Bestand einer Eisenbetonkonstruktion aber hat weder die intensivere Ribbildung noch das stärkere Nachlassen des Verbunds Bedeutung, wenn die nötigen und bekannten Vorkehrungen bei der Herstellung getroffen werden:

Gute Umhüllung und genügend große Abstände der Eiseneinlagen untereinander in der vertikalen und horizontalen Richtung, große Radien an den Abbiegestellen und Endhaken, Verteilung der Verankerungen in den Betondruckgurt durch Aufbiegen, auch wenn es die Hauptzugspannungen nicht erforderlich machen, damit jenseits der Auflager nicht zuviel Endhaken zusammenkommen und den Betonquerschnitt schwächen.

Eine Sicherung durch Schrägeisen in den äußeren Balkendritteln muß besonders in Nähe der Lastangriffspunkte vorgenommen werden. Da aber aus der Längsbewehrung gerade dort mit Rücksicht auf die Momentendeckung nicht genügend Eisenquerschnitt zum Abbiegen frei ist, könnte man daran denken, die erforderliche Sicherung durch V-förmige Zulageeisen oder durch Anschweißen von Zusatzschrägeisen an die Längsbewehrung oder durch Bügel zu erreichen. Beide Arten würden einer Erweiterung der sie durchkreuzenden Risse begegnen, die Verankerungen der Längsbewehrung erhöhen und dadurch eine besser verteilte Zurückführung der Eisenzugkräfte in den Druck-

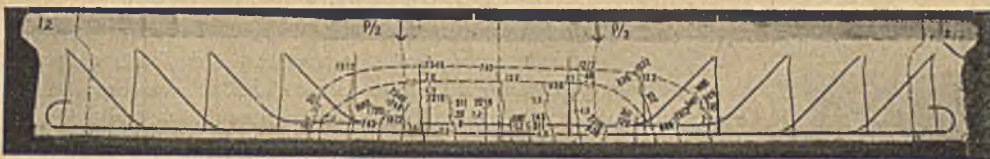


Abb. 7. Ribbildung bei Balken I₂, hervorgerufen durch die statische Vorbehandlung und die anschließenden 2 678 899 Lastwiederholungen zwischen P_U—P₀=600—7200 kg.

Die Zahlen 3,6—7,2 bedeuten die Belastung in t.

Die Zahlen 6—2546, jeweils × 1000, bedeuten die Anzahl der Lastwiederholungen.

(Die gestrichelt eingezeichneten Kurven sind die Verbindungslinien der Ribbenden, wie sie sich in den einzelnen Perioden gebildet haben.)

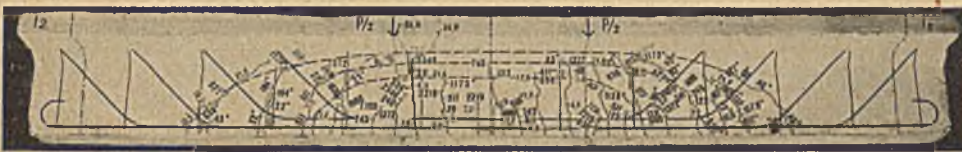


Abb. 8. Ribbildung bei Balken I₂, hervorgerufen durch

1. die statische Vorbehandlung,
2. die 2 678 899 Lastwiederholungen zwischen P_U—P₀=600—7200 kg
3. die 1 260 576 Lastwiederholungen zwischen P_U—P₀=600—12000 kg
4. die statische Bruchbelastung.

Die gestrichelt eingezeichneten Kurven sind die Verbindungslinien der Ribbenden, die sich in den Perioden I, II und III gebildet haben.

Die Zahlen 3,6—24,0 bedeuten die Belastung in t.

Die Zahlen 6—2546, jeweils × 1000, bedeuten die Anzahl der Lastwiederholungen während der Periode I.

Die Zahlen 22*—1490*, also alle mit einem * versehenen Zahlen, jeweils × 1000, bedeuten die Anzahl der Lastwiederholungen während der Periode III.



Abb. 9.

Balken II₂: Keine Schrägbewehrung, Ribbildung im Bruchstadium. Höchstlast P = 36 500 kg.

Die Zahlen 4,8—8,6 bzw. 15,1 bedeuten die Belastung in t.

Die Zahlen 1—541, jeweils × 1000, die Anzahl der Lastwiederholungen während der Periode I.

Die Zahlen 31*—547*, jeweils × 1000, die Anzahl der Lastwiederholungen während der Periode II.

Alter im allgemeinen gleichbedeutend ist mit Verringerung der plastischen Verformungen¹², so gehört zu den erwünschten Maßnahmen ein möglichst langer Zeitraum zwischen Fertigstellung und Inanspruchnahme des Bauwerks.

Häufig wiederholte Belastung und dauernd ruhende Belastung unterscheiden sich bezüglich ihres Einflusses auf die Gesamtspannung der Bewehrung nicht wesentlich. Bei dauernd ruhender Belastung wird die Eisenbeanspruchung eher geringer sein, weil der Beton der Zugzone sich noch teilweise an der Spannungsübertragung beteiligt. Die Ribbildung und die Ribweiten sind an die Art und Verteilung der Bewehrung gebunden, wie aus den sta-

beton erzeugen. Weiterhin wären Verbesserungen in der Art der Verankerung der bis zu den Auflagern durchgehenden Eisen erwünscht.

Auf die Biegungsdruckzone haben die Lastwiederholungen einen günstig zu nennenden Einfluß. Es wird eine Elastizitätsgrenze geschaffen, wie beim axial auf Druck beanspruchten Beton, in dem Sinne, daß die Federung konstant bleibt und die bleibenden Verkürzungen allmählich Beharrung erreichen. Der Beharrungszustand der gesamten Längenänderungen ist bei dauernd ruhender Belastung, wenn überhaupt, immer später erreicht worden als unter Lastwiederholungen mit derselben oberen Grenzlast. Der geringere Belastungsgeschwindigkeit entsprechen im allgemeinen größere bleibende Verkürzungen. (Abb. 10).

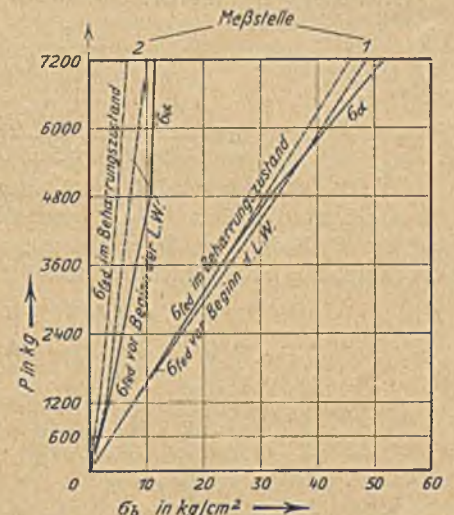


Abb. 10. Biegungsdruckspannungen an Balkenoberkante (Meßstelle 1) und 9 cm unter Balkenoberkante (Meßstelle 2) bei Balken I₂.

¹² Vgl. „Bauingenieur“ (1932) S. 285 ff.

Die Lastwiederholungen wirkten ausgleichend über den ganzen Brückquerschnitt. Die aus entsprechenden Zylinderversuchen abgeleiteten Spannungen nahmen im Beharrungszustand praktisch linear mit der äußeren Belastung zu und überschritten z. T. die mit $n = 15$ errechneten Biegungsdruckspannungen σ_b . Bei Balkenreihe I stehen der errechneten Spannung $\sigma_b = 40,2 \text{ kg/cm}^2$ die aus den Untersuchungen ermittelten Spannungen $\sigma_b = 47,6 \text{ kg/cm}^2$ (Abweichung nach oben 18%) für den Beharrungszustand gegenüber, bei einer oberen Grenzlast der Dauerprüfung von rd. 30% der Bruchlast der Balken. Bei einer Dauerbelastung mit 50% der Tragfähigkeit sind die entsprechenden Werte $67,1 \text{ kg/cm}^2$ und $76,1 \text{ kg/cm}^2$ (Abweichung nach oben $\sim 13\%$). Bei Balkenreihe II und III ergab sich im Beharrungszustand mit einer Dauerlast von rd. 30% der Bruchlast aus den Untersuchungen praktisch dieselbe Randspannung σ_b von rd. 75 kg/cm^2 , wie sie mit $n = 15$ errechnet wird. Da die federnden Randspannungen σ_b für die Balken der Reihe II und III nach der Dauerprüfung mit $P_0 = 15\ 060 \text{ kg}$ praktisch gleich groß sind, die federnden Längseisenspannungen sich aber untereinander verhalten wie die Größe der vorhandenen F , so scheint die Annahme berechtigt, daß in den Balken eine Art Gewölbewirkung zustande gekommen ist, wobei die Längseisen nur noch als Zugband dienen. Aus dieser Zugbandwirkung, die übrigens in den Abb. 8 u. 9 deutlich aus dem Verlauf der Reißgrenzungslinien zu erkennen ist, erklärt sich die beobachtete Tatsache,

daß die federnde Längseisenspannung nur rd. 70% der gesamten Spannung ausmacht. Es ist ferner anzunehmen, daß die von einem zum anderen Auflager durchgehenden geraden Stäbe höhere federnde Spannungen auszuhalten haben als die zu Schrägeisen abgebogenen Stäbe.

In den Ruhepausen auf $P = 0$ oder $= P_u$ erholten sich die bleibenden Längenänderungen des Betons bzw. die remanenten Dehnungen der Längseisen und damit auch die bleibenden Reißweiten. Daß sich im Beharrungszustand der Belastungsast mit dem Entlastungsast praktisch deckt, konnte z. B. bei Balken II₂ sowohl für die Biegungsdruckzone an Balkenoberkante als auch für die Längseisen festgestellt werden. Bei den meisten Balken lag jedoch der Entlastungsast unter dem Belastungsast.

Der Einfluß der Dauerprüfung bis zum Beharrungszustand zeigt sich bei Lasterhöhungen in dem anfänglichen Nichtauftreten bzw. in der geringeren Zunahme der bleibenden und einem steileren Verlauf der federnden Längenänderungen. Dies gilt für die Biegungsdruckzone, die Längseisen, die Reißweiten und die Durchbiegungen, solange die Ursprungsdruckfestigkeit des Betons und die Ursprungsfestigkeit der Bewehrung in der Daueruntersuchung nicht überschritten wird. Die Verfestigungserscheinung ist wie bei den unbewehrten Druckkörpern nur lokaler Natur: die Bruchlast blieb unbeeinflusst.

DIE GRUNDLAGEN FÜR DEN FORTSCHRITT UND DIE GRENZEN IM BAU WEITGESPANNTER GEWÖLBTER BRÜCKEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Gaede, Techn. Hochschule, Hannover.

(Schluß von Seite 122.)

E. κ als Abhängiges des Ausnutzungsfaktors μ .
Aus Gl. (7) ergibt sich:

$$\kappa = \frac{1}{d \cdot \mu - 1}$$

worin

$$(21) \quad d = \frac{2 \sigma_{zul} \cdot f/l}{n \cdot 1 \cdot \gamma [1 + 5,33 (f/l)^2]}$$

Die Gl. (21) stimmt mit Gl. (20) bis auf die Konstante überein. Die κ/μ -Kurven sind in Abb. 8 dargestellt.

Um die Bedeutung dieser Kurven zu übersehen, erinnern wir uns daran, daß μ den Bruchteil darstellt, bis zu dem bei dem Nor-

3. Verkürzung des Bogens durch Temperaturänderung, Schwinden und Normalkräfte, Nachgeben der Widerlager.
In gleicher Weise kann

4. die Rücksicht auf die Knicksicherheit des Gewölbes zu einer Verstärkung des Gewölbes oder umgekehrt ausgedrückt zu einer Ermäßigung der bei dem Normallastfall zuzulassenden mittleren Spannung σ_m führen.

Bezeichnet man die zusätzliche Spannung mit $\Delta \sigma$, so muß sein:

$$(22) \quad \sigma_m + \Delta \sigma \leq \sigma_{zul}$$

Unter Berücksichtigung von Gl. (3) erhält man:

$$(23) \quad \mu = 1 - \frac{\Delta \sigma}{\sigma_{zul}}$$

Der Quotient aus der zusätzlichen Beanspruchung $\Delta \sigma$ und der zulässigen Spannung σ_{zul} gibt somit an, um wieviel μ gegenüber dem oberen Grenzwert zurückbleibt. Um ein möglichst günstiges μ zu erhalten, muß man deshalb $\Delta \sigma$ so klein wie möglich machen. Nun zeigt Abb. 8, daß die κ/μ -Kurven um so steiler verlaufen und sich nach rechts verschieben, je größer die Stützweite ist. Während ein Gewölbe von 60 m Stützweite noch mit einem Ausnutzungsfaktor von etwa 0,3 ausgeführt werden kann, liegt die praktische Grenze für 240 m Stützweite etwa bei $\mu = 0,7-0,8$. Infolge des steilen Anstiegs der für sie geltenden κ -Linien sind weitgespannte Gewölbe überaus empfindlich gegen verhältnismäßig unbedeutende Verschlechterungen von μ , so daß hier selbst kostspielige Mittel zur Verbesserung von μ am Platze sein können. Dagegen kommen derartige Maßnahmen bei kleinen Stützweiten nicht in Betracht, weil die κ/μ -Linien für kleine Stützweiten, wie Abb. 8 zeigt, flach verlaufen und durch Verbesserung von μ nur geringe Ersparnisse an Betonmassen für das Gewölbe erzielt werden können.

Für weitgespannte Bögen ist ein günstiger Ausnutzungsfaktor von so entscheidender Bedeutung, daß eine eingehende Behandlung dieser Frage geboten erscheint, und zwar sollen die oben unter 1-4 genannten Einflüsse getrennt untersucht werden.

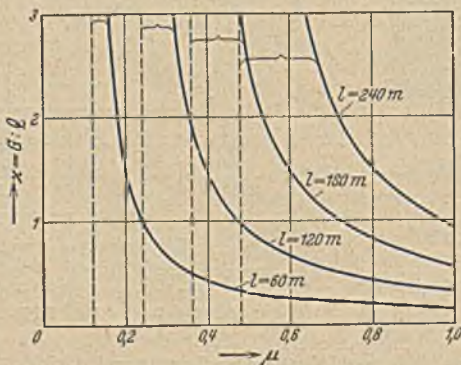


Abb. 8. κ als Abhängiges des Ausnutzungsfaktors μ .
 $\sigma_{zul} = 80 \text{ kg/cm}^2$, $f/l = 1/5$, $n = 0,22$,
 $\gamma = 2,4 \text{ t/m}^3$.

malbelastungsfall die zulässige Beanspruchung höchstens ausgenutzt werden darf, damit bei den möglichen ungünstigeren Belastungsfällen die Randspannungen nirgend die zulässige Grenze überschreiten. Einwirkungen, durch die die Randspannungen gesteigert werden, sind insbesondere:

1. ungleiche Verteilung der Verkehrslast,
2. Wirkung waagerechter Kräfte, insbesondere des Winddrucks,

1. Einfluß der Verkehrslast.

Die größten Randspannungen infolge der Verkehrslast ergeben sich bekanntlich nicht bei Vollbelastung, sondern bei derjenigen Teilbelastung, bei der entweder nur die positiven oder die negativen Beitragsstrecken der Einflußflächen für die Kernpunktmomente belastet werden. Gegenüber dem Normalbelastungsfall verändern sich der Horizontalschub und damit die Normalkräfte in den Schnitten nur unwesentlich. Der Spannungszuwachs ergibt sich fast ausschließlich aus dem Moment:

$$(25) \quad \Delta \sigma = \pm \frac{M_p}{W}$$

Da M_p durch die gegebene Verkehrslast und die geometrischen Verhältnisse des Gewölbes festliegt, muß man versuchen $\Delta \sigma$ durch Vergrößerung von W herabzudrücken. Bei gegebenem Flächeninhalt des Querschnitts geschieht dies dadurch, daß man die Höhe des Querschnitts vergrößert und das Material an den äußeren Kanten des Querschnitts zusammenfaßt. So geht man bei weitgespannten Bogenbrücken von dem vollen liegenden Rechteckquerschnitt über zu mehr nach der Höhe entwickelten und aufgelösten Querschnitten, wie sie beispielsweise in Abb. 9 skizziert sind, Formen, die erst durch die Eisenbetonbauweise ermöglicht worden sind.

Im übrigen tritt die Wirkung der Verkehrslast, insbesondere bei Straßenbrücken ohnehin mit zunehmender Stützweite immer

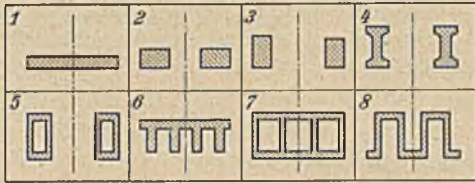


Abb. 9. Querschnittsformen für Bogenbrücken.

mehr gegenüber dem Eigengewichte des Bogens und des Aufbaus zurück, sowie gegenüber den sonstigen weiter unten noch zu besprechenden Einflüssen.

2. Einfluß des Windes.

Mit zunehmender Stützweite gewinnt die Aufnahme des Winddrucks deshalb oft an Bedeutung, weil das Verhältnis der Brückenbreite zur Stützweite immer kleiner wird. Besonders ungünstig sind in dieser Hinsicht Brücken für schmale Verkehrswege, wie z. B. eingleisige Eisenbahnbrücken. Man erhält hier beträchtliche Zusatzbeanspruchungen in dem Bogen und damit einen empfindlichen Verlust an dem Ausnutzungsfaktor μ . Mittel zur Abschwächung dieser Wirkung sind: Aufnahme eines Teils der Windkräfte durch andere Tragwerke, also in der Regel durch die Fahrbahn, vor allem aber künstliche Vergrößerung der Trägerhöhe des Windträgers, entweder durch Verbreiterung des Bogens in seiner ganzen Länge oder durch Auseinanderrücken der beiden Tragwände des in zwei Einzelbögen aufgelösten Gewölbes oder durch Schrägstellung der beiden Einzelbögen derart, daß nach den Kämpfern zu, wo die Windzusatzkräfte am größten sind, der Abstand der Bögen zunimmt.

Im übrigen wird man den wirksamen Winddruck durch Beschränkung und durch strömungstechnisch günstige Ausbildung der Windangriffsflächen herabsetzen.

3. Einfluß von Temperaturänderungen, des Schwindens des Betons, der Verkürzung der Bogenachse durch die Normalkräfte und von Widerlagerbewegungen.

Alle diese Einflüsse wirken in dem Sinne, daß durch sie der wirksame Horizontalschub des Gewölbes herabgesetzt und dadurch eine zusätzliche Biegebbeanspruchung hervorgerufen wird. Es handelt sich hierbei wegen der hohen mittleren Druckspannung, wie sie bei weitgespannten Gewölben in Betracht kommt, und bei

dem erhebliche Einflüsse des Schwindens usw. um bedeutende Zusatzmomente und Zusatzspannungen, ganz besonders bei flachen Gewölben, so daß die Ausschaltung oder Milderung dieser Einwirkungen geradezu die Kernfrage bei der Planung weitgespannter Bogenbrücken geworden ist. Es bieten sich hierfür folgende Wege:

a) Beseitigung oder Herabminderung der Längenänderungen selbst. Da eine künstliche Konstanterhaltung der Temperatur durch Heiz- und Kühlanlagen ersthaft nicht in Betracht gezogen werden kann, bleibt die Längenänderung durch den Temperaturwechsel unter allen Umständen bestehen.

Ebensowenig wird man daran denken, das Schwinden des Betons dadurch zu umgehen, daß man zur Mauerwerksbauweise zurückkehrt und die Gewölbe aus Natursteinen, abgelagerten Betonblöcken, Klinkern od. dgl. herstellt. Starke Eisenbewehrung setzt zwar die sekundäre Schwindung herab, erzeugt aber gleichzeitig unerwünschte primäre Schwindspannungen.

Die Verkürzung der Bogenachse durch die Normalkräfte kann man nach Melan-Spangenberg dadurch umgehen, daß man die gesamten Normalkräfte ausschließlich von der steifen Bewehrung aufnehmen läßt (vgl. Spangenberg, Echelsbacher-Brücke, Bauingenieur (1930) Heft 23, S. 391). Der Nachteil des Verfahrens liegt in dem sehr großen Eisenaufwand und in den hohen primären Schwindspannungen. Trotz unverkennbarer Vorzüge hat sich das Verfahren nicht einführen können, weil andere günstigere Verfahren zur Verfügung stehen. Diese lassen sich auf folgenden Grundgedanken zurückführen.

b) Aufhebung der Schwind- usw. Spannungen durch eine zusätzliche Formänderung des Gewölbes. Da die Wirkung des Schwindens usw. darauf beruht, daß das Gewölbe zu kurz wird und deshalb nicht mehr ohne Verzerrung zwischen seine Widerlager paßt, kann man diese Wirkung dadurch aufheben, daß man dem Gewölbe eine zusätzliche Verformung erteilt, durch die es um ein gleiches Stück verlängert wird, und zwar muß diese zusätzliche Verformung so durchgeführt werden, daß durch sie keine Spannungen in dem Bogen entstehen.

Diese Aufgabe kann in verschiedener Weise gelöst werden:

a) Vorübergehende oder dauernde Einschaltung von drei Gelenken. Das System wird dadurch statisch bestimmt und kann die Verformung deshalb, ohne innere Spannungen zu erleiden, ausführen. Nachteil: Hohe Kosten der Gelenke, verminderte Knicksicherheit des Bogens, weniger schöne Linienführung.

β) Einsetzen eines der Verkürzung entsprechenden Stücks in den Bogen. Dies Verfahren — zuerst 1908 von Freyssinet angewandt, 1912 in etwas anderer Form in Deutschland als Gewölbeexpansionsverfahren bekannt geworden (Patent Buchheim und Heister) — besteht darin, daß man mit hydraulischen Pressen das Gewölbe an einer entsprechend vorbereiteten Fuge um das erforderliche Maß auseinandertreibt und die entstandene Öffnung durch Einsetzen von Platten oder Ausfüllen mit Beton schließt. Grundsätzlich stimmt hiermit auch das von Dischinger für Zweigelenkbögen mit Zugband angegebene Verfahren überein. Der Längenausgleich wird hierbei durch nachträgliches Kürzen des Zugbandes hervorgebracht (Handbuch für Eisenbetonbau, Band XI, Melan-Gesteschi, Bogenbrücken (1932) S. 253).

γ) Herstellen des Gewölbes mit einseitig keilförmigen Fugen, die sich beim Ausrüsten schließen (D. R. P. a.). Die Verfahren zu β erfordern zu ihrer Durchführung die Anwendung sehr großer Kräfte, die durch hydraulische Pressen erzeugt werden müssen. Dieselbe Wirkung kann man ohne künstliche Belastung dadurch erzielen, daß man bei der Herstellung des Bogens im Scheitel und an den beiden Kämpfern keilförmige Fugen anordnet, derart, daß die Keilspitze bei der Scheitelfuge unten, bei den Kämpferfugen dagegen oben liegen. Bei der Ausrüstung vollziehen die beiden Schenkel eines solchen Bogens Drehbewegungen, durch die sich die Fugen schließen, und außerdem die erstrebte Verlängerung der Bogensehne eintritt.

δ) Formänderung des Bogens durch verschieden stark schwindenden Beton. Für die 140 m weit gespannte Straßenbrücke über die Caille-Schlucht in Hochsavoyen hat Baticle 1928 ein Verfahren angewandt, bei dem die zusätzliche Verformung des Gewölbes durch Herstellung des Gewölbes aus Beton mit planmäßig eingelagerten alten Betonplatten hervorgebracht wurde (Bauingenieur (1928) Heft 45, S. 831). Diese Betonplatten, die etwa ein Drittel des Volumens des Gewölbes ausmachten, waren so verteilt, daß der Bogen in der Nähe der Kämpfer in seinem oberen Teil und in der Nähe des Scheitels in seinem unteren Teil überwiegend aus alten Betonplatten bestand. Durch das stärkere Schwinden des frischen Betons auf den entgegengesetzten Seiten des Bogens entsteht die gewünschte Verformung.

Durch die Verfahren zu β-δ können selbstverständlich die durch Temperaturänderung hervorgerufenen zusätzlichen Spannungen nicht beseitigt werden, das ist nur durch Anwendung des statisch bestimmten Dreigelenkbogens möglich. Die übrigen Einflüsse können aber durch richtige Bemessung der Ausgleichformänderung vollständig unschädlich gemacht werden, ja man kann, wenn erforderlich, dem Gewölbe darüber hinaus eine beliebige Vorspannung erteilen.

Neben der Verbesserung des Baustoffs ist diesen Maßnahmen in der Hauptsache der Fortschritt im Bau weitgespannter gewölbter Brücken zuzuschreiben.

Man darf hiernach annehmen, daß die Ausnutzungsziffer dank der bei großen Stützweiten angewandten Verbesserungen des Entwurfs und der Bauausführung und wegen des immer mehr zurücktretenden Einflusses der Verkehrslast mit der Stützweite zunehmende Werte aufweisen wird.

Auf Grund von Vergleichsberechnungen wurde versuchsweise gesetzt:

$$(25) \quad \mu = 0,16 \sqrt[4]{l}$$

Hiernit geht die Gl. (12) in Verbindung mit Gl. (14) über in:

$$(26) \quad L_p = \frac{2}{3} \cdot \frac{2 \cdot 0,16 \sqrt[4]{L_p} \cdot \sigma_{zul} \cdot f/l}{n \cdot \gamma [1 + 5,33 (f/l)^2]}$$

Setzt man in diese Gleichung das besonders günstige Pfeilverhältnis 1 : 5 und für n und γ die schon oben benutzten Werte ein, so erhält man L_p, also die praktisch erreichbare Größtstützweite als Funktion von σ_{zul}:

$$(27) \quad L_p = 0,58 \cdot \sigma_{zul}^{4/3} (L_p \text{ in m, } \sigma_{zul} \text{ in kg/cm}^2).$$

Diese Beziehung ist in Abb. 10 dargestellt. Man sieht, daß Stützweiten von 1000 m, wie sie z. B. Freyssinet für erreichbar erklärt (Z. Bl. d. B. V. (1931) 13, 202), einen Beton von etwa 280 kg/cm²

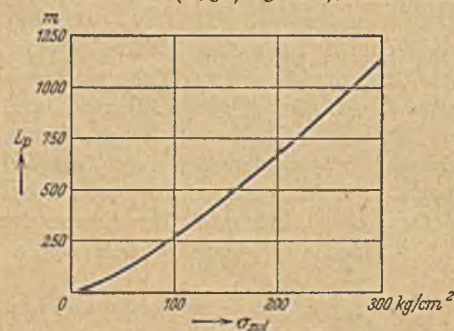


Abb. 10. Die praktisch erreichbare größte Stützweite L_p als Abhängige der zulässigen Beanspruchung σ_{zul}.
f/l = 1/5. γ = 2,4 t/m³, n = 0,22.

Bogens selbst infolge des rd. 3,5fachen höheren Eigengewichtes des Stahls nur 10 : 3,5 = 3fach einzusetzen ist. Für α = 2, wie es für große Stützweiten in Betracht kommt, erhöht 1% Eiseneinlagen die zulässige Betonspannung nur um:

$$\frac{1,0 (1 \cdot 10 + \alpha \cdot 3)}{1 + \alpha} = \frac{10 + 2 \cdot 3}{1 + 2} = 5,3 \%$$

Wenn man, was wohl zutreffen dürfte, annimmt, daß für die Bögen der gewaltigen Eisenbetonbogenbrücke über die Rance (Entwurf Henry Lossier, Beton und Eisen (1932) Heft 21, S. 370) eine Bewehrung von etwa 1% vorgesehen ist, so würde dies eine Erhöhung der von Lossier als zulässig angenommenen Betondruckspannung von 140 kg/cm² auf 140 · 1,053 = 147,4 kg/cm² bedeuten. Diesem Werte entspricht nach Gl. (27) bzw. Abb. 10 eine praktisch mögliche Stützweite L_p = 452 m. Dies stimmt gut überein mit dem Entwurf, der eine Stützweite von 460 m aufweist.

4. Beeinflussung von μ durch die Rücksicht auf die Knicksicherheit.

Bei hochbeanspruchten Gewölben kann eine Verstärkung des Querschnitts wegen der erforderlichen Knicksicherheit notwendig werden. Das würde eine Verkleinerung der mittleren, im Normalbelastungsfalle zulässigen Spannung σ_m und damit auch eine Verschlechterung von μ bedeuten. Mittel zur Vergrößerung der Knicksicherheit ohne Vergrößerung der Querschnittsfläche, also ohne Herabsetzung des Ausnutzungsfaktors μ sind:

1. Ausbildung des Bogens ohne Gelenke. Einem gelenklosen Gewölbe gegenüber erfordert bekanntlich der Zweigelenkbogen etwa das doppelte, der Dreigelenkbogen sogar etwa das dreifache Trägheitsmoment.

2. Spreizung des Querschnitts im Sinne der Abb. 9, also eine Maßnahme, wie sie schon die Rücksicht auf die Verkehrslast nahe legt. Durch diese Mittel wird man in der Regel eine ausreichende Steifigkeit des Bogens erzielen und eine Verschlechterung von μ vermeiden können.

III. Grenzen der Wettbewerbsfähigkeit massiver Gewölbe.

Der wichtigste Wettbewerber des massiven Gewölbes ist der Stahlbogen, der ohne, daß darin ein grundlegender Unterschied liegt, auch als auf Zug beanspruchter Bogen, also als Hängebrücke ausgeführt werden kann. Die eingangs gebrachten Ableitungen gelten auch für diesen Baustoff. Gl. (7) gibt darum die Möglichkeit gleichartige Untersuchungen auch für Stahlbogen- oder Hängebrücken anzustellen, oder, was uns hier interessiert, die Grenzen zu ermitteln, bis zu denen der Eisenbeton erfolgreich den Wettbewerb mit dem Stahl aufnehmen kann.

Wir machen dabei die Annahme, daß der Aufbau, also die Fahrbahn mit Unterstützung bei dem Betonbogen ebenso schwer sei wie bei dem Stahlbogen Q_b = Q_e = Q. Die Kosten für den Eisenbeton des Bogens seien k_b RM/m³ und diejenigen für den Stahlbogen einschließlich eines kapitalisierten Zuschlags für die laufende Unterhaltung k_e RM/t. Während bei kleineren Stützweiten der massive Bogen billiger ist als der Stahlbogen, kehrt sich das Verhältnis bei großen Stützweiten um. Die Stützweite l*, bei der die Kosten K_b und K_e übereinstimmen, stellt die obere Grenze der Wettbewerbsfähigkeit des massiven Bogens dar.

Mit Gl. (7) erhält die Bogenkosten K_b und K_e:

$$(28) \quad K_b = k_b \cdot \frac{G_b}{\gamma_b} = \frac{k_b \cdot \alpha_b \cdot Q}{\gamma_b} = \frac{k_b \cdot Q}{\gamma_b \left(a_b \cdot \frac{\sigma_b}{\gamma_b} - 1 \right)}$$

und

$$(29) \quad K_e = k_e \cdot G_e = k_e \cdot \alpha_e \cdot Q = \frac{k_e \cdot Q}{a_e \cdot \frac{\sigma_e}{\gamma_e} - 1}$$

worin

$$(30) \quad a = \frac{2 \cdot \mu \cdot f/l}{n \cdot l [1 + 5,3 (f/l)^2]}$$

Wir wollen annehmen, daß für beide Bogen dasselbe Pfeilverhältnis, dieselbe Verteilung der Last über die Stützweite (ausgedrückt durch n) und schließlich, was auch angenähert zutreffen wird, dasselbe μ gilt. Dann ist a_b = a_e = a. Durch Gleichsetzung

von Gl. (28) u. (29) erhält man eine Bestimmungsgleichung für a und in Verbindung mit Gl. (30):

$$(31) \quad a = \frac{2 \cdot \mu \cdot f/l}{n \cdot l^* [1 + 5,3 (f/l)^2]} = \frac{\alpha \cdot \gamma_b - 1}{\alpha \cdot \sigma_b - \frac{\sigma_e}{\gamma_e}}$$

Hierin bedeutet:

$$(32) \quad \alpha = k_e : k_b$$

das Preisverhältnis von l t Stahlkonstruktion zu l m³ Eisenbeton. Aus Gl. (31) findet man die Grenzstützweite l^* zu:

$$(32) \quad l^* = \frac{2 \cdot \mu \cdot f/l}{n [1 + 5,3 (f/l)^2]} \cdot \frac{\alpha \cdot \sigma_b - \frac{\sigma_e}{\gamma_e}}{\alpha \cdot \gamma_b - 1}$$

Einem Zahlenbeispiel möge auch hier wieder das besonders zweckmäßige Pfeilverhältnis $1/5$ zugrunde gelegt werden. Außerdem seien folgende Festwerte gegeben, wobei die Zahlen für Beton den Einfluß der Eisenbewehrung einschließen:

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 90 \text{ kg/cm}^2 = 900 \text{ t/m}^2 & \sigma_e &= 1400 \text{ kg/cm}^2 = 14000 \text{ t/m}^2 \\ \gamma_b &= 2,5 \text{ t/m}^3 & \gamma_e &= 7,85 \text{ t/m}^3 \\ \mu &= 0,6, n = 0,22 \end{aligned}$$

Dies ergibt:

$$(33) \quad l^* = 0,9 \cdot \frac{\alpha \cdot 900 - 1785}{\alpha \cdot 2,5 - 1}$$

l^* wird zu Null, wenn

$$\begin{aligned} \alpha \cdot 900 - 1785 &= 0 \\ \alpha &= 1,98 \end{aligned}$$

Unterhalb dieses Preisverhältnisses ist Stahl stets auch bei den kleinsten Stützweiten dem Eisenbeton überlegen. Für $\alpha = \infty$ erhält man den oberen Grenzwert, dem sich l^* asymptotisch nähert, zu:

$$l^*_{\max} = 0,9 \cdot \frac{900}{2,5} = 324 \text{ m} = L.$$

In Abb. 11 ist l^* als Abhängige der Preisrelation Stahl/Beton aufgetragen.

Man wird vielleicht sagen dürfen, daß das Preisverhältnis α in Deutschland meist etwa zwischen 3 und 5 zu suchen sein wird. Dann würde die Wettbewerbsgrenze des Eisenbetonbogens zwischen 120 und 200 m liegen.

So sehen wir, daß neben den oben erörterten technischen auch wirtschaftliche Gründe die praktisch erreichbare Stützweite von massiven Gewölben begrenzen. Unsere Untersuchungen zeigen, daß man, wenn man diese Grenze weiter nach oben verschieben will, in der Hauptsache folgende beiden Mittel wird anwenden müssen:

1. Verbesserung des Betons zum Zwecke der weiteren Erhöhung der zuzulassenden Druckbeanspruchung;
2. äußerste Senkung der Herstellungskosten des Eisenbetons zur Begegnung des mit zunehmender Stützweite immer gefährlicher werdenden Wettbewerbs des Stahlbaus.

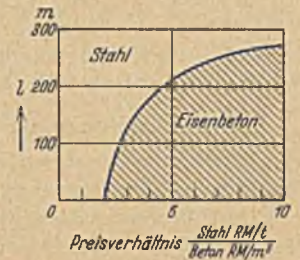


Abb. 11. Gebiete der wirtschaftlichen Überlegenheit von Stahl und Eisenbeton bei Bogenbrücken.

DAS STRASSENBAUINSTITUT IN MAILAND.

Von Dr.-Ing. H. Brandt.

(Schluß von Seite 167.)

5. Prüfungen an Bitumen:

Bestimmung des spezifischen Gewichtes durch Wiegen der Proben in Luft und Wasser oder mit Hilfe des Piknometers, Densimeters bzw. der hydrostatischen Waage je nach dem besonderen physikalischen Zustand der Proben.

Bestimmung der Eindringungstiefe mit dem Penetrometer: In Gebrauch ist eine Apparatur mit Handbedienung und eine zweite, die mit einem Uhrwerk ausgestattet ist, das die Nadel nach Verlauf von 5 bzw. 10 Sekunden automatisch festhält. Normalnadel von 1,0 mm Ø, 2'' Länge, belastet mit 100 g; Dauer des Versuchs normalerweise fünf Sekunden bei einer Temperatur der Probe von 25°C.

Bestimmung des Erweichungspunktes mit Ring und Kugel bzw. nach Krämer-Sarnow. Bestimmung des Tropfpunktes nach Ubbelohde. Bestimmung des Erstarrungspunktes mit dem Penetrometer von Höpfner-Metzger. Schwimmprobe nach dem üblichen Verfahren.

Bestimmung des Zähflüssigkeitsgrades (Viskosität) mit dem Viskosimeter von Engler oder Redwood. Bei Prüfung der Viskosität von Ölen bedient man sich des Spezial-Viskosimeters von Tauss.

Prüfung der Streckbarkeit (Duktilität) entweder mittels der Apparatur von Dow, die von Hand bedient wird, oder mit einem Duktilometer, das mit Hilfe eines Elektromotors die Bitumenprobe streckt, und bei dem das Wasserbad elektrisch auf konstanter Temperatur gehalten wird.

Bestimmung des Flammpunktes mit der Apparatur von Pensky-Martens.

Beständigkeitsprüfung: 50 g des Bitumens gibt man in ein zylindrisches Gefäß von 55 mm Ø und 35 mm Höhe, wiegt die Probe und stellt sie in einen zylindrischen Ofen, der vorher auf 163°C erhitzt ist. Während der fünfständigen Prüfung wird die Probe ständig im Ofen in Rotation versetzt und die Temperatur

dabei auf 163°C gehalten. Nach dem Abkühlen wird die Probe nochmals gewogen, die Gewichts Differenz ausgedrückt in Prozenten des Ursprungsgewichts ist ein Maß für die Beständigkeit.

Prüfung der Löslichkeit in Schwefelkohlenstoff, Petroläther bzw. Tetrachlorkohlenstoff nach dem üblichen Verfahren.

Bestimmung des Teergehaltes nach dem Verfahren von Landolt (Bromprobe) oder nach dem Verfahren von Millon (Quecksilbernitratprobe).

Prüfung des Paraffingehaltes, Schwefelgehaltes und Aschenbestimmung.

6. Prüfungen an Emulsionen.

Bestimmung des Wassergehaltes entweder durch gewöhnliche Destillation im geschlossenen Kessel oder durch Destillation mit Xylol. Bestimmung des Bitumengehaltes nach dem Verfahren von Marcusson oder nach dem Verfahren der Bataafschen Petr. Mij.

Bestimmung der emulgierenden Bestandteile auf Grund der Feststellung des Wasser- und Bitumengehaltes.

Bestimmung des Zähflüssigkeitsgrades wie unter 5.

Verschiedene Stabilitätsproben durch mehrfache Filtration, durch Ruhenlassen der zu prüfenden Emulsion oder durch wiederholtes Gefrieren und Auftauen der Proben.

Feststellung des Bindevermögens: Man gibt in ein kleines Becken 160 g Kalksplitt von 0,8—1,7 mm Korngröße und mischt das Gestein mit 10 g Bitumen. Die Mischung füllt man in ein zylindrisches Gefäß von 50 mm Ø, stampft sie von Hand und preßt sie mit den Kolben einer Hebelpresse unter einem Druck von 50 at solange, bis die Probe nicht mehr unter dem Kolbendruck nachgibt. Dann wird die Probe in einem Ofen drei Stunden lang unter einer Temperatur von +25°C gehalten, darauf abermals in der Hebelpresse abgedrückt. Als Maß des Bindevermögens gilt das Verhältnis von Einheitsbelastung zu der Zeit in Sekunden,

die verstreicht, bis die erwärmte Probe unter der Einheitsbelastung um 1 mm komprimiert ist. An der Presse befindet sich ein Komparator, mit dem die Bewegungen des Preßkolbens auf $\frac{1}{100}$ mm genau gemessen werden können.

Beobachtung und Prüfung eines Häutchens der Emulsion nach eingetretenem Zerfall:

Mikroskopische Prüfungen.

Prüfungen am ausgeschiedenen Bitumen durch Feststellung der Eigenschaften des Bitumens gemäß 5. bzw.

Prüfung der Eigenschaften des bituminösen Rückstandes der auf einer Straße verbleibt, nach eingetretenem Zerfall der Emulsion und nach Ausscheidung des Wassers.

7. Prüfungen an Teer:

Bestimmung des spezifischen Gewichtes mit dem Piknometer.

Bestimmung des Wassergehaltes.

Destillation zur Bestimmung des Gehaltes an Wasser, Leichtölen, Mittelölen und Schwerölen. Bestimmung der Phenole durch

Behandlung der Mittelöle. Bestimmung der Naphthaline aus den Mittelölen nach Abscheidung der Phenole. Bestimmung des freien Kohlenstoffgehaltes nach dem bekannten Verfahren durch Mischung mit kaltem Benzol.

Bestimmung der Konsistenz mit Hilfe der Hutchinson-Sonde, die in normaler Ausführung und in verkleinerter Form im Mailänder Institut verwendet wird.

Messung des Zähflüssigkeitsgrades mit dem Viskosimeter von Redwood, das für diesen Zweck entsprechend umgestaltet wurde (vgl. Abb. 7).

Bestimmung des Erstarrungspunktes mit der Apparatur von Höpfner-Metzger wie unter 5.

Prüfung der Streckbarkeit, Bestimmung der Eindringtiefe und des Erweichungspunktes wie unter 5.

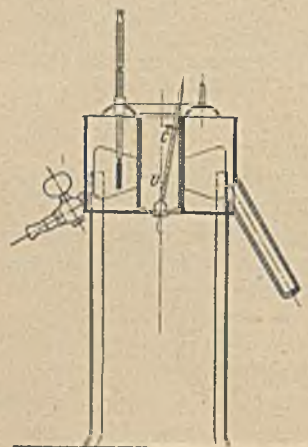


Abb. 7. Viskosimeter von Redwood, umgebaut für die Zähflüssigkeitsbestimmung von Teeren.

v = Ventilstab; c = Meßmarke.

8. Prüfungen an Naturasphalten (Asphaltgestein) und Bitumen-Macadam:

Bestimmung der Löslichkeit wie unter 5. Chemische Analyse an Naturasphalt. Prüfungen am ausgeschiedenen Bitumen mit Hilfe von chemischen Lösungen (Schwefelkohlenstoffprobe).

Bestimmung des Raumgewichtes bzw. des spezifischen Gewichtes mit Hilfe des Volumometers „Le Chatelier“.

Schlagfestigkeitsprobe: Eine Stahlkugel fällt aus 50 cm Höhe frei auf die Asphaltplatte herab, welche auf zwei 15 cm voneinander entfernten Schneiden aufliegt. Die Schlagfestigkeit wird ausgedrückt durch die Anzahl der Schläge bis zum Bruch der Platte. Oder auf die Asphaltplatte, die in einem Sandbett liegt, fällt ein Stahlgewicht von 1 kg aus einer stetig von Schlag zu Schlag um 5 cm zunehmenden Höhe bis zum Bruch der Platte. Auch hier gilt die Anzahl der Schläge bis zum Bruch als Maß für die Schlagfestigkeit.

Biegungsprobe an einer Asphaltplatte, die an einem Ende eingespannt, am anderen mit einem 50 cm langen Hebel versehen wird. Der Hebel wird allmählich zunehmend bis zum Bruch der Platte belastet. Biegungsfestigkeit in kg/cm^2 (vgl. Abb. 8).

Zugfestigkeitsprobe mit der Michaelis'schen Waage, wie bei der Zugfestigkeitsprüfung von Zement.

Plastizitätsprüfung bituminöser Mischungen mit einer besonderen im Mailänder Institut entwickelten Vorrichtung gemäß Abb. 9. Auf die Probe wird ein Stück Kohlepapier, ein gewöhnliches weißes Papier und darüber eine Stahlkugel von 10 cm \varnothing gelegt. Darüber wird ein Hohlzylinder von ca. 1,0 m Höhe gesetzt, durch den man ein Stahlgewicht aus 1,0 m Höhe auf die

Kugel herabfallen läßt. Der durch den Schlag erzeugte Eindruck auf der Probe wird mittels des Abdrucks auf der Papierzwischenlage gemessen, der Durchmesser des Kugelsegmentes gilt als Maß der

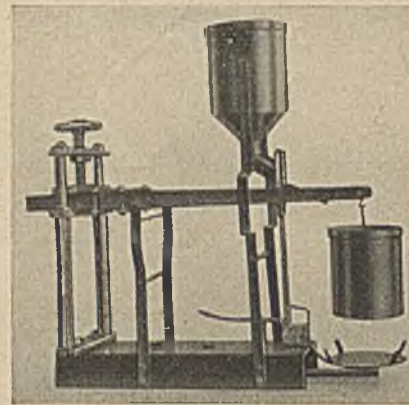


Abb. 8. Vorrichtung für die Prüfung von Asphaltplatten auf Biegung.

Plastizität. — Weitere Plastizitätsmessungen durch Eindringungs- oder Zusammendrückungsversuch —

Stabilitätsprobe nach dem Verfahren von Hubbard, wie es in den U. S. A. angewendet wird. Kornanalyse der Zuschlagstoffe einer Bitumen-Macadamprobe nach Entfernung des Bitumens durch Behandlung mit Schwefelkohlenstoff. Untersuchungen an Schnittflächen von Macadamproben, die aus Straßenbelägen entnommen wurden.

Schließlich besitzt das Institut eine 20 t-Presse mit elektrisch betriebener Pumpe für die Prüfung von halb pneumatischen und Hochdruck-Autoreifen. Man preßt die Reifen gegen eine ebene Stahlplatte, wobei zwischen Reifen und Platte ein Kohlepapier und ein gewöhnliches Papier gelegt werden. Der Abdruck der deformierten Reifen unter einer bestimmten Belastung gibt einen Maßstab für die Elastizität des Gummimaterials.



Abb. 9. Vorrichtung zum Messen der Plastizität bituminöser Straßenbeläge.

a = Gewicht;
b = Hohlzylinder;
c = Stahlkugel;
d = Rahmen;
e = Probekörper.

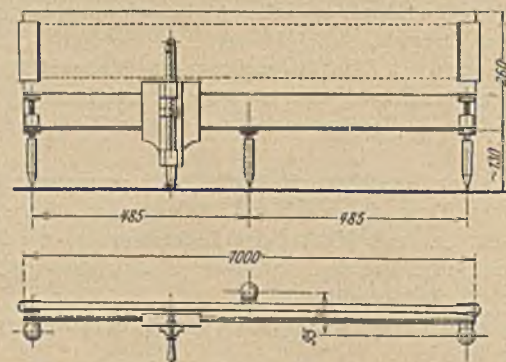
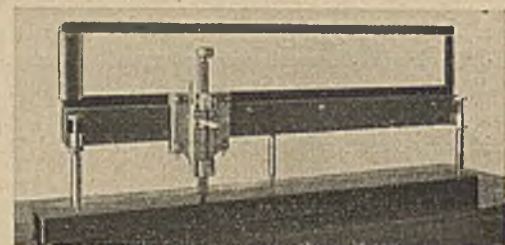


Abb. 10. Profilograph.

Zum Schluß sei noch kurz über die Methoden berichtet, welche vom Mailänder Institut bei der Messung und Beobachtung der Oberflächenbeschaffenheit von Straßen angewandt werden.

Die Veränderungen eines bestimmten Straßenprofils unter dem Verkehr werden mit Hilfe von Präzisionsnivelements in regelmäßigen Zeitabständen verfolgt. Die beobachteten Querschnitte sind durch Fixpunkte festgelegt, über denen von Zeit zu Zeit ein Profil von $\frac{1}{10}$ mm Genauigkeit aufgenommen wird. Wenn es sich nur darum handelt, für einen beschränkten Teil

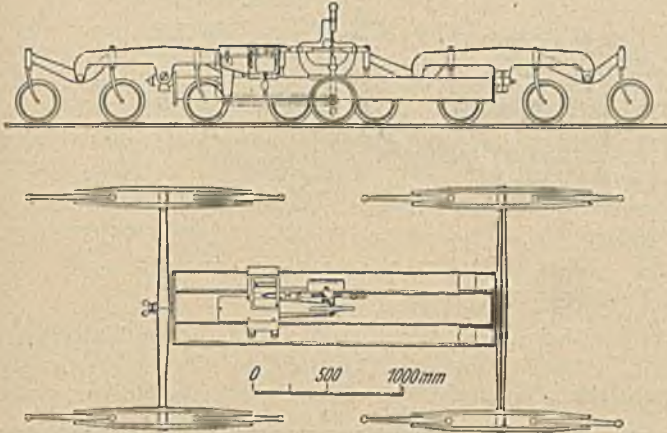


Abb. 11. Odograph.

des Querprofils (Fahrspur) die Veränderungen aufzunehmen, so wird gewöhnlich ein Profilograph von 1,0 m Länge verwendet, der mit einem Schreibtaster den genauen Verlauf der Straßenoberfläche zwischen zwei festen Punkten aufzeichnet (vgl. Abb. 10).

Zur Feststellung der Unebenheiten einer Straßenfahrbahn wird der vom Mailänder Institut selbstgebaute Odograph verwendet. Er besitzt ein großes Abtastrad, das in einem Rahmen gelagert ist, der auf einem Fahrgestell mit 16 Einzelrädern ruht. Die Bewegungen des Abtastrades werden mechanisch aufgezeichnet. Sie sind den wirklichen Unebenheiten natürlich nur verhältnismäßig, wenn auch zufolge der vielfachen Lagerung des Rahmens das Mailänder Gerät eine der Wirklichkeit vielmehr entsprechende Schaulinie liefert als die meisten der sonst üblichen ähnlichen Einrichtungen. Der Odograph ist gänzlich aus leichtester Metalllegierung (Elektron) gebaut, wiegt nur ca. 150 kg, ist leicht demontierbar und läßt sich in einigen Kisten verpacken, so daß er sehr bequem transportiert werden kann (vgl. Abb. 11).

Schließlich verwendet man auch im Mailänder Institut eine der üblichen Richtscheite (Profilregel von Olsen-Andrew), um Unregelmäßigkeiten und Unebenheiten im Straßenlängsprofil festzustellen.

Wie aus vorstehendem Bericht über das Mailänder Institut hervorgeht, ist der Aufgabenkreis der italienischen Straßenbau-Forschungsstelle ein außerordentlich umfangreicher. Daß er auf allen Gebieten unter der Leitung seines Vorstandes, Professor I. Vandone, eines ebenso hervorragenden Ingenieurs wie Wissenschaftlers, mit gleicher Tatkraft und mit gleichem Erfolg in Angriff genommen worden ist, dafür zeugen allein schon die zahlreichen neuen Prüfungsverfahren, die für die verschiedensten Baustoffe entwickelt worden sind und von denen hier nur die wichtigsten eingehender geschildert werden konnten.

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.

(Schluß von Seite 163.)

Bei der Festlegung der Betondecke ist Handarbeit nur bedingt anwendbar. Äußerstenfalls kommt das Feststampfen des mageren Unterbetons in Frage, wobei aber in Form von Preßluftstampfern oder Explosionsrammen Hilfswerkzeuge geschaffen sind, die ähn-



Abb. 6. Explosionsramme der Delmag A.-G., Eßlingen/Neckar, beim Verdichten geschütteten Bodens.

lich wie beim Verfestigen kleinerer Erdschüttungen die ganz außerordentlich schwere und ermüdende Handarbeit wesentlich erleichtern und verbessern, ohne dabei die Anzahl der sonst erforderlichen Arbeitskräfte nennenswert zu verringern (Abb. 6).

Ganz hochwertig durchgearbeiteten Unterbeton und eine vorzüglich gestampfte und profilgerechte Betondecke liefern die Straßenfertiger. Nur die zwei obengenannten Firmen stellen zur Zeit in Deutschland Fertiger her und gehen dabei eigene

Wege. Die Dinglersche Maschinenfabrik bietet in ihrem schon erwähnten Stampfhammerfertiger ein Gerät, das sich auch für den Betonstraßenbau sehr gut eignet. Die Maschine weist im neuesten Modell wesentliche Verbesserungen und Neuerungen auf, von denen die interessanteste eine Ergänzungsvorrichtung ist, um die für die Reichsautobahnen geforderten Farbstreifen in dem gleichen Zuge der Arbeit in die Decke fugenlos einzubringen (Abb. 7). Das Prinzip ist kurz folgendes: Eine Fingerwalze, die zwischen zwei Schalungen sitzt, die leicht in die Betonoberfläche eingelassen sind, reißt zwischen den Schalungen den Beton auf. Die flüssige Farbe, die in ganzer Breite zwischen den Schalungen gleichmäßig ausläuft, dringt in den noch frischen aufgerissenen Beton. Hinter der Farbverteilung sitzt die über die Schalungen hinausgreifende Preßwalze, die die mit Farbe durchtränkte Betonschicht überwalzt. Hinterher wird das ganze Querprofil der Straße von der Nachstampfbohle des Fertigers nochmals überarbeitet.

Der Straßenfertiger von Jos. Vögele lehnt sich mehr an die amerikanischen Vorbilder an, verzichtet aber auch, wie Dingler, auf den dort üblichen Glättriemen, da die Erfahrung gezeigt hat, daß auch ohne ihn eine einwandfreie Oberfläche geschaffen werden kann. Bei der Vögeleschen Maschine haben die Schiefersteinschen Schwingungs-Patente Anwendung gefunden, die eine erhebliche Verminderung der Abtriebsleistung für die Betätigung der Stampfbohle ermöglichen (Abb. 8). Der Effekt der Straßenfertiger, besonders in bezug auf die obere Deckschicht, beruht auf der kräftigen Durcharbeitung und Verdichtung des Betons unter gleichzeitiger Verdrängung der im Beton enthaltenen Luft.

Mit Rücksicht auf die sehr hohe Fahrgeschwindigkeit auf den zukünftigen Reichsautobahnen bauen beide genannten Firmen Fertiger mit schräg zur Straßenachse stampfenden Bohlen, wodurch auch eine schräge Anordnung der Dehnungsfugen ermöglicht wird. Die Schrägfuge hat zur Folge, daß beim Überqueren der

Fügen die Kraftwagenräder der gleichen Achse Stöße nur zu verschiedenen Zeiten erhalten und gefährliche Schwingungen der Kraftwagen vermieden bleiben.

Von dem mehr handwerksmäßigen Herstellungsverfahren bei Betonstraßen sind die folgenden beiden beachtenswert: das Müllersche Blockstampfverfahren, das schon

sie mit einer ebenen Fläche von etwa Kleinpflastersteingröße auf dem Boden dicht stehen. Hierauf wird Betonmörtel von 1 : 3 (d. h. mit rd. 400 kg Zement/m³ Beton) in so flüssigem Zustand eingegossen, daß die Steine etwa 4 ÷ 5 cm tief in den Mörtel eintauchen. Hierauf wird der übrige Hohlraum des Kastens mit magerem Splitt-Stampfbeton aufgefüllt, leicht eingestampft und

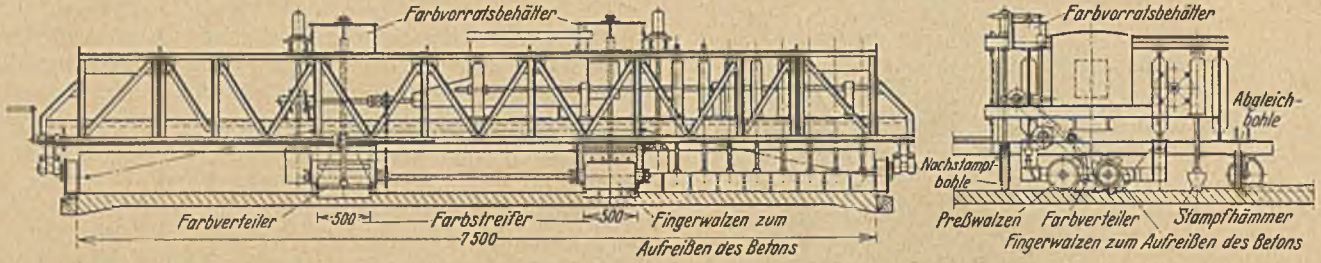
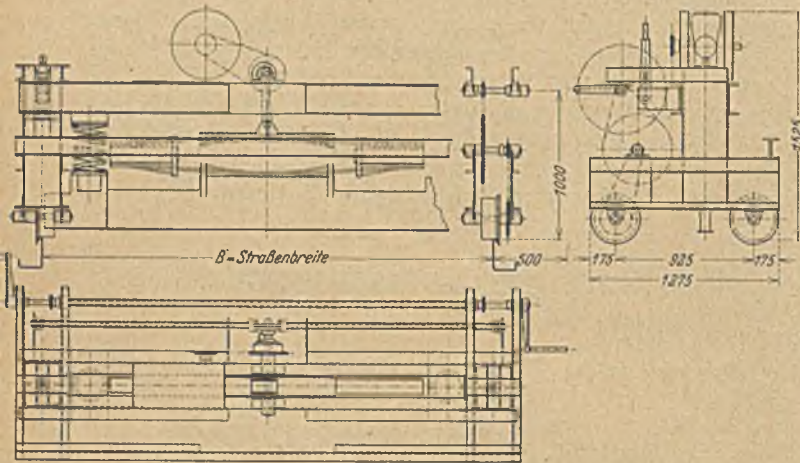


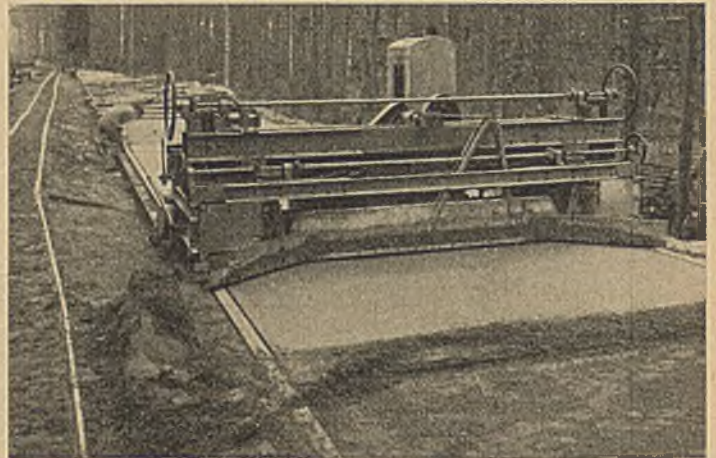
Abb. 7. Hammerfertiger mit Vorrichtung zum Einbringen eines Farbstreifens in die Betondecke der Dinglerschen Maschinenfabrik A.-G., Zweibrücken.

länger bekannt ist, und das ganz neue Pflasterverfahren mit der Maschine bzw. Vorrichtung von Lugenheim (DRP angem.). Beiden gemeinsam ist die verfahrbare leichte Brücke, auf der sich

mit einem Blech abgedeckt. Dann wird der ganze Kasten umgekippt, in die Maschine eingehängt und auf den Unterbeton abgelassen. Nach Herausziehen der Abdeckbleche des Kastens wird der



a) Systemskizze eines Versuchsfertigers mit Handantrieb für die Fahrbewegung.



b) Normaler Fertiger auf einer Baustelle.

Abb. 8. Straßenfertiger „System Schieferstein“ der Jos. Vögele A.-G. Mannheim.

die Handfallramme querverschiebbar bewegt. Während aber nun bei der Müllerschen Maschine reiner Beton in Plattenform festgerammt wird, ist der Vorgang bei der Lugenheim-Maschine ein

geführte Fallbär von rd. 40 kg Gewicht von Hand so oft betätigt, bis das gewünschte Profil der Deckschicht erreicht ist. Nun wird der Kasten nach oben hochgezogen und es bleibt der Block mit etwa

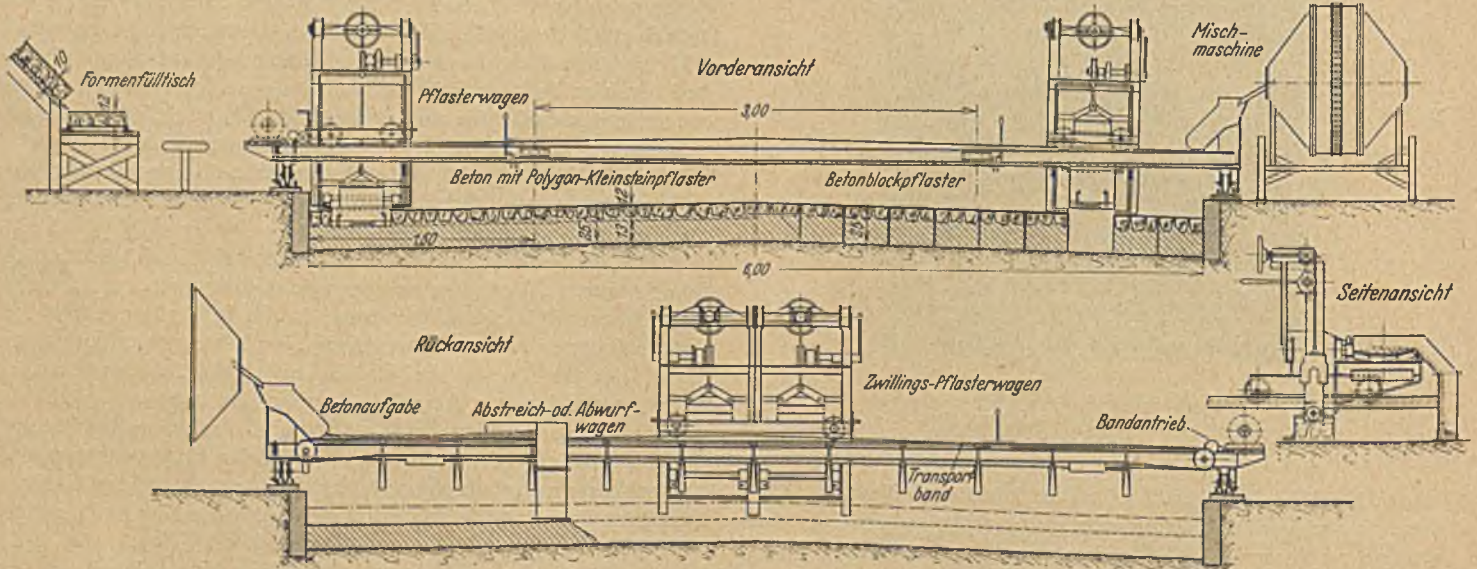


Abb. 9. Pflastermaschine von C. Lugenheim, Berlin.

wesentlich anderer (Abb. 9). In einem Blechkasten von 25 × 40 cm² und 10 cm Tiefe werden Abfallstücke von Granit, Basalt u. dgl., die von ganz unregelmäßiger Form sein können, so eingelegt, daß

2 cm breiter Fuge stehen, der so fest ist, daß er ohne weiteres betreten werden kann. Nach Setzen einer Reihe von Blöcken wird die Fuge mit Betonmörtel ausgegossen. Die ganze Maschine mit

Führungsschienen von 10 m Länge und 10 Blechkästen wiegt nur rd. 1000 kg. Ihre Leistung wird mit rd. 45 m² bei sechs Arbeitern in der 8-Stundenschicht angegeben. Bei diesem Verfahren, das eine ansprechende Kleinpflaster-Betonstraßendecke ergibt, sollen sich die Kosten nicht höher stellen als bei Kleinpflaster, das durch Steinsetzer gelegt ist, besitzt aber den zur Zeit sehr erwünschten Vorzug eines sehr hohen prozentualen Lohnanteils; dabei ist die Vorrichtung infolge des geringen Gewichtes und mäßigen Preises auch für kleine Unternehmer erschwinglich [4].

Ein unbestrittenes Gebiet der Maschine ist der Teer- und Asphaltmakadam-Strassenbau bzw. die Aufbereitung der für ihn erforderlichen Baustoffe. Die Notwendigkeit, das Gestein zu erwärmen, teils sogar hoch zu erhitzen, es von allem anhaftenden Staub zu befreien und nach bestimmten Korngrößen zu

Zwangsmischer durchgebildet haben. Erst vor ganz kurzer Zeit hat die Firma Jos. Vögele A.-G., Mannheim, für Teer-Makadam einen rein kontinuierlich arbeitenden Makadam-Mischer als Spezialmischmaschine herausgebracht (Abb. 12). Im Gegensatz zu den kontinuierlich arbeitenden Betonmischmaschinen mit im Trommellinnen fest angebrachten und mit der Trommel umlaufenden Wurf-schaufeln ist der Mischbehälter der Teer-Makadam-Maschine eine glatte Blechtrommel, in deren unteren Teil ein Rührwerk mit horizontaler Achse die Durchmischung nach dem Prinzip der Zwangsmischer durchgeführt. Die Firma hat dabei ihre großen Erfahrungen an kontinuierlichen Betonmischmaschinen nutzbar gemacht, bei denen mittels Abziehbändern mit stufenlos arbeitenden Getrieben die Stoffmengen in jedem erforderlichen Mengenverhältnis und mit hoher Genauigkeit abgemessen werden.

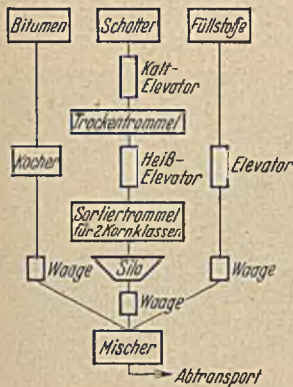


Abb. 10. Schema der Makadamanlagen.

sortieren, bedingt Arbeiten, die nur maschinell durchgeführt werden können. Das gleiche gilt für das Anwärmen der verschiedenen Bitumina, das genaue Zumessen und innige Durchmischen der Stoffe bis zum einbaufähigen Zustand. Das Aufbereitungsschema mehr oder weniger aller Makadammaschinen ist annähernd das gleiche (Abb. 10). Konstruktionsunterschiede weisen lediglich die Feuerungsanlagen, Heizgasführungen und die Mischmaschinen auf, die jede Firma nach ihren eigenen Erfahrungen möglichst zweckmäßig auszugestalten sucht.

Fast alle deutschen Firmen, die sich überhaupt mit der Herstellung von Straßenbaumaschinen befassen, haben Teer- und Asphaltmakadammaschinen auf den Markt gebracht, die in der Güte mehr oder weniger gleichwertig sind. Von den vielen seien hier nur genannt: Gauhe, Gockel & Cie, Oberlahnstein, Drais-

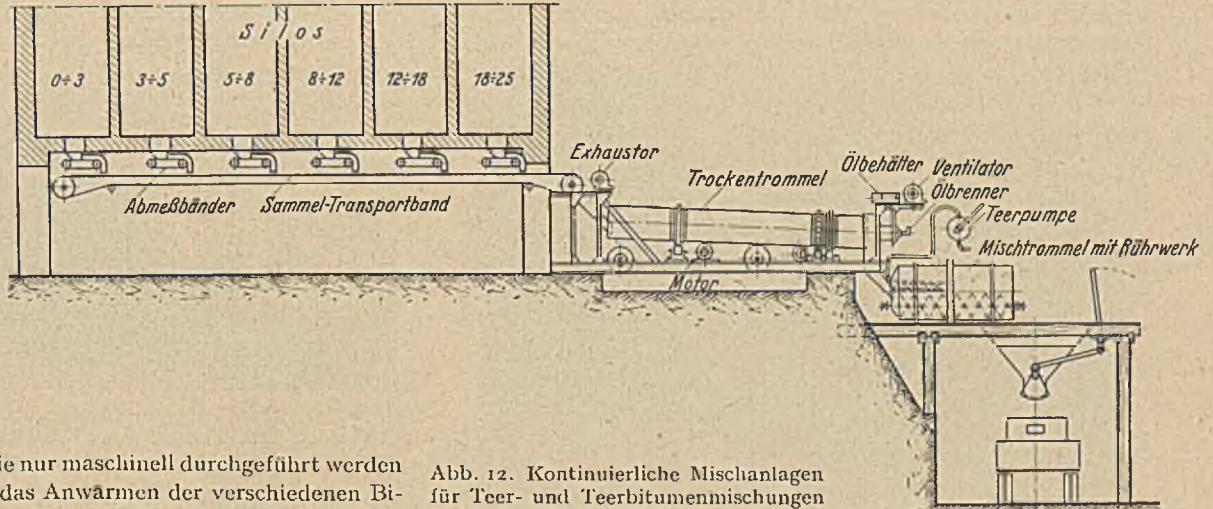


Abb. 12. Kontinuierliche Mischanlagen für Teer- und Teerbitumennmischungen der Jos. Vögele A.-G., Mannheim.

a) Schema einer stationären Großanlage.

Von der gleichen Firma ist auch der erste Liefermischer auf den deutschen Markt gebracht worden, eine Maschine, die in den Vereinigten Staaten sich sehr schnell eingebürgert hat und wohl auch in Deutschland noch eine Zukunft haben wird (Abb. 13). Der Grundgedanke ist wiederum das Qualitätsprinzip der Fertigung, indem in stationäre Anlagen Beton oder Teermakadam unter strenger Kontrolle in gewünschter Zusammensetzung und in gewährleisteter Güte erzeugt und in den als Mischer durchgebildeten Behälter eines Lastwagens eingefüllt werden. Um ein Absetzen bzw. Entmischen auf dem Transport zur Einbaustelle zu vermeiden, erfolgt während der Fahrt ein ununterbrochenes zwangsweises Nachmischen oder aber bei Einfüllen der genau abgemessenen trockenen Stoffe auf der Fahrt zur Baustelle der eigentliche Mischvorgang. Die Entleerung des Behälters vollzieht sich nach dem Prinzip der Selbstkipper durch Schrägstellen des Behälters.

Wie gezeigt worden ist, bleibt im zeitgemäßen Straßenbau die Herstellung und Verarbeitung der Stoffe vorzugsweise auf Maschinenarbeit angewiesen. Eine Ausnahme bildeten die Stampfasphaltdecken, bei der der Anteil der Handarbeit sehr hoch ist. Der reine Stampfasphalt-Strassenbau tritt jedoch in letzter Zeit immer mehr und mehr in den Hintergrund und dürfte kaum noch große Entwicklungsmöglichkeiten bieten. Seine unzweifelhaften Vorteile, die in großer Dauerhaftigkeit, hoher Elastizität und leichter Reparaturmöglichkeit bestehen, hatten den Stampfasphalt in Ermangelung besserer Straßendecken jahrzehntlang besonders in deutschen Großstädten und speziell in Berlin weite Verbreitung ermöglicht. Allein Berlin besitzt zur Zeit noch rd. 6 Mill. m² Stampfasphaltstraßen. Infolge mangelhafter Griffigkeit ist die Straße dem modernen Kraftwagen-Schnellverkehr in bezug auf Fahrsicherheit nicht mehr gewachsen. Der Vorwurf der Gefährlichkeit der Stampfasphaltstraßen bei nassem Wetter trifft, wie Untersuchungen gezeigt haben, weniger das Deckenmaterial selbst. Die wirklich reine, wenn auch nasse Stampfasphaltdecke ist zuverlässig befahrbar und besitzt auch genügend Reibungswider-

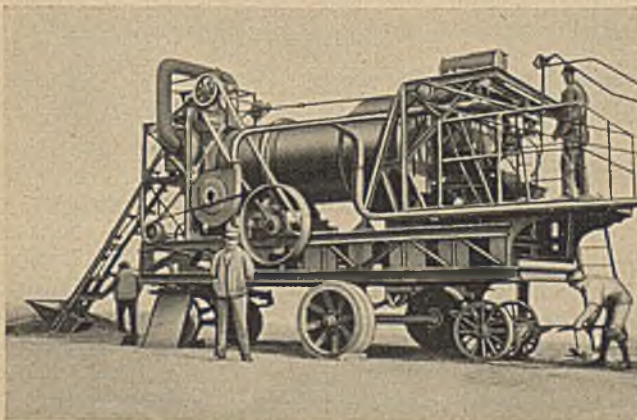


Abb. 11. Fahrbare Asphalt-Makadam-Maschine für 6 t/h (Sonderausführung) von Albrecht Reiser, Berlin-Hohenschönhausen.

werke G. m. b. H., Mannheim, Herm. Meyer, Ballenstedt, Krupp-Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau, Albrecht Reiser, Berlin-Lichtenberg, u. a. m. (Abb. 11).

Bis vor kurzem fand neben dem sonst meist kontinuierlichen Trockenvorgang der Mischvorgang ganz überwiegend absatzweise statt, wobei die Firmen, die nebenbei Betonmischmaschinen herstellen, die Makadamsmischer etwa nach gleichem Prinzip ihrer

stand für schnelles Bremsen. Die Schlupfrigkeit wird vielmehr durch das Naßwerden der dünnen Staub- und Schmutzschicht hervorgerufen, wobei dieses „Schmiermittel“ zwischen der Berei-

zu geben. Deshalb wurden nur einige wesentliche Merkmale und neueste Maschinen hier behandelt. Wie man auch zur Frage des Maschineneinsatzes stehen mag, ist Maschinenarbeit unter den

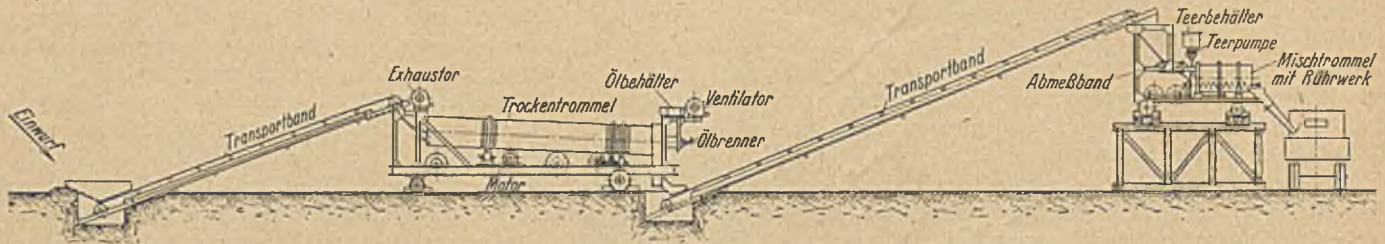


Abb. 12 b) Schema einer fahrbaren Großanlage.

fung und der sehr dichten und ebenen Straßendecke erst die großen Verkehrsgefahren des sog. „Rutschasphaltes“ hervorruft. Die Versuche, Stampfasphaltdecken durch Wärmeeinwirkung aufzulockern

heutigen Arbeitsbedingungen nur dort am Platze, wo sie hochwertiger oder aber wesentlich billiger als Handarbeit ist. Außerdem soll heute mehr denn je der Grundsatz gelten: Nie soll der Mensch der

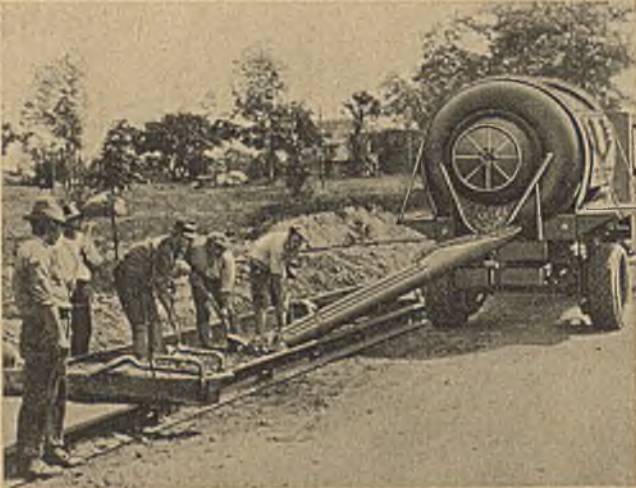


Abb. 13. Liefermischer der Jos. Vögele A.-G., Mannheim.

und nachträglich mit Prägewalzen griffiger zu gestalten, bieten gewisse Verbesserungsmöglichkeiten und seien hier der Vollständigkeit halber erwähnt (Abb. 14). Aber schon seit Jahren führt die Stadt Berlin keine neuen Straßen in Stampfasphalt aus; Erneuerungen werden stets in dem wesentlich griffigeren Hartguß-Rauh-asphalt durchgeführt [5].

Das Gebiet des Straßenbaues und der Straßenbaumaschinen ist ein derartig umfangreiches, daß es unmöglich ist, im Rahmen eines Aufsatzes auch nur annähernd einen lückenlosen Überblick



Abb. 14. Maschine zum Anwärmen und Prägen alter Stampf-Asphalt-Straßendecken von E. Linnhoff, Maschinenfabrik und Kesselschmiede, Berlin-Tempelhof.

Maschine dienstbar sein, sondern die Maschine dem Menschengest, der sie beherrschen soll.

Literaturhinweise

(beziehen sich auf die im Text eingeklammerten Zahlen).

- [1] Die Betonstraße, Bd. 8 (1933), H. 1/2.
- [2] Enzweiler: „Der Bau der Groß-Wasserkraftanlage am Dnjepr.“ Bericht über die XXXV. Hauptversammlung des Deutschen Betonvereins (E. V.) am 31. März 1932.
- [3] Garbotz: „Probleme des Maschineneinsatzes im Autostraßenbau.“ Z. d. VDI. (1933), H. 38.
- [4] Ernst: „Kleinsteinpflasterung mit Handpflasterpressen.“ Monatshefte für Siedlung und Straßenbau, Bd. 2 (1934), H. 1.
- [5] Bonwetsch: „Oberflächenbehandlung von Stampfasphaltstraßen.“ Verkehrstechnik (1931), H. 4.

ARBEITSLEISTUNGEN BEI BAUARBEITEN IN DEN VEREINIGTEN STAATEN AMERIKAS UND IN DEUTSCHLAND.

Von Ing. Leo Gröger, Wien, z. Z. San Francisco.

In der Folge werden Arbeitsleistungen bei verschiedenen Bauarbeiten in U. S. A. denen in Deutschland gegenübergestellt. Die Werte für U. S. A. sind in dem Buche Fr. R. Walker¹ enthalten. Ich führe nur Werte an, von deren Richtigkeit ich mich durch Stichproben an einer großen Baustelle in Chicago, bzw. durch Aussprache mit Unternehmern ebendort überzeugte und die einen Vergleich mit deutschen Verhältnissen einigermaßen zulassen. Die deutschen Werte sind dem Betonkalender 1932 bzw. Bazall: „Preisermittlung und Veranschlagen...“² entnommen.

Die Arbeitsleistung ist der amerikanischen Gepflogenheit entsprechend zunächst für 1000 ft. b. m. (Kubikmaß 1' x 1' x 1') angegeben und dann auf m² Schalfläche umgerechnet. Alle Werte gelten für gewöhnliche Rippenbalkendecken. Der amerikanische Zimmermann arbeitet mit Hammer, Fuchsschwanzsäge und elektrischer Handkreissäge. Die Biegen, welche unsere Zimmerleute

in 70—90 cm Abstand legen, bestehen in Amerika stets aus hochkantgestellten Brettern, die in 1 1/2', also nur 46 cm Abstand stehen. Diese Konstruktion aus hochkantstehenden Brettern in 1 1/2' Abstand findet sich im ganzen amerikanischen Holzbau, ja selbst bei Brücken, genau so wie bei uns die Träme und Dachsparren stets in 90—100 cm gegenseitiger Entfernung verlegt. Der geringe Abstand ermöglicht eine gute Versteifung der Bretter (joist) gegen Rippen; ob die Konstruktion arbeitssparend ist, kann bezweifelt werden.

Bei einem Hochhausbau in Chicago hatte ich Gelegenheit, verschiedene Betonarbeiten zu beobachten. Bei einer 30 cm starken Eisenbetonplattendecke zwischen einbetonierten Walzträgern (Felder etwa 6 m im Quadrat) war die Arbeit mit 1,96 \$ je m³ kalkuliert, was bei einem Stundenlohn von 82¢ einer Leistung von 2,4 H je m³ entspricht. Dieser Wert wurde als besonders hoch angesehen und mit den besonders ungünstigen Verhältnissen der Baustelle erklärt. Schotter und Sand wurden vom Lieferanten durch eine enge Straßenschlucht mit Lastautos zugeführt und auf zwei Haufen

¹ Fr. R. Walker, The Building Estimator's Reference Book, Verlag Fr. R. Walker Company, Chicago, 7. Auflage 1931.

² 6. Auflage, Verlag Julius Springer, Berlin 1927.

Tabelle 1. Eisenbeton-Schalarbeiten.

Arbeitsleistungen bezogen auf	nach Walker					Beton Kalender	Bazali
	1000 ft. b. m.		ft. b. m. je Quadratfuß Schallfläche	m ³		m ³ Arbeitsstunden	m ³ Z
	Z	H		Z	H		
Säulen rechteckig	32	17	2 1/2—3 1/2	0,75—1,05	0,40—0,55	2—3 1/2	1,8
Träger	32	14	2 1/2—3	0,75—0,9	0,33—0,39	3—5	1,8
Platten	18	14	2 1/2—3 1/2	0,42—0,58	0,33—0,45	1—2	1,25—1,4

Z = Zimmermannsstunden, H = Handlangerstunden.

Tabelle 2. Betonieren — Maschinenmischung. (Beschaffen des Mixers, mischen, einbringen, abstreichen.)

Arbeitsaufwand je m ³		nach Walker		Betonkalender		Bazali
		F	H	F	H	H
Eisenbetondecken	mit Schubkarren od. Japanern	0,5	2,3—4,6	2—3 1/2	2 1/2—3 1/2	8,5—12
	Gußbeton oder Förderband	0,3	1,6			
Fundamentbeton.	außergew. günstige Verhältnisse		2,9—3,3	1—2	1 1/2—3	3—10
			0,65—1,0			

F = Facharbeiterstunden, H = Handlangerstunden.

Tabelle 3. Maurerarbeiten.

Ziegelmauerwerk.

Deutscher Ziegel 25/12/6,5 cm = 1950 cm³. 380—400 Ziegel je m² Mauerwerk.

Standard common brick 8 1/4/3 3/4 Zoll = 20,3/5,7/9,5 cm = 1100 cm³. 670 Ziegel je m²

Mauerwerk.

Mauerstärke in Vielf. der Ziegel-länge	Walker (Werte für Weißkalkmörtel)					Bazali				
	1 Maurer verlegt im 8-Stundentag	je 1000 Ziegel		je m ² Mauerwerk		1 Maurer verlegt im 8-Stundentg.	je 1000 Ziegel		je m ² Mauerwerk	
		M	H	M	H		M	H	M	H
1	1225—1350	6 1/4	6 1/2	4,2	4,35	520	15,4	5,4	6	2,1
1 1/2	1375—1525	5 1/2	6 1/2	3,7	4,3	570	14,0	5,4	5,5	2,1
2	1600—1750	4 3/4	6 1/2	3,2	4,3	615	13,0	5,4	5,1	2,1
2 1/2	1775—1975	4 1/4	6 1/2	2,85	4,3	650	12,3	5,4	4,8	2,1
3										
3 1/2	1900—2100*	4*	6 1/2*	2,7*	4,3*	695	11,5	5,4	4,5	2,1

* in Zementmörtel, M = Maurerstunden, H = Handlangerstunden.

gekipp; von dort mit Schubkarren 5—20 m weit zum Trichter der versenkt angeordneten Mischmaschine geführt und gekippt. Der 1-Kubik-yard (rd. 3/4 m³)-Trommelmischer entleerte direkt in den Aufzugskübel, der eine Gußrinne bediente. Vom Endsilo der Gußrinne wurde der Beton in Japanern bis zu 30 m weit verkarrt. Trotz der durch die Besonderheit der Baustelle bedingten komplizierten Anordnung verlief die Arbeit sehr glatt; Stichproben ergaben mir Leistungen von 1,2—1,5 H je m³, worin die Facharbeiterstunden bereits eingerechnet sind. All diese Arbeiten wurden ohne Prämien oder Akkorde im reinen Stundenlohn ausgeführt.

Der Amerikaner, der zwei- bis dreimal soviel Ziegel als der deutsche verlegt, schneidet trotz des kleineren Ziegelformats bei den Arbeitskosten je m³ immer noch um 20—30% besser ab als der deutsche Maurer. Man beachte auch die weitgehende Verwendung von ungelernter Arbeit. Die Arbeit des Ziegellegens wurde verschiedentlich studiert; da hier wohl nicht der Platz ist, des näheren darauf einzugehen, sei auf das diesbezügliche Schrifttum verwiesen, z. B. Gilbreth Bricklaying System. Heute hat jeder Unternehmer seinen für unsere Begriffe königlich bezahlten Vorarbeiter, der die Maurer anleitet, beaufsichtigt und genau weiß, wie jeder Handgriff am zeitsparendsten ausgeführt wird, gegebenenfalls mit etwas Hausverstand sich sein eigenes System zurechtlegt.

Die Putzarbeit wird in „unmodernen“ Betrieben in kleinen Orten mit dem Mauern zusammen ausgeübt. Der Putz wird nicht angeworfen, sondern mit der Kelle aufgestrichen. In der linken Hand hält der Maurer ein etwa 30 x 30 cm messendes Brettchen, (vgl. nebenstehende Abb.), auf dem er den Mörtel vorgerichtet hat.



Wenn man die Zahlen der Tabelle 4 auch noch so kritisch betrachtet, und Vorsicht ist beim Vergleich von Kalkulationszahlen gewiß am Platze, so muß man doch zugeben, daß die Arbeitsleistungen des nordamerikanischen Bauarbeiters bedeutend größer als die des deutschen sind. Akkorde und Prämien sind auf nordamerikanischen Bauten sehr selten. Die angeführten Zahlen gelten für Stundenlohn.

Als Gründe für diese großen Leistungen sei zunächst darauf hingewiesen, daß der Unternehmer infolge der hohen Löhne ein viel größeres Interesse an arbeitssparenden Methoden und wirtschaftlicher Arbeitsgestaltung hat als in Europa, ja man entschließt sich oft zu Materialverschwendung, nur um den Arbeitsvorgang möglichst übersichtlich und einfach zu gestalten.

Im Eisenbetonhochbau z. B. geht man nur ungern mit der Plattenstärke unter 10 cm und dem Eisendurchmesser unter 12 mm. Der Aufwand für Beaufsichtigung der Arbeit ist bedeutend größer als bei uns.

Der Hauptgrund für die großen Arbeitsleistungen liegt aber in der Einstellung des Arbeiters selbst.

Die hohen Löhne (82¢ für Hilfsarbeiter und 1,30—1,40 \$ für Facharbeiter, zur Zeit der Prosperity 1,30 und 2,00 \$) sind auch für Chicago schöne

Einnahmen. Dem steht im Falle von Arbeitslosigkeit bei dem hohen Lebensstandard des Amerikaners allerdings oft binnen wenigen Wochen die bitterste Not gegenüber. Auf die Ursachen soll an dieser Stelle nicht eingegangen werden.

Tabelle 4. Verputzen. Innenputz nach Walker.

a bis d bedeuten die verschiedenen „Anwürfe“. Um mit Bazali vergleichen zu können, bilde man die Summen a + b + c bzw. d oder b + c bzw. d, je nachdem man drei oder zwei Putzschichten beabsichtigt.

Arbeitsleistungen je m ² Putzfläche	Normale Verhältnisse		Besondere Sorgfalt, Prunkbauten	
	M	H	M	H
a „Scratch coat“ . . .	0,06	0,06	0,066	0,066
b „Brown coat“ . . .	0,066	0,066	0,096	0,078
c „White Finish Putty coat“ . . .	0,084	0,048	0,17	0,078
d „Sand Float Finish“.	0,096	0,048	0,19	0,078

Innenputz nach Bazali.

Arbeitsleistungen je m ² Putzfläche	in Kalkmörtel		in Zementmörtel	
	M	H	M	H
Rapputz	0,3	0,15	0,5	0,20
Gefilzter Wandputz .	0,6	0,15	0,7	0,20
Glatter Wandputz . .	0,7	0,20	0,8	0,20

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wolkenbruch verursacht Einsturz des Castlewood-Staudammes-USA.

Nach Eng. News-Rec. vom 10. August 1933 ist der seit 1889 in Betrieb befindliche Castlewood-Staudamm (Abb. 1) der Hochwasserwelle eines Wolkenbruches zum Opfer gefallen. Dabei wurden zwei Menschen-

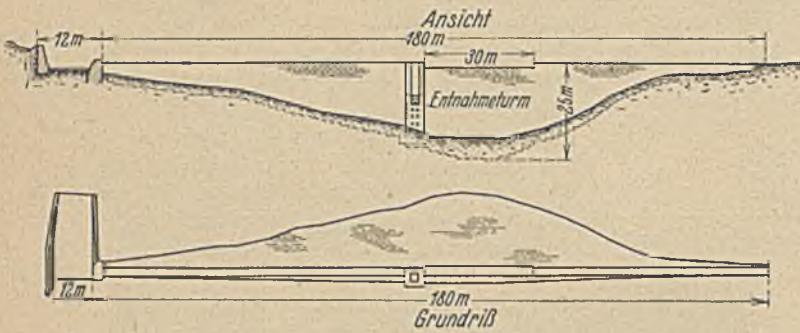


Abb. 1. Castlewood-Staudamm.

leben vernichtet, die Stadt Denver (Colorado) und zahlreiche Ländereien überschwemmt und für etwa 6 Mill. RM Schaden angerichtet. Das Stau-becken konnte beim Einsetzen des Wolkenbruches etwa 2 1/2 Mill. m³ fassen, während 8 1/2 bis 10 Mill. m³ den Cherry-Creek herunterbrausten. Der Hochwasserüberlauf in Dammitte hätte mit dem Entlastungskanal zusammen etwa 290 m³/sec abführen können. Da der maximale Zufluß

jedoch 460 m³/sec betrug, war ein Überfluten des Staudammes unvermeidlich. Obwohl die Überflutung nur 50 cm ausmachte, genügten 20 Minuten, um den Einsturz herbeizuführen. Da die Dammhälfte rechts vom Entnahmeturm (Abb. 1 u. 2) fortgespült wurde, ist anzunehmen, daß die Wassergeschwindigkeit in dem ursprünglichen Überlauf-querschnitt zu groß wurde, so daß die schützenden Mauerquader ver-schoben und die Steinschüttung freigelegt werden konnte. Damit war es bei der schwachen Bemessung des Dammquerschnittes nur noch eine Frage der Zeit, wann der Einsturz eintrat.

Mit dem Castlewood-Damm ist ein weiteres Kuriosum aus der Ent-wicklungszeit der amerikanischen Steinfülldämme von der Bildfläche ver-schwunden, denn an eine Herstellung in der bisherigen Form wird ja wohl niemand denken. Er ist oft genug zum Gegenstand heftiger Kritik ge-macht worden, und es hat auch nicht an Stimmen gefehlt, die die Hoch-wasserentlastung für ein Wolken-bruchgebiet für zu schwach hielten. Insbesondere wurde die wasserseitige Bruchsteinmauer als zu schwach an-gesehen, da sie rechnerisch nicht standsicher ist. Immerhin hat die Erfahrung seinen Erbauern über 40 Jahre recht gegeben, und hieran würde sich auch wohl künftig nichts geändert haben, solange es zu keiner Überflutung gekommen wäre. Keine Talsperre hängt so auf Gedeih und Verderb von einer ausreichenden Hochwasserentlastung ab, wie ein Erd- oder Steindamm.

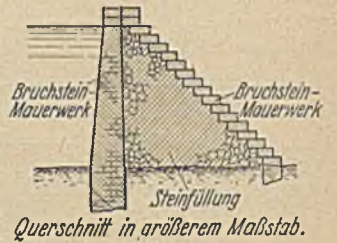


Abb. 2

F. T ö l k e.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Neuregelung der Zementpreise.

Auf Grund der beiden Kartellgesetze vom Juli 1933 hat der Reichswirtschaftsminister bestimmt, daß die am 31. Dezember 1932 gültigen Vereinbarungen zwischen Zementwerken, die an diesem Tage Mitglieder eines Syndikats waren oder in einem Kartellverhältnis zu einem Syndikat standen, bis zum 31. Dezember 1934 als Vertragsgrundlage gelten.

Auf Wunsch wird jeder an Kartellvereinbarungen gebundene Zementhersteller von diesen Bindungen ab 1. Januar 1935 befreit, wenn er dies seinem Verband oder Vertragsgegner spätestens am 1. Dezember 1934 anzeigt.

Für alle Zementlieferungen ab 1. März 1934 gelten einheitliche Waggonpreise und Lieferbedingungen, die vom Norddeutschen, Westdeutschen, Süddeutschen und Hütten-Zement-Verband festgesetzt werden, wobei das Gemeinwohl und die berechtigten Interessen der Zementwirtschaft zu berücksichtigen sind. Vor ihrem Inkrafttreten sind sie daher dem Reichswirtschaftsminister vorzulegen; ihre Einhaltung und die Wahrung eines lautereren Wettbewerbes werden ehrengerichtlich überwacht.

Vor dem 1. März 1934 abgeschlossene Verträge über die Zementlieferung werden aufgelöst. Bei etwaigem Vorliegen unbilliger Härten, ist eine Ausnahme vorgesehen, über deren Berechtigung allerdings der Minister durch eine Schiedsstelle nach Prüfung entscheiden läßt.

Bis zum 31. Dezember 1934 darf ohne Einwilligung des Ministers kein neues Zementwerk errichtet werden; die Zementherstellung darf nicht neu aufgenommen und die Leistungsfähigkeit bestehender Unternehmen nicht erweitert werden.

Die Anordnung tritt am 1. März 1934 in Kraft und, falls sie nicht vorher aufgehoben wird, mit Ablauf des 31. Dezember 1934 außer Kraft.

Dem in der vorstehend erwähnten Anordnung des Reichswirtschaftsministers weiterhin ausgesprochenen Wunsch, daß Preisermäßigungen angestrebt werden sollten, ist inzwischen Rechnung getragen worden. Die ab 26. Februar wirksamen Preisfestsetzungen aller drei

Zementverbände sind auch für die Außenseiter verbindlich geworden.

Im einzelnen betragen die Preissenkungen:

Beim Norddeutschen Zementverband 10 RM, in Schlesien sogar 15 RM je 10 t; für Ostpreußen liegt die Regelung noch nicht fest.

Der Westdeutsche Zementverband setzt seine Preise ebenfalls um 10 RM und der Süddeutsche Zementverband um 15 RM je 10 t herab.

Bei dieser Gelegenheit sei noch hinzugefügt, daß der Zementabsatz im Januar 1934 wieder 210 000 t betrug gegenüber 96 000 t im Dezember bzw. 72 000 t im Januar 1933. Der damalige geringe Absatz war allerdings durch strengen Frost verursacht.

Betr.: Das β-Knickverfahren im Stahlhochbau.

Im Heft 51/52, Jg. 1933 unserer Zeitschrift haben wir berichtet, daß der Verfasser der Broschüre „Das β-Knickverfahren für Baustahl St. 37 im Hochbau“, Oberbaurat Professor M ö r i k e, sich an die Regierungen von Preußen und Bayern mit der Bitte um baupolizeiliche Zulassung des Verfahrens gewandt habe. Diese Mitteilung ist dahin zu ergänzen, daß er nach dem Übergang der Landeshoheiten an das Reich dieselbe Bitte für das Reich beim Reichsfinanzministerium Berlin kürzlich gestellt hat.

Festlegung von Begriffsbezeichnungen im Abwasserfach.

Im Einvernehmen mit dem Deutschen Normenausschuß veröffentlicht die Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen einen Entwurf für die Festlegung von Bezeichnungen und Maßeinheiten in der Kanalberechnung in Heft 11 des „Gesundheits-Ingenieurs vom 17. März 1934. Vorschläge für Ergänzungen oder Abänderungen werden bis zum 15. Mai an die Geschäftsstelle der Abwasserfachgruppe, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, erbeten.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 14 vom 5. April 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 4 c, Gr. 35. F 73 470. Fa. August Klönne, Dortmund. Wasserloser Gasbehälter. 28. V. 32.
- Kl. 4 c, Gr. 35. S 108 380. Alfred Sassenberg, Essen. Scheibengasbehälter. 21. II. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 6. C 44 731. Louis Eugène Cambournac, Paris; Vertr.: Dr. M. Herzfeld, Pat.-Anw., Düsseldorf. Befestigung von

- Breitfußschienen auf einer Eisenbetonunterlage. 25. IV. 31. Frankreich 2. IV. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 28/55. H 137 477. August Hermes, Leipzig. Aufhängung von nach beiden Seiten rückenden Schubrollen für Gleisrückmaschinen. 18. IX. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 33. S 105 942. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Zugbeeinflussung nach dem Punktsystem; Zus. z. Anm. S 97 053. 23. VIII. 32.

- Kl. 37 b, Gr. 1/01. R 86 769. Rudolf Richter, Berlin-Steglitz. Hohlblockstein. 21. XII. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. S 106 825. Société Anonyme des Ateliers de Construction de Mortsel et Etablissement Geerts & van Aalst Réunis, Mortsel-lez-Antwerpen, Belgien; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Mast für elektrische Straßenbahnen, zum Aufhängen von Kabeln und elektrischen Leitungen aller Art. 27. X. 32. Belgien 3. XI. 31.
- Kl. 37 b, Gr. 3/02. I 46 260. Ilse der Hütte, Peine. Geschweißter I- oder T-Träger. 14. I. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. B 158 863. Adolf Betzel, Mainz-Kastel. Verfahren zur Herstellung eines säurefesten Zements. 21. XII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 1/15. H 137 835. Bernard Heimann, Datteln i. W. Mittel zur Herstellung wasserdichter Zement- und Mörtelmassen; Zus. z. Pat. 540 253. 21. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 3/03. S 109 317. Société Anonyme des Ciments Français et des Portland de Boulogne-sur-Mer et Compagnie des Portland de Desvres, Paris; Vertr.: Dr.-Ing. W. Kalk, Pat.-Anw., Essen. Verfahren zur Herstellung von farblosen (weißen) Zementen; Zus. z. Anm. S 109 316. 11. V. 33. Frankreich 26. IV. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 19/05. B 152 546. Barbara Akt.-Ges., Dortmund. Mittel zum Überziehen von Steinbauwerken mit einem wetterbeständigen Film. 12. VIII. 31.
- Kl. 80 b, Gr. 20/01. R 87 486. Rostone Inc., Lafayette, V. St. A.; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin W 30. Verfahren zur Herstellung eines künstlichen Baustoffes. 11. III. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 25/13. W 87 544. Hans Wiedemann, Berlin-Zehlendorf. Verfahren zur Herstellung von Straßenbelagmassen. 17. XI. 31.
- Kl. 81 e, Gr. 125. P 66 705. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock. Verfahren und Einrichtung zum Aufschütten von Halden mittels einer Seilbahn. 22. XII. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 37 30. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. An einer Abraumförder- oder -gewinnungsanlage der Höhe nach verfahrbarer Eimerkettenbagger. 31. VII. 30.
- Kl. 85 b, Gr. 1/12. C 44 249. Carbo-Norit-Union Verwaltungs-Gesellschaft m. b. H., Frankfurt a. M. Verfahren zur Reinigung von Wasser, wie z. B. Trink- und Abwasser. 13. I. 31.
- Kl. 85 c, Gr. 1. B 150 750. Dr. Herbert Brintzinger, Jena. Verfahren zur Abwasserreinigung durch katalytische Oxydation der in den Abwässern enthaltenen sauerstoffzehrenden Stoffe. 26. VI. 31.
- Kl. 85 e, Gr. 4. M 162 30. Joseph Möring, Köln-Brück. Reinigungseinrichtung für Siebe in einem von einem Hauptkanal abzweigenden Seitenkanal. 13. XII. 30.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 15 vom 12. April 1934 und vom gleichen Tag ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 d, Gr. 11. I 46 952. Albert Ilberg, Moers-Hochstraß. Kratzerförderer. 4. II. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 11. G 85 998. Andreas Grotkamp, Neunkirchen a. d. Sar. Schienenbefestigung auf eisernen, mit konischen Flanschen versehenen Unterlegplatten; Zusatz z. Pat. 590 489. 4. V. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. V 28 837. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Schienenbefestigung auf eisernen Trogquerschwellen. 11. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 3. V 29 464. Vereinigte Eisenbahnsignalwerke A.-G., Berlin-Siemensstadt, Blockwerk. Stelleinrichtung für Weichen, Signale od. dgl. in Verbindung mit einem auslösbaren Kraftspeicher. 29. IV. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 5/02. V 27 477. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Anschluß von Knotenblechen an doppelwandige geschweißte Fachwerkstäbe. 3. XI. 31.
- Kl. 37 d, Gr. 32/01. K 118 453. Justus Krüger u. Paul Suhr, Hamburg. Vorrichtung zum Bearbeiten von Wand- und Deckenputz. 16. I. 31.
- Kl. 37 f, Gr. 1/02. B 141 221. C. F. Burgeß Laboratories, Inc., Madison, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelmann, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Schalldämpfende Wand- und Deckenbekleidung. 28. XII. 28.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. B 155 918. Anton Brenner, Wien; Vertr.: Gustav Schneider, Kiel-Wik, Projensdorfer Str. 10. Reihenhäuseranlage. 31. V. 32. Österreich 8. VI. 31.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 120 120. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Eimerkette mit an der Rückseite offenen Eimern für Höhenförderer, insbes. für Abraumabsetzer. 16. VI. 32.
- Kl. 81 e, Gr. 136. M 117 574. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa a. d. E. Bunker mit einem die Schüttgutsäule tragenden, in Längsrichtung der Auslaßöffnung hin- und herbewegbaren Tisch. 9. XI. 31.
- Kl. 84 a, Gr. 3/14. A 58 542. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Regelvorrichtung für elektrisch angetriebene Wehre mit einer selbsttätigen, von den Bewegungen des Wasserspiegels und des Verschlusskörpers gesteuerten Regeleinrichtung zur Einhaltung gleicher Abflusmengen. 24. VII. 29.
- Kl. 84 c, Gr. 2. K 128 058. Otto Knör, Berlin-Charlottenburg. Verfahren und Einrichtung zur Herstellung einer erweiterten Fußhöhle für Bohrpfähle. 6. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. St 50 670. Pieter Stapel, Enkhuizen, Holland; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Eyck, Pat.-Anw., Magdeburg. Verbindung für metallene Spundwandteile, Deckenteile, Pfahlteile od. dgl. 20. III. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 5. C 47 049. Henri Camus, Le Havre, Seine-Inférieure Frankreich; Vertr.: P. Brögelmann, Pat.-Anw., Berlin-Halensee. Absenkbarer Baukörper für Tunnelbauten und Gründungen unter Wasser; Zus. z. Pat. 476 493. 21. X. 32. Frankreich 19. VII. 32.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 63 449. A T G Allgemeine Transportanlagen-Gesellschaft m. b. H., Leipzig. Schaufelradtiefbagger. 31. IX. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 119 384. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Vorrichtung zum Ausgleichen der ungleichen Umfangsgeschwindigkeiten der einzelnen Punkte eines mehr-eckigen Antriebstrans von Eimerkettenbaggern. 7. IV. 32.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Heft 74. Versuche über das Schwinden von Beton durch Austrocknung bei höherer Temperatur und über die Wärmedurchlässigkeit von feuchtem und trockenem Beton verschiedener Zusammensetzung. Durchgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1930—1933. Bericht erstattet von Otto Graf. 18,5 × 27 cm. 27 Seiten mit 17 Textabb. und 4 Zusammenstellungen. Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1933. Preis geb. RM 3,60.

Aufgabe der Versuche war es, im Anschluß an die in der Zeitschrift „Zement“ (1929) S. 379 ff. veröffentlichten Untersuchungen über die Wärmedurchlässigkeit von Eisenbeton-Schornsteinen als Ergänzung noch für solche Beton- und Eisenbetonkonstruktionen, die durch höhere Temperaturen beansprucht werden, das Schwinden von Beton bei Erwärmung bis 120°C und die Wärmedurchlässigkeit von verschieden zusammengesetztem Beton in feuchtem und trockenem Zustand näher zu untersuchen.

Bei den Schwindversuchen wurden die Einflüsse des Zementgehalts, der Zementart, der Geschwindigkeit der Erwärmung und der Abkühlung, der Größe der Probekörper und endlich der Art des Austrocknens berücksichtigt.

Die Wärmedurchlässigkeit wurde geprüft in Abhängigkeit von der Feuchtigkeit des Betons, der Temperatur, ferner hinsichtlich des Einflusses der verschiedenen Komponenten in der Betonzusammensetzung und der Plattenstärke.

Der Vielzahl der in Betracht gezogenen Gesichtspunkte entsprechen

die Ergebnisse, auf die im einzelnen nicht eingegangen werden kann. Konstrukteure, die mit dem Entwurf von Eisenbetonschornsteinen und von ähnlich beanspruchten Beton- oder Eisenbetonbauteilen zu tun haben, dürften in der Schrift manchen willkommenen Fingerzeig finden.
Dipl.-Ing. E. Ringwald.

Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 75: Versuche mit fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen. Ausgeführt im Versuchs- und Materialprüfungsamt der T. H. Dresden i. J. 1931. Bericht erstattet von Prof. Dr.-Ing. Dr. rer. techn. h. c. W. Gehler und Regierungsbaurat Dipl.-Ing. H. A. Mos. 18,5 × 27 cm. 55 Seiten mit 27 Textabb. und 45 Zahlentafeln. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis gel. RM 6,10.

Die Schrift enthält einen eingehenden Bericht über die gemeinsam mit dem Sächsischen Sachverständigen-Ausschuß für die Prüfung besonderer Baustoffe und Bauarten durchgeführten Versuche an fabrikmäßig hergestellten Eisenbetonbauteilen. Durch eingehende Biege- und Dehnungsuntersuchungen sollten die Reiß- und Bruchsicherheit der nach den Eisenbetonbestimmungen 1925, bzw. nach den sächsischen „Grundsätzen für die Zulassung besonderer Baustoffe und Baukonstruktionen“ berechneten Balken sowie Voll- und Hohlrielen (insgesamt 11 Bauarten) ermittelt werden. Die Vorbereitung und der Verlauf der Versuche werden ausführlich geschildert und ihre Ergebnisse, sowie deren Auswertungen in übersichtlichen Zahlentafeln zusammengefaßt. Die auf Grund der Versuchsergebnisse neu gefaßten Abschnitte der Eisenbetonbestimmungen 1932 (Teil A, § 29, Ziff. 2 u. 5 b), sowie einige

Vorschläge zur Aufstellung besonderer Bestimmungen für fabrikmäßig hergestellte Eisenbetonbauteile bilden den Abschluß des Werkes.
Pohl.

Hofmann, Karl: Fundamentierung und Feuchtigkeitsisolierung von Hochbauten. Sammlung Göschen, Band 1071. 10,5 × 15,5 cm. 99 Seiten mit 83 Abb. im Text. Verlag von Walter de Gruyter u. Co., Berlin und Leipzig 1933. Preis in Leinen geb. RM 1,62.

Das vorliegende Göschenbandchen behandelt, auf knappstem Raum zusammengedrängt und auf den Arbeits- und Wissensbereich des Architekten zugeschnitten, das Gebiet des Grundbaues. Seiner Bestimmung entsprechend wurden schwierige theoretische Fragen ganz beiseite gelassen und die statischen Gesichtspunkte nur kurz und allgemein gestreift. Etwas eingehender sind dann die verschiedenen Gründungsarten im Hochbau besprochen, wobei auch Bezug genommen wird auf moderne technische Ausführungsmethoden.

Ein besonderer Abschnitt ist der Isolierung der Hochbauten gegen Feuchtigkeit gewidmet. Noch Darlegung allgemeiner Konstruktionsgrundsätze werden verschiedenartige Lösungen an Hand schematischer

Skizzen besprochen. Wer sich über besondere Fragen aus den besprochenen Gebieten eingehender unterrichten will, findet außerdem wertvolle Hinweise auf die Spezialliteratur.

Dipl.-Ing. E. Ringwald.

Mitteilungen des Forschungsinsituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb. Sonderheft C. Herausgeber: Prof. Dr. G. Garbotz, Techn. Hochschule, Berlin. 21 × 29 cm. 83 Seiten mit zahlreichen Textabbildungen. Im Selbstverlag des Instituts, Berlin 1934. Preis RM 3,—.

Das Heft enthält folgende Beiträge:

Maschinelle Hilfsmittel zum Fördern und Einbringen von Beton. — Neuere Rüstungs- und Schalungsverfahren. — Probleme des Maschineneinsatzes im Autostraßenbau. — Grenzen des Maschineneinsatzes beim Fördern, Mischen und Einbringen im Betonstraßenbau. — Die Bedeutung der Auslandsbauarbeiten für die deutsche Volkswirtschaft. — Deutscher Großbackenbrecher. — Der Scheldetunnel in Antwerpen. — Lastkraftwagen und Zugmaschinen im Baubetrieb. — Gleichschaltung in der technischen Erziehung. — Technische Gemeinschaftsarbeit im neuen Staat. — Der VDI im neuen Staat. — Literaturnachweis.

PERSONALNACHRICHTEN.

ZUM 80. GEBURTSTAG DES GEH. REGIERUNGSRATES PROFESSOR MAX GRANTZ.

Nachdem Engels-Dresden und Möller-Braunschweig mit gutem Beispiel vorangegangen und in voller Rüstigkeit ihren achtzigsten Geburtstag gefeiert haben, folgt nunmehr Max Grantz-Berlin als jüngster unter den achtzigjährigen Professoren des Wasserbaues an unseren Technischen Hochschulen.

Max Grantz gehört zu den wenigen Professoren der Technischen Hochschule Berlin, die, einer Berliner Familie angehörend, auch in Berlin geboren sind. Am 15. Mai 1854 erblickte Grantz in Berlin das Licht der Welt, wo er nach Besuch einer Privatschule und des Staatlichen Realgymnasiums die Königliche Bauakademie in Berlin bezog. Nach Beendigung eines dreijährigen Studiums wurde er am 10. Dezember 1877 zum Regierungsbauführer ernannt. Er wurde zur Ausbildung der Regierung in Gumbinnen zugewiesen und fand bei verschiedenen in Ostpreußen ausgeführten Wasserbauten Beschäftigung. Nach Ableistung seiner Militärpflicht brachte er, vor seiner im Frühjahr 1883 erfolgten Ernennung zum Regierungsbaumeister, bei der Stadt-Bauinspektion Berlin seine Ausbildung zum Abschluß.

Bevor er die ihm zum 1. April 1889 übertragene kommissarische Verwaltung der Stelle eines Meliorationsbauinspektors für Westfalen antrat, führte er verschiedene Meliorationsprojekte für den Nuthe-Schau-Verband aus, und bearbeitete als Hilfsarbeiter im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten eine Reihe von Projekten für Meliorationen und Brückenbauten. Seine endgültige Bestellung zum Meliorations-Bauinspektor für die Provinz Westfalen erhielt Grantz zum 1. Dezember 1889.

Im April 1893 wurde Grantz die Stelle des Meliorations-Baubeamten für die Provinz Brandenburg mit dem Wohnsitz in Berlin übertragen, so daß er von diesem Zeitpunkt ab seinen dauernden Wohnsitz in seiner Geburtsstadt inne hat.

Nebenamtlich wurden Grantz, der inzwischen zum Regierungs- und Baurat ernannt worden war, die Obliegenheiten eines technischen Beirats der Generalkommission zu Frankfurt a. d. Oder übertragen, in welcher Eigenschaft es ihm ermöglicht wurde, entscheidenden Einfluß auf die wichtigen Fragen der Entwicklung der Entwässerung des Oderbruchs und der Gebiete an der unteren Oder zu gewinnen. Besondere Verdienste erwarb er sich ferner durch seine Mitwirkung bei der Abwehr von Überschwemmungsschäden der Hochwasserkatastrophe des Jahres 1897 und bei der späteren Ausarbeitung der umfangreichen Projekte für die Regulierung der schlesischen Gebirgsflüsse.

Im Frühjahr 1898 reiste er im Auftrage eines Finanzkonsortiums,

dem der Graf von Hutten Czapski und der Bergwerksbesitzer v. Sholto-Douglas angehörten, nach Italien, um das Projekt, das der Major von Donath für die Trockenlegung der Pontinischen Sümpfe aufgestellt hatte, zu begutachten.

Mit dem Auftrag, Vorlesungen über Erd-, Weg-, Brücken- und Wasserbau an der Landwirtschaftlichen Hochschule zu halten, der ihm im Herbst des Jahres 1893 erteilt wurde, betrat Grantz die akademische Laufbahn. Auf Grund dieser Lehrtätigkeit erfolgte im Jahre 1901 seine Berufung auf den Lehrstuhl für Wasserbau an der Technischen Hochschule in Charlottenburg. Hier gehörten der landwirtschaftliche Wasserbau, die Ausnutzung der Wasserkräfte und der Flußbau zu den Lehrfächern, die er mit großem Erfolg bis zu seiner Emeritierung im Jahre 1926 vertrat. Den Höhepunkt seiner akademischen Tätigkeit erreichte Grantz, als er im Jahre 1906 auf einstimmigen Beschluß des gesamten Kollegiums der Professoren zum Rektor der Hochschule gewählt wurde. Das Wasserbau-Laboratorium der Technischen Hochschule wurde, nach langjährigen Bemühungen, nach den von Grantz ausgearbeiteten Plänen gebaut, und er stand bis zu seinem Ausscheiden aus dem Amt als Leiter an der Spitze dieses Instituts. Der Akademie des Bauwesens gehört er seit dem Jahre 1923 an. Durch diese Berufung, durch verschiedene Ordensverleihungen und durch seine Ernennung zum Geheimen Regierungs- und Baurat fand seine Tätigkeit die gebührende obrigkeitliche Anerkennung.

Das von ihm verfaßte Handbuch des Erd-, Wege-, Brücken- und Wasserbaues, das den besonderen Zielen des Unterrichts an der Landwirtschaftlichen Hochschule angepaßt ist, erlebte fünf Auflagen und lieferte damit den Beweis für die erfolgreiche literarische Tätigkeit seines Verfassers, der auch einen bemerkenswerten Beitrag zu dem Werke „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ lieferte.

Die Laufbahn des Geheimen Regierungs- und Baurats Prof. Max Grantz ist die typische Laufbahn des preussischen Beamten, der in treuer Pflichterfüllung restlose Befriedigung sucht und findet. Sein ruhiges, kritisches Urteil, für das stets das Wohl der ganzen Hochschule richtunggebend war, haben ihm immer die Anerkennung aller Kollegen erworben. Von ganzem Herzen verbinden sie mit dem Wunsche, daß er seiner Familie und dem Fache recht lange erhalten bleiben möge, aufrichtige Dankbarkeit für die Treue, die er seinen zahlreichen Freunden zuteil werden ließ. Die wollen wir ihm als Gegenleistung auch fernerhin bewahren.

G. de Thierry.

Dr.-Ing. A. Ramshorn — Baudirektor der Emschergenossenschaft.

Der Vorstand der Emschergenossenschaft in Essen bestellte am 24. März 1934 Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Alexander Ramshorn zum Baudirektor. Damit ist er zugleich Mitglied des Vorstands der Genossenschaft.

Der neue Baudirektor findet bei der durch seine Vorgänger Middeldorf und Dr. Helbing in aller Welt bekannt gewordenen Emscher-

genossenschaft ein großes Arbeitsfeld vor. Ausbau und Unterhaltung des Entwässerungsnetzes der Emscher gehören zu den lebenswichtigsten Bedürfnissen des größten Industriegebiets Deutschlands.

Als sein ständiger Vertreter steht dem Baudirektor der in Abwasserfachkreisen bekannte Marinebaurat Dr.-Ing. Prüss zur Seite.