

DIE GLEISLOSE ELEKTRISCHE STRASSENBAHN ALS BEHELFF BEIM STRASSENBAU UND ALS SPÄTERES VERKEHRSMITTEL.

Von Zivilingenieur Dr. Friedrich Merkl, Wien.

Übersicht: Es wird dargelegt, daß ein Großteil der Straßen durch die Errichtung gleisloser elektrischer Straßenbahnen zum Vorteil auch anderer Zweige der Volkswirtschaft bedeutend besser ausgenützt würde, als durch die üblichen Fahrzeuge allein, was einen weiteren Antrieb für den Straßenbau bedeutet. Die Straßenbahn wird kurz beschrieben und der Nutzen ihrer Leitungsanlage bereits während des Baues beim Antrieb der Baumaschinen, wie auch bei der Beförderung aufgezeigt.

A. Der gegenwärtige Stand des elektrischen Straßenbetriebes und dessen künftige Aussichten.

Nachdem der Straßenbau als Mittel zur Bekämpfung der Arbeitslosigkeit allenthalben große Mode geworden ist, erscheint es immerhin befremdend, daß das Schlagwort von der Elektrifizierung der Eisenbahnen am europäischen Festland bisher so wenig Widerhall bei den verschiedentlichen Straßeninteressenten geweckt hat. Von der Schienenstraßenbahn soll im folgenden nicht die Rede sein, sondern von der weit vielseitigeren und anpassungsfähigeren gleislosen Straßenbahn mit Oberleitung, die in ihrer bescheidensten Form kurz als Oberleitungsomnibus bezeichnet wird.

Ein ohne weiteres einleuchtender Grund für die Verzögerung seiner Ausbreitung ist in der noch nicht gar so lange überwundenen Unzulänglichkeit der Straßendecken gelegen, während bei den alten Gebirgsstraßen der Mangel an Stetigkeit des Gefälles die Hauptvorteile des elektrischen Betriebes nicht voll zur Geltung kommen ließ. Der Erfindung, welche in die letzten Jahre des vorigen Jahrhunderts zurückreicht, stand für die Umformung des hochgespannten Drehstroms in Gleichstrom zunächst noch nicht der keiner Wartung bedürftige Quecksilberdampfgleichrichter zur Verfügung. Aber auch die Entwicklung des wichtigsten Teiles, nämlich des Stromabnehmers, fand offenbar die längste Zeit hindurch nicht die richtigen Wege. Einerseits wurde ein Rollenkontakt oberhalb des Fahrdrabtes verwendet. Das vom Omnibus nachgezogene —, auf den ihm zuliebe ganz straff gespannten Fahrdrabten laufende Kontaktwägelchen entgleiste dennoch häufig trotz der zulässigen bescheidenen Fahrgeschwindigkeit. Immerhin ist für ein seitliches Ausweichen bis zu 15 m durch ein auf einer abgedeckten Trommel vor dem Führersitz aufgewickelter Kabelstück von 10 m Länge vorgesorgt. In England wurde dieses Verkehrsmittel indessen mit zäher Ausdauer weiterentwickelt, um schließlich zu einem Stromabnehmer mittels Rollen zu gelangen, welche am Ende zweier etwa 5 m langer Stahlstangen angebracht, von unten gegen die beiden Fahrdrabte gedrückt werden. Trotzdem kann der Omnibus bloß $4\frac{1}{2}$ m seitlich ausweichen ohne daß volle Sicherheit gegen das Entgleisen der Rollen bestünde. Kaum vorteilhafter einzuschätzen ist die neueste amerikanische Anordnung, bei der statt der Rollen von unten gegen den Fahrdrabt gedrückte Gleitschuhe benützt werden. Beide — wie übrigens auch der von unten gegen den Fahrdrabt angedrückte Bügel der Schienenbahnen — vermögen lästige Stromunterbrechungen durch Eisbildung nicht zu verhindern, wenn der sich am Fahrdrabt ansetzende Reif oder Schnee infolge Wärmeentwicklung des elektrischen Stromes schmilzt, so daß sich die Tropfen an der tiefsten Stelle, also an der unteren, stromübertragenden Fläche des Fahrdrabtes sammeln und während der nächtlichen Betriebsunterbrechung festfrieren. Zumindest tritt bekanntlich beim Überfahren solcher Stellen eine starke Lichtbogenbildung auf, die ein örtliches Schmelzen und Verdampfen des Fahrdrabtes und Stromabnehmers, somit einen bedeutenden Ver-

schleiß zur Folge hat. Das Wenden ist — wenn überhaupt möglich — sehr unbequem und zeitraubend, indem beide Rollen herabgezogen und auf der entgegengesetzten Seite des Wagens wieder aufgelegt werden müssen. All das weist auf die gleitende Stromabnahme oberhalb des Fahrdrabtes hin, wie sie in allerletzter Zeit aufgetaucht ist. Hierbei ist nicht nur die leitende Verbindung ohne Unterbrechung gesichert, die Übertragung der senkrechten Stöße des Wagens auf den Stromabnehmer zugunsten einer hohen Fahrgeschwindigkeit vermieden und dessen Betriebssicherheit durch die leichte Austauschbarkeit ergänzt, sondern auch ein größerer Durchgang ermöglicht, der je nach der Strecke eine Ersparnis zuläßt.

Welch großer Einfluß auf das künftige Verkehrswesen der gleislosen Straßenbahn schon jetzt trotz obiger Unzulänglichkeiten beigemessen wird, beweist die rasch ansteigende Verwendung in England und Amerika, die bereits auf Italien, ja sogar auf Rußland übergreifen hat, woselbst die landwirtschaftlichen und militärischen Belange der weitesten Ausbreitung besonders günstig zu sein scheinen. Ist es doch ohne Mehrbeanspruchung der Straßendecke möglich, die Transportleistung durch Einstellung größerer Zugseinheiten, bestehend beispielsweise aus zwei stets verbunden bleibenden Triebwagen und einem fallweise abzukoppelnden Anhänger, zu steigern. In Deutschland gelangten seit dem Jahre 1930 zwei der englischen Bauart ähnliche Linien mit Einzelfahrzeugen, nämlich Mettmann-Gruiten und Idar-Tiefenstein zur Ausführung. Erstere, welche mit einer Länge von fast 6 km an Stelle der bis dahin verwendeten Benzin-Omnibusse errichtet wurde, hat sich gemäß den „Mitteilungen der AEG für Bahnbetriebe (1930), Heft 13“ bestens bewährt. Auszugsweise sei folgender Vergleich mit dem vorher bestandenen Benzinbetrieb wiedergegeben: Bei etwas niedrigeren jährlichen Lohnspesen kostete die elektrische Antriebskraft RM 3667 gegenüber dem Benzin zu RM 5665. Das Schmieröl stellte sich auf RM 63 gegenüber RM. 827, die Wagenunterhaltungskosten auf RM. 604 gegenüber RM 1200 und als Gesamtergebnis der Betriebsüberschuß (Abschreibung und Verzinsung) auf RM 12262 gegenüber RM 3869. Dieses Ergebnis ist um so höher einzuschätzen, als die Sachlage dem elektrischen Betrieb nicht besonders günstig war, denn die Zahl der täglichen Fahrten betrug bloß acht und der Strom kostete immerhin 7 Pf. je Kilowattstunde. Bemerkenswert ist noch, daß sämtliche kreuzenden Licht- und Fernsprechleitungen umgelegt werden mußten, weil die Stromabnehmerrolle beim Entgleisen dank der langen Stange bis zu einer Höhe von 8 m emporschnellte.

B. Besondere Vorteile des elektrischen Antriebs.

Ein weiteres Hindernis für die Ausbreitung der elektrischen Straßenbahn dürfte bisher in dem Minderwertigkeitsgefühl begründet gewesen sein, daß die Einführung des Dieselmotors auf den Straßenfahrzeugen hinsichtlich der Betriebskosten nicht zu unterbieten sein wird. Dies mag bis auf jene Fälle, wo besonders billige Wasserkraft zur Verfügung steht, stimmen, wenn man die Sonder Vorteile des elektrischen Betriebs und die nur durch ihn erzielbaren Nebeneinnahmen außer acht läßt. Dazu gehört auf dem flachen Lande vor allem die Stromlieferung an die der Straße benachbarte Landwirtschaft und an die zugehörigen Siedlungen. Dieser Umstand käme natürlich vorwiegend in Gegenden mit wenig fort-

geschrittener Elektrizitätswirtschaft zur Geltung, also etwa im Osten Deutschlands, dessen landwirtschaftliche Nöte eine ständige Sorge der Reichsregierung bilden. Die Stromlieferung für Beleuchtungszwecke kommt nicht zuletzt in Frage. Ist doch in Deutschland die elektrische Beleuchtung der neuen Autostraßen mit Natriumdampflampen geplant.

Einen monopolartigen Vorteil des elektrischen Betriebes bildet ferner in Gebirgsgegenden die Nutzbremmung, bei welcher die bei der Bergfahrt aufgewendete Energie bei der Talfahrt teilweise zurückgewonnen wird. Deren Betrag beläuft sich bei annähernd gleicher Fahrzeugbelastung bergauf und bergab auf rund ein Drittel und kann bei ausschließlicher Talfracht und gleichmäßigem, starkem Gefälle sogar zu einem effektiven Überschuß führen, wie dies bei Abfuhr des Holzes auf Gebirgsstraßen fast immer der Fall ist. Hierzu gesellen sich in manchen Ländern noch andere Frachten, wie z. B. in Österreich, Chile und Peru, woselbst sich verschiedene Erze in hohen Gebirgslagen vorfinden. Holzwirtschaft und Bergbau könnten in solchen Lagen meist nur durch eine elektrische Bahn rentabel gestaltet werden, die ihnen sowohl billige Frachtsätze, als auch billige Kraft für den Antrieb der Hebezeuge, Seilbahnen, Kompressoren usw. zu liefern vermag. Die Nutzbremmung, welche unter anderen die Bremsen schont, die beim Verbrennungskraftfahrzeug einem sehr kostspieligen Verschleiß unterliegen, verlangt jedoch nicht nur absolute Sicherheit der Stromabnehmer selbst gegen kurzzeitige Stromunterbrechung, etwa durch Eisbildung an den Fahrdrähten, sondern auch die verlässliche Bereitschaft irgendeines Stromverbrauchers, die vom Fahrzeug zurückgegebene Energie aufzunehmen. Hiefür kommen vor allem gleichzeitig bergauf oder auf ebener Strecke fahrende Wagen in Betracht, sodann die erwähnten Hilfsantriebe der Landwirtschaft, Holzwirtschaft oder des Bergbaues und an besonders vorzukehrenden Hilfsmitteln allenfalls eine nebenbei als sicherste Reservestromquelle geschätzte Akkumulatorenbatterie, welche zugleich die Fahrdrachtspannung von beispielsweise 440 Volt mit Hilfe eines geerdeten Mittelleiters in die gebräuchliche Lichtspannung 2×220 Volt teilt. Der Leitungsverlust, bzw. der Mehraufwand an Fahrdrachtkupfer, den diese verhältnismäßig niedrige Fahrdrachtspannung zur Folge hat, würde einerseits dadurch ausgeglichen, daß das Begegnen, Vorfahren und Wenden bei Stromabnahme oberhalb der Fahrdrähte so einfach ist, daß die zweite Fahrleitung für die Rückfahrt erspart — und dafür die einzige Fahrleitung mit dem doppelten Querschnitt ausgeführt werden kann. Es entfällt somit allein an den Fahrdrähten die Hälfte der Isolatoren und Bestandteile für die Aufhängung. Diese Dreileiteranordnung, bei welcher der Strom für Beleuchtung und Kleinmotoren von dem geerdeten Mittelleiter und abwechselnd einem der Fahrdrähte abgezweigt wird, ergibt der üblichen Drehstromleitung gegenüber eine Ersparnis von einem Drittel der Isolatoren, weil der Mittelleiter eben keine Isolatoren benötigt und im Hinblick auf die geringen Stromstärken aus einem eisernen Drahtseil bestehen kann. Zu diesen Ersparnissen würde im Betrieb noch der Erlös für den verkauften Strom treten.

C. Bau und Wiederherstellung der Straße.

Bei großen Bauten, wie z. B. Tunnel- oder Wasserbauten wird regelmäßig mindestens ein Hilfskraftwerk — meist ein Dieselmotorkraftwerk — für den Antrieb der Baumaschinen errichtet, welches während der für ein Kraftwerk kurzen Bauzeit verzinst und zum Großteil auch getilgt werden soll, wodurch der Bau verteuert wird. Die Erstellung eines wirtschaftlich arbeitenden Hilfskraftwerkes stößt jedoch bei Straßenbau auf mancherlei Schwierigkeiten, denn es handelt sich um keine ortsfeste, sondern um eine ortsbewegliche Baustelle, bei der sich der Ortswechsel nicht nur ziemlich bald, sondern auch auf eine anscheinliche Entfernung vollziehen müßte. Ist daher die betreffende Gegend noch wenig elektrifiziert, so hat die Bauunternehmung meist unter folgenden Maßnahmen zu wählen: *E r s t e n s* Einzelantrieb der Baumaschinen mittels Verbrennungsmotoren. *Z w e i t e n s* Errichtung eines Kraftwerkes, welches entsprechend dem Bau-

fortschritt später verlegt, daher zusätzlich mit den Kosten des Ortswechsels belastet ist. Diese Maßnahme ist bei Verwendung von Verbrennungskraftmaschinen durchführbar, jedoch nur dann zu rechtfertigen, wenn an mehreren, zum Teil voneinander weit entfernten Stellen der Trasse ein besonders großer Kraftbedarf vorausgesehen ist. Ist hingegen die zu bauende Straße nicht übermäßig lang, so kann *d r i t t e n s* unter Umständen die Erstreckung der Hochspannungs-Speiseleitung auf einen Großteil der ganzen Strecke in Betracht kommen. Ist im Zuge der Trasse eine billig auszubauende Wasserkraft gelegen, so kommt eine Verlegung des Hilfskraftwerkes ohnedies nicht in Frage, so daß unter der Errichtung eines zweiten Hilfskraftwerkes und der Verlängerung der Leitungsanlage des ersteren — sofern dessen Leistung hiefür ausreicht — zu wählen ist. Wo daher die Bereitstellung erheblicher Antriebskraft an voneinander entfernten Stellen auf Schwierigkeiten stößt, drängt sich der Erwägung förmlich von selbst die Errichtung einer gleislosen Straßenbahn gleich mit Baubeginn auf, falls eine halbwegs auskömmliche Ausnutzung derselben nach Beendigung des Straßenbaues gesichert erscheint. Dies um so mehr, wenn damit zugleich die Frage der Energiebeschaffung im günstigen Sinne erledigt wird, sei es, daß die beispielsweise erwähnte Wasserkraft auch für den späteren regelrechten Normalbetrieb ausreicht, sei es, daß an den Endpunkten der zu erbauenden Straße, welche meist in größere Orte, bzw. Knotenpunkte von Eisenbahnen fallen, der Anschluß an ein genügend leistungsfähiges Kraftwerk oder an ein Überlandnetz möglich ist, für das die Speiseleitung der Straßenbahn jedenfalls eine wertvolle Ergänzung der bestehenden Maschen bedeutet. Durch die Schaffung einer Straßenbahn in Verbindung mit dem Bau der Straße ist fast immer eine Ersparnis zu erzielen. Letztere würde kommerziell in Erscheinung treten entweder als Verbilligung des Straßenbaues, welcher damit schon die Energiequelle für den Antrieb seiner Maschinen vorgesorgt hat, oder als Verbilligung des späteren Bahnbetriebes, der eine zumindest teilweise bereits getilgte elektrische Kraft- und Leitungsanlage übernimmt.

Die Leitungsanlage braucht keineswegs sogleich in ihrer endgültigen Länge fertiggestellt, sondern zunächst nur zu den entferntesten Baulosen geführt zu werden. Während die Hochspannungs-Speiseleitung zweckmäßig gleich als endgültig herzustellen wäre, kann die Fahrleitung etwa behufs Benützung einer bis dahin bestandenen alten Straße sozusagen vor Ort zunächst provisorisch verlegt werden, indem als Masten eiserne Rohre Verwendung finden, die bei weichem Boden auf die Stiele eingeschraubter Erdschrauben aufzustecken wären, hingegen bei Felsgrund auf eiserne Bolzen, für die mittels eines Bohrhammers rasch genügend tiefe Löcher hergestellt sind. Eine flüchtige leicht wieder zu entfernende Verkeilung in den letzteren dürfte an Stelle des Einbetonierens fast immer ausreichen, wozu der reichlich zulässige Durchhang der Fahrdrähte gut paßt. Auf diese Art ist für die Heranschaffung der Baustoffe und sonstigen Behelfe bis an den Verwendungsort vorgesorgt. Aber auch die Möglichkeit einer raschen Personenbeförderung kann in spärlich besiedelten Gegenden durch Ersparnis der Wohnbaracken erheblichen Einfluß auf die Baukosten nehmen, indem die Angestellten und Arbeiter in der nächstgelegenen Siedlung, welche an dem bereits fertiggestellten Straßenteil liegt, einquartiert und von dort rasch an die Baustellen, wie auch zurück befördert werden. Nebenbei läßt sich bereits während des Baues durch Beförderung der einheimischen Bevölkerung und deren Frachten eine Einnahme erzielen. Sind große Lasten, wie z. B. der Baustein aus beträchtlicher Entfernung herbeizuschaffen, so kann dies in der Nacht mit billigem Strom bewirkt werden, falls letzterer ganz von einem fremden Kraftwerk bezogen wird, dem jede Gelegenheit eines Leistungsausgleiches gelegen kommt.

Den größten Vorteil bietet das Vorhandensein einer Fahrleitung offenbar für den Betrieb von Straßenwalzen. Obzwar deren Kraftbedarf keineswegs die letzte Stelle unter den Straßenbaumaschinen einnimmt war diese Maschinenart bisher der Wirt-

schaftlichkeit einer zentralisierten Krafterzeugung nicht teilhaftig. Aber auch der Antrieb der vielen anderen Baumaschinen durch Elektromotoren an Stelle von Verbrennungsmotoren erscheint danach angetan, an Baukosten zu sparen, indem der Elektromotor für eine normale Spannung und Drehzahl billiger ist, als der Verbrennungsmotor gleicher Leistung, dem er auch hinsichtlich des Wirkungsgrades überlegen ist. Zudem ist der kleine Verbrennungsmotor ungleich heikler, daher öfter reparaturbedürftig. Die in manchen Gegenden in Übersee sehr schwierige Beschaffung des Kühlwassers braucht keine Sorgen zu bereiten, ebensowenig, wie das verläßliche Ablassen des Kühlwassers nach Schluß der Arbeit zur Zeit der Nachfröste in unseren Gegenden.

Es gibt noch große Arbeiten, die zwar nicht zum eigentlichen Straßenbau gehören, jedoch im Zuge eines solchen oft vorkommen und welche die Elektrizität unter allen Antriebsmitteln weitaus am besten gebrauchen, oder gar überhaupt nicht entbehren können. Hierher gehört der Bau von Stützmauern und Brücken aller Art. Ob nun das Lehrgerüst für eine steinerne Bogenbrücke oder für eine Eisenbetonbrücke, oder ob das Montagegerüst für eine eiserne Brücke herzustellen ist, stets sind mehrere Kreis- oder Bandsägen zu betreiben, wofür sich der hoch überlastbare Elektromotor besser eignet, als der Verbrennungsmotor. Noch wertvoller ist die Überlastbarkeit, zumal des Gleichstromreihenschlußmotors für die bei jedem Brückenbau benötigten Hebezeuge. Die Bauzeit hölzerner Gerüste wird außerordentlich abgekürzt bei Verwendung elektrischer Handbohrmaschinen beim Bohren der Löcher für die Schraubenbolzen. Nicht zu vergessen des elektrischen Schweißens, dessen Bedeutung für den neuzeitlichen Eisenbrückenbau sprunghaft zunimmt auf Kosten der bisher verwendeten Nietung, mit welcher auch der Druckluftantrieb in diesem Industriezweig an Boden verliert. Mag das autogene Schweißen in der Werkstätte oft wirtschaftlicher sein, als das elektrische, am Montagegerüst ist es offenkundig im Nachteil, denn die Beweglichkeit eines Kabels ist nun einmal größer, als jene zweier Schläuche und erst recht, als jene der beiden stählernen Gasbehälter. Der Kraftbedarf des Brückenbaues ist nicht gering und wird noch erhöht durch die Zufuhr seiner schweren Baubestandteile. Daher sind die Brückenbauunternehmungen ausgiebige Strombezieher und helfen die Leitungsanlage der Straßenbahn tilgen.

Mitunter kommen im Zuge von Hochgebirgsstraßen auch Tunnelbauten vor, bei den sicherheitshalber immerhin auf die Entzündung allenfalls ausströmender Gase Bedacht zu nehmen ist, selbst wenn die Gebirgsformation in dieser Richtung keinerlei Gefahr voraussehen läßt. Hatten sich doch seinerzeit sogar beim Bau des Karawankentunnels, welcher von Südkärnten nach Jugoslawien führt, fünf Unglücksfälle durch Grubengas ereignet, denen mehrere Menschenleben zum Opfer gefallen sind. Trotz der vor Baubeginn eingeholten geologischen Gutachten, welche auch nicht die entfernte Möglichkeit des Vorhandenseins schlagender Wetter in jenem Urkalk enthielten, stieß man wiederholt auf Karbonschiefer und in dessen Folge auch auf die Gase. Deren Zündung erfolgte durch die Lichtbogenbildung am Fahrdrat der Schleppbahn, die man ungeachtet der diesbezüglichen Mängel

der normalen Stromabnehmer auch im Tunnel verkehren ließ. Bei der neuzeitlichen Stromzuführung der gleislosen Straßenbahn ist nun dadurch, daß jeder Pol durch zwei Kontaktstellen leitende Verbindung hat, deren gleichzeitige Unterbrechung — einen Bruch natürlich ausgenommen — ausgeschlossen, die Lichtbogenbildung schlimmstenfalls auf ein, mit freiem Auge kaum wahrnehmbares Fünkchen von wenigen Zehntelmillimetern Länge eingeschränkt. Nachdem an der Berührungsstelle die verhältnismaßig beträchtlichen, kühlenden Metallmassen des Fahrdrabtes einerseits und des Stromabnehmers andererseits angrenzen, ist in einem derart schmalen Raum die Möglichkeit einer Zündung kaum vorhanden.

Dort, wo der Straßenbau in felsigen Gelände Sprengungen von größerem Umfang bedingt, spielen natürlich die Kosten der Sprengmittel eine maßgebende Rolle. Darum sei an ein nicht bloß äußerst wirkungsvolles, sondern unter Umständen sehr billig herstellbares Sprengmittel erinnert, welches uns der Krieg nutzen gelehrt hat, nämlich an den flüssigen Sauerstoff. Die Verluste durch Verdampfen lassen sich in einem Tagbau am stärksten herabdrücken, weil sich der Sprengmeister auch bei Verwendung eines kurzen Zeitzünders rechtzeitig in Sicherheit bringen kann. Der Sauerstoff wäre in Gasform durch Elektrolyse des Wassers zu erzeugen und zwecks Steigerung der Ausbeute der nach dem Verfahren von Linde zu verflüssigenden Luft zuzusetzen, während der gleichzeitig anfallende Wasserstoff zumindest zum Teil an Stelle des Azetylens zum autogenen Schneiden und Schweißen herangezogen werden könnte. Am zweckmäßigsten ließe er sich allerdings in Gasmaschinen zur Vergütung träger Brenngase in Verbindung mit Sauggasanlagen, Braunkohlenschwelereien und Holzverkohlungsanlagen verwerten, falls die Straße zufällig an derartigen Anlagen vorbeiführt, bzw. deren Gründung erst veranlassen würde. Ist doch der für die Wasserzersetzung einzig taugliche Gleichstrom für den Bahnbetrieb ohnedies vorhanden, braucht also nicht erst umgeformt zu werden. Die gleichbleibende Gegenspannung eines Wasserzersetzers läßt ihn nebstbei für die Aufnahme der Bremsenergie der Bahn ganz besonders geeignet erscheinen.

Die Wiederherstellungsarbeiten an einer elektrifizierten Straße können gleich rationell, wie der Bau selbst durchgeführt werden, während sonst mit den kleinen Verbrennungsmotoren das Auslangen gefunden werden muß.

Vom militärischen Standpunkt aus kommt der gleislosen Bahn nicht geringe Bedeutung zu, indem sie das Treiböl für wichtigere Zwecke sparen hilft. Während der Oberbau einer Schienenbahn von den Fliegern in erster Reihe aufs Korn genommen wird, und im Falle des nicht schwer zu erreichenden Treffers dann für längere Zeit ausgeschaltet bleibt, wird die Straße von den Fliegern und auch von der Artillerie ungleich mehr verschont, nachdem bekanntlich die Wiederherstellung einer zerschossenen, bzw. gesprengten Straße ein Kinderspiel ist gegen jene eines zerschossenen Eisenbahn-Oberbaues. Was nun die Leitungsdrähte betrifft, so haben sie sich gegen den Gasdruck der Explosionen als nahezu gefeit erwiesen, während unmittelbare Treffer während des Weltkrieges kaum je vorgekommen sind.

HAFENVERTIEFUNGEN VOR BESTEHENDEN KAIMAUERN.

— Hamburger Beispiele. —

Von Oberbaurat K. Baritsch, Strom- und Hafenbau, Hamburg.

Übersicht: Infolge des Tiefganges und der Völligkeit der neuen großen Seeschiffe werden Hafenvertiefungen vor bestehenden Kaimauern und dadurch Verstärkungen dieser Kaimauern notwendig. Derartige Arbeiten auf beiden Seiten des Kaiser-Wilhelm-Hafens auf Kuhwärder in Hamburg werden geschildert. Dabei unterscheiden sich die Arbeiten des zweiten Bauabschnitts Kronprinzkaai insofern grundsätzlich von den übrigen Arbeiten, als es sich hier um die Verstärkung eines Kaimauerstückes handelt, das 1921 bereits zu Schaden kam und 1922 in anderer Weise wieder hergestellt worden war, so daß an diesem Teil an der Wasserseite nunmehr lediglich eiserne Spundwände ohne Stahlramm-

pfähle ausgeführt werden konnten. Entwurfsarbeiten — Ausschreibung und Vergabe — Wahl des Ausführungsentwurfs — Ausführungsarbeiten und Kostenangaben.

Die Namen „Imperator“, „Vaterland“ und „Bismarck“, der drei Schiffsriesen der Hamburg-Amerika Linie aus der Vorkriegszeit mit ihren 46 000—52 000 Brutto-Register-tonnen, kennzeichnen einesteils die Leistungen des deutschen Großschiffbaues der Vorkriegszeit, andernteils die Bestrebungen der Hamburger Großreederei unter der Führung Albert Ballins. Vorausschauend

hatte die Hamburger Wasserbaudirektion in Cuxhaven¹ nicht nur die heute noch in Benutzung befindliche Fahrgastanlage für diese Schiffe, sondern auch den „Neuen Hafen“ zum Amerikahafen umgebaut (1913—14), der den Schiffsriesen als Liege- und Ausrüstungshafen dienen sollte. Die Frage der Herrichtung von Kaimauern im Hamburger Hafen hatte schon für den Bau des „Imperator“ zur Schaffung der Kaimauer am Kohlschiffhafen (1913 — später Vulkankai) geführt, deren Hafensohle auf — 10,54 m NN liegt und die infolgedessen bei MHW an 12 m Wassertiefe aufwies. Hier war die Liegestelle des vor Kriegsausbruch rechtzeitig nach Hamburg zurückgekehrten „Imperator“, der nach den Bestimmungen des Versailler Diktats — wie auch die „Bismarck“ — den Siegermächten ausgeliefert werden mußte.

Nach dem unglücklichen Ausgang des Weltkrieges war unser Deutsches Reich zunächst seiner Flotte so gut wie völlig beraubt. Man konnte für den Wiederaufbau glauben, das Durchschnittsmaß der auf Hamburg fahrenden Schiffe würde kleiner bleiben als vor dem Kriege. Welchen Gang die Entwicklung genommen hat, haben wir alle miterlebt. Die deutschen Reedereien sind mit beispielloser Tatkraft an den Wiederaufbau gegangen. Bald wurden kombinierte Fahrgast- und Frachtdampfer von etwa 14 000 Brutto-Register-tonnen gebaut. Die Hamburg-Amerika Linie schuf ihre Ballin- und Deutschlandklasse mit 22 000 Brutto-Register-tonnen, und andere Hamburger Reedereien folgten mit ähnlichen Größen, allen voran der Bremer Lloyd, der mit „Bremen“ und „Europa“ die Spitze hält. Für die Weltschiffstraßen des Suez- und Panamakanals war das internationale Maß des Tiefgangs auf 40' = 12 m festgesetzt worden.

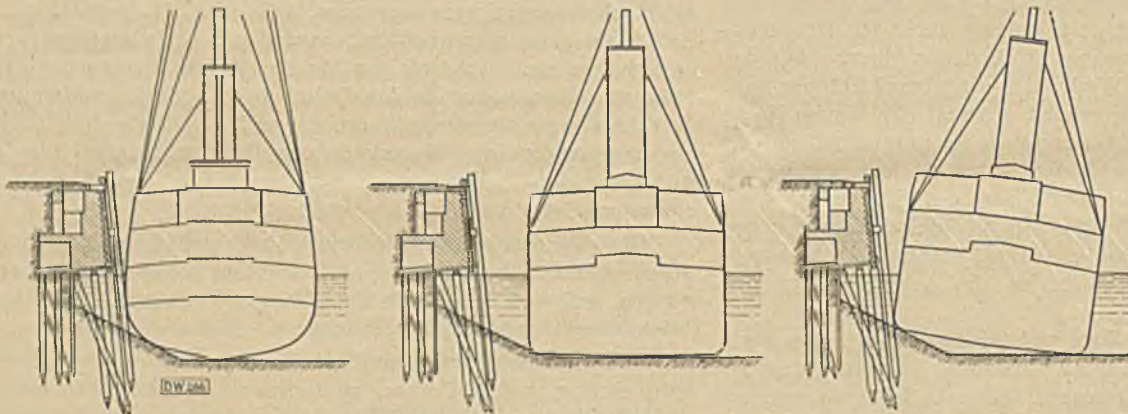


Abb. 1. Lage des Seeschiffes am Kai.

Das ist in großen Zügen die Entwicklung der Schiffsgroßen. Daneben geht die Veränderung der Schiffsförmigkeit². Der Schiffsquerschnitt ist völliger geworden (Abb. 1). Die Fußböschung, mit der die Sohle der älteren Hamburger Häfen vor der Kaimauer ansteigt, war von jeher nicht allein erwünscht, um die Mauer leichter und billiger gestalten zu können, sie war gegeben für die frühere Form der Schiffe (im Bilde links), deren Seitenwände mit großer Rundung (Kimm) in den Schiffsboden übergehen, unter dessen Mitte sich der hervortretende Kiel befindet. Wenn der Wasserstand stark fiel, setzte sich gleichzeitig die Kimm auf die Fußböschung und der Kiel auf die Hafensohle. Das Schiff liegt auf diese Weise gut und kippt nicht.

Die neueren Schiffe haben eine scharfe Kimm (meist mit sog. Schlingerkiel) und einen flachen Boden ohne hervortretenden Mittelkiel. Das mittlere Bild zeigt, daß ein derart gebautes Schiff sich bei fallendem Wasser zunächst mit der kaisseitigen Kimm auf die Fußböschung vor der Mauer setzt. Fällt das Wasser, so rutscht entweder das Schiff auf der Fußböschung ab (Mittelbild) oder es

fällt schief (rechtes Bild). Damit das Schiff möglichst nahe an die Kaimauer herankommen kann, ist es erwünscht, auf diese Fußböschung zu verzichten und die Hafensohle eben an die Kaimauer heranzuführen.

Beide Gesichtspunkte waren zum erstenmal für den Entwurf zu beachten, der zwecks

Umbau der Kaimauer am Versmannkai des Baakenhafens und am Magdeburger Kai vor den Fruchtschuppen A und B bearbeitet wurde. Diese Kaistrecke diente jeweils dem Fruchtverkehr. Der Fruchtverkehr wurde während seiner Entwicklung von verhältnismäßig kleinen Schiffen (etwa bis zu 3000 Brutto-Register-tonnen) besorgt. In neuerer Zeit aber waren auch für diesen Verkehr größere Schiffseinheiten eingesetzt mit Raumgehalten von 8000 und sogar bis zu 10 000 Brutto-Register-tonnen und mit ebenem Boden. Um mit diesen Schiffen bei allen Wasserstandsverhältnissen dicht an die Kaimauer herankommen und ausfahren zu können, mußte die Beseitigung der Böschung vor der Kaimauer und eine Vertiefung der Hafensohle in Aussicht genommen werden. Man entschloß sich, die Hafensohle von (— 2,70 m HN =) 6,24 m NN um nur 1,30 m auf (— 4,0 m HN =) — 7,54 m NN zu legen. Die Vertiefung unmittelbar vor der Kaimauer betrug alsdann nach Fortfall der Böschung rd. 2 m.

Diese Arbeit wurde in der kurzen, aus Betriebsrücksichten bedingten Frist von kaum fünf Monaten von Juni bis November 1927 von der Grün & Bilfinger A.-G. in Verbindung mit der Firma Fluck & Sohn, Hamburg, ausgeführt. Die Arbeiten sind mit allen Einzelheiten von Baurat Schwerdtfeger, in der „Bautechnik“ (1928)³ veröffentlicht.

Die Verstärkung erreichte voll ihren Zweck. Ihre Kosten waren wirtschaftlich vertretbar, so daß dieses erste Beispiel als Vorbild weiterer ähnlicher Arbeiten angesehen werden konnte.

Wünsche nach ähnlichen Vertiefungen bestanden allerwärts im Hamburger Hafen: an den Kaischuppen 26 bis 29 der Hamburg-Bremer-Afrika-Linien, vor den Pachtschuppen 45—47 der Hamburg-

Südamerikanischen-Dampfschiffahrts-Gesellschaft, an den Liegeplätzen (der ehemaligen Kosmos- und Deutsch-Austral-Linie) zu beiden Seiten des Hansahöfts, am Roßkai, wo die Vertiefung der Hafensohle um 1 m, die die ausgeführte Kaimauer zuläßt, unter Fortfall der Fußböschung der Hafensohle, herzustellen beabsichtigt war, und vor allem im Kaiser-Wilhelm-Hafen der Hamburg-Amerika Linie.

Das gab Anlaß zu eingehenden Studien über die Verhältnisse bestehender Kaimauern⁴

1. soweit sie den gewöhnlichen Anforderungen aus irgendeinem Grunde nicht gewachsen sind und deshalb verstärkt werden müssen; hier erfolgten zur Hauptsache Verankerungen;
2. in allen Fällen, in denen erhöhte Anforderungen gestellt werden, denen die Mauern nicht ohne weiteres gewachsen sind. Das sind solche Fälle, in denen infolge größerer Ansprüche des Verkehrs, sei es zu Wasser oder zu Lande, Ver-

¹ Vgl. Hamburg und seine Bauten (1914). Herausgegeben vom Arch. und Ing.-Verein zu Hamburg. 2. Bd. S. 97 u. ff. „Hafenbauten in Cuxhaven“.

² Vgl. Oberbaudirektor Dr.-Ing. Wendemuth, Hamburg: „Die Kaimauern im Hafen“. — Nur für den amtlichen Gebrauch gedruckt. Oktober 1925.

³ Vgl. Umbau der Kaimauer am Versmann- und Magdeburger Kai vor den Fruchtschuppen A und B in Hamburg. Von Baurat W. Schwerdtfeger, Wasserbaudirektion Hamburg. „Die Bautechnik“ (1928), S. 303 u. ff. (insbes. Abb. 2 u. 8).

⁴ Vgl. „Über die Verstärkungen von Kaimauern“, Vortrag, gehalten dem Strom- und Hafenbau Hamburg von Dipl.-Ing. H. Benrath. Mai 1931 (Manuskript).

stärkungen vorgenommen werden müssen, die weitergehende Konstruktionsmaßnahmen erfordern.

Die schon behandelte Kaimauer am Versmannkai war bereits im Jahre 1910 durch nachstellbare Drahtseilanker gesichert worden⁵. Diese Verankerungen mußten bis zum Umbau 1927 fortgesetzt werden⁶. Auch an anderen Stellen im Hafen sind vielfach Verankerungen notwendig geworden. Diese mußten nach dem Unfall am Kronprinzkai, auf den nachfolgend noch näher einzugehen ist, namentlich im Kuhwärder Hafen⁷ im Laufe der Zeit immer zahlreicher durchgeführt werden (Abb. 2). Die Verankerung erfolgt an im wasserseitigen Schiff der Kaischuppen in ausgesteifter Bau-

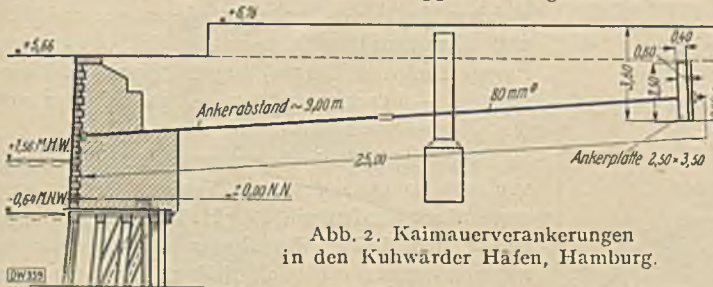


Abb. 2. Kaimauerverankerungen in den Kuhwärder Hafen, Hamburg.

grube geschütteten Betonklötzen. Die Anker sind (früher zweiteilig — später dreiteilig) ohne Aufgrabungen der Wasserseite eingebracht und haben eine Länge von 25 m. Es haben sich im Laufe der Zeit immer wirtschaftlichere Arbeitsmethoden herausgebildet, die sich in der Verminderung der Kosten auswirken. Diese Verankerungen waren an den Stellen der Verstärkungen im Kaiser-Wilhelm-Hafen in großer Zahl bereits vorhanden und bei Ausführung der Verstärkungsarbeiten zu berücksichtigen. Wo sie fehlten, mußten sie, den Erddruckverhältnissen Rechnung zu tragen, zusätzlich ausgeführt werden. Auch an anderen Stellen des Kuhwärder Gebiets, wie z. B. am Mönckebergkai, sind solche Verankerungen auszuführen gewesen, wobei hier die Ankerplatte in Eisenbeton (3,0 x 2,5 m, 0,6 m stark) ausgeführt wurde.

Für die Hamburger Planungen war die Vertiefung der Hafensohle um mehrere Meter der Hauptgesichtspunkt. Daneben war zu untersuchen, mit welchen Kosten den erhöhten Anforderungen des Landverkehrs durch Anordnung eines weiteren Gleises oder Verbreiterung der wasserseitigen Straße oder der Schuppenrampe Rechnung getragen werden konnte. Nimmt man als Ausgangspunkt eine voll ausgelastete Hamburger Kaimauer an (Abb. 3), so ergeben sich zwei grundsätzliche Möglichkeiten zur Anpassung an die größere Wassertiefe:

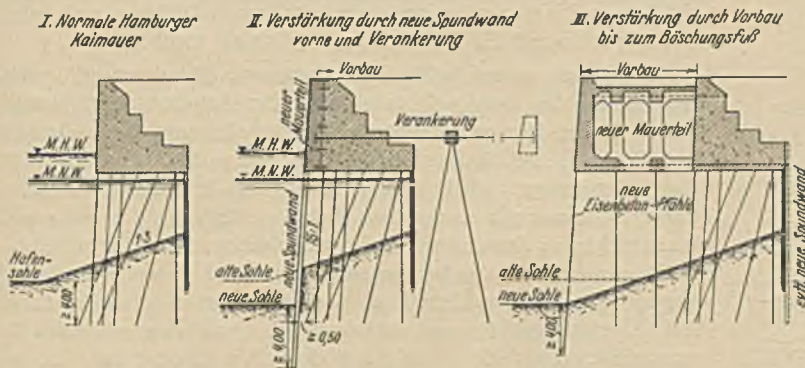


Abb. 3. Grundsätzliche Möglichkeiten zur Verstärkung von Kaimauern.

die erste ermöglicht die Austiefung durch eine neue vordere Spundwand und eine Verankerung nach hinten; die zweite sieht einen Vorbau auf Eisenbetonpfählen bis zum neuen Böschungsfuß und nötigenfalls eine längere Spundwand hinten vor.

⁵ Vgl. Verankerung einer Hamburger Kaimauer. Von Dipl.-Ing. Schätzer, Baumeister der Baudeputation zu Hamburg. Ztschr. für Arch. und Ingenieurwesen (1911) S. 488 u. ff.

⁶ Vgl. Fußnote 3; a. a. O. Abb. 5, S. 204.

⁷ Vgl. „Erddruckverhältnisse auf Ankerplatten“. Von Dr.-Ing. Wilh. Buchholz, Hannover (Jahrb. der Hafenbautechn.-Ges. 12 Bd. 1930/31) S. 300 ff. Hieraus Abb. 2 (a. a. O. Abb. 24, S. 318).

Zwischen diesen beiden Grenzfallen liegen die Lösungen je nach Art der Kaimauern, der Größe der Hafenbecken und den Anforderungen des Verkehrs. Selbst die Überbauung der Fortsetzung der alten Böschung bis zur neuen Hafensohle erschien für Hamburger Breiten der Hafenbecken erträglich.

Die statischen Ermittlungen, auf die ich nur andeutungsweise eingehen will, erstrecken sich insbesondere auf die Erddruckverhältnisse. Schon bei einer verstärkten Kaimauer unter der Annahme, die bislang allein zur Ausführung kam, daß hinter der neuen Spundwand die bisherige aufsteigende Böschung der Hafensohle unverändert bleibt, ist der Kraftverlauf ziemlich verwickelt und macht verschiedene Annahmen notwendig, über die

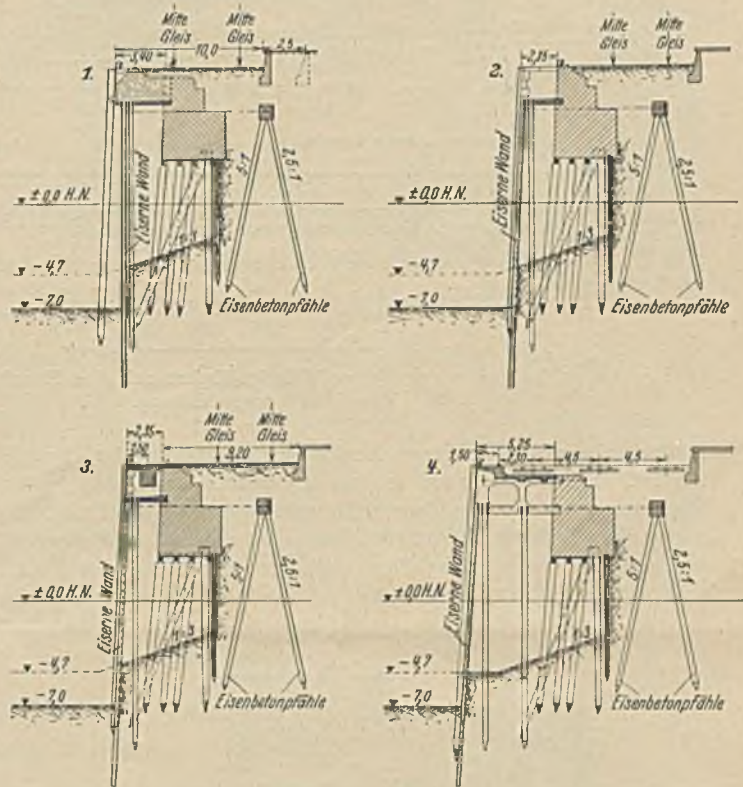


Abb. 4. Verstärkung der Kaimauer am Auguste-Viktoria-Kai.

man sehr wohl diskutieren könnte. Da von den getroffenen Annahmen das zu wählende Spundwandprofil und die Bohlenlänge (Rammtiefe) abhängt, die einen wesentlichen Einfluß auf die Gesamtkosten ausüben, so ist eine wissenschaftliche Klärung der hier vorhandenen Verhältnisse dringend nötig. Sie ändern sich, wenn man sich z. B. dazu entschließen sollte, den Raum unter der bestehenden Kaimauer oberhalb der alten Böschung, soweit dies möglich ist, aufzufüllen. Des weiteren sind die rechnerischen Ermittlungen von einer Reihe von Fragen abhängig, deren Bearbeitung durch Versuche noch im Fluß ist: von der Wahl des Abminderungsfaktors für Erddruck und Erdwiderstände (Franzius'sche Versuche), von der Erhöhung des Erdwiderstandes im gewachsenen Boden,

von der Annahme größerer Reibungswinkel für Böden unter Wasser.

Sind die äußeren Kräfte nach getroffener Entscheidung über diese Fragen und jene andere betr. die zulässige Beanspruchung der Spundwand bestimmt, die nahe an die Streckgrenze des Materials herangehen kann, so läßt sich deren Profil und erforderliche Länge festlegen. Hierfür haben wir neben unserem bisherigen Verfahren jenes von Dr. Blum⁸, Dortmund, mit herangezogen.

⁸ Spannungsverhältnisse bei Bohlwerken und deren vereinfachte Berechnung mit Hilfe von „ideeller“ und „stellvertretender“ Belastung. Von Dr.-Ing. Herm. Blum, Berlin 1931. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

Die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen zeigen, daß dieses Verfahren eine Verminderung der Feldmomente und der Größe der Ankerkräfte, dagegen eine Vermehrung der Rammtiefe ergibt.

So gerüstet gingen wir an die Bearbeitung von Verstärkungsentwürfen vier verschiedener Kaistrecken. Aus den bearbeiteten Beispielen ist hier jenes ausgesucht (Abb. 4), das zuerst verwirk-

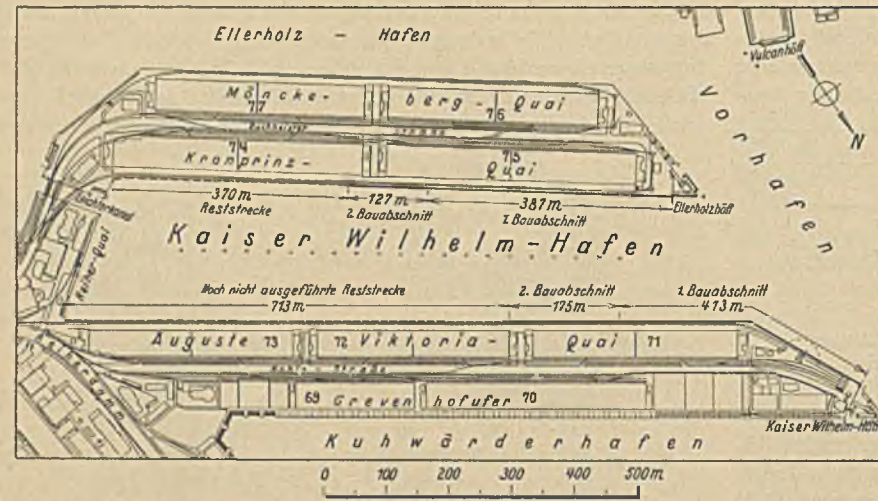


Abb. 5. Lageplan des Kaiser-Wilhelm-Hafens mit den Bauabschnitten der Kaimauerverstärkung.

licht wurde und über dessen Ausführung anschließend zu berichten ist. Links oben ist ein 4,3 m breiter durchgehender, hoch gelegener Vorbau dargestellt mit eiserner Wand und dahinter einer Pfahlreihe. Auf diese Weise ist es möglich, Poller und Kranschiene vorzuziehen. Den Halbtoren der Krane ist jedoch eine neue, erweiterte Spur zu geben. Die Ausbildung der Pfähle,

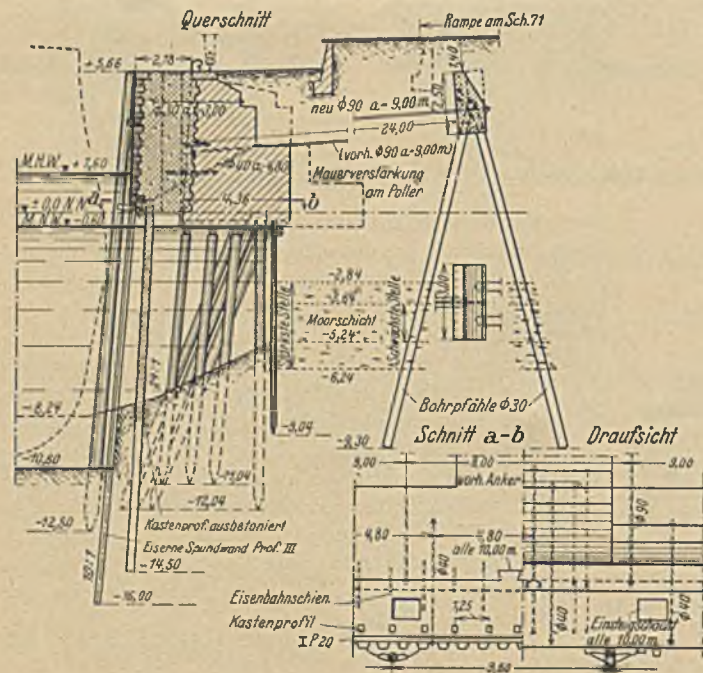


Abb. 6. Ausschreibungsentwurf.

man, wenn Spundwand und Pfeilervorbau den üblichen Anzug erhalten und die Streichpfähle eingebaut sind, mit 3,5 m Breite des Vorbaues aus. Poller und Kranschiene müssen dann natürlich rückwärts liegen bleiben, und die Halbtore der Krane brauchen nicht verändert zu werden. Infolgedessen bleiben die veranschlagten Kosten unter 2000 RM/m. Es hat sich im Betrieb als erwünscht herausgestellt, den Abstand von Kranschiene bis Außenkante Kaimauer von bisher 75 cm auf 1,5 m zu vergrößern, damit nicht die Krane von den Aufbauten anliegender oder abgehender Schiffe beschädigt werden. Wird diese Anordnung getroffen, bei gleicher Breite des Vorbaues wie im vorigen Fall, und übernimmt im übrigen ein Tragbalken (aus Eisenbeton) die Unterstützung der neuen Kranschiene — links unten —, so belaufen sich die Kosten für 1 lfd. m auf rd. 2500 RM.

Wird schließlich ein neues wasserseitiges Gleis verlangt, so muß der neue Vorbau 5,25 m breit angeordnet werden wie rechts unten dargestellt. Das bringt die Kosten der Ausführung sogleich ganz erheblich höher, nämlich auf 3900 RM/m.

Im Herbst 1932 wurden im Rahmen des Papienplanes rd. 1 1/2 Millionen Reichsmark bereitgestellt, um Kaimauerverstärkungen und Hafenvertiefungen im Kaiser-Wilhelm-Hafen auszuführen (Abb. 5), die für den Betrieb der Hapag von außerordentlicher Wichtigkeit waren.

Vorgesehen waren zunächst: (Abb. 5. 1. Bauabschnitt): an der Abfahrtseite vom Kaiser-Wilhelm-Höft bis heran an den Kaischuppen 71 des Auguste Viktoria-Kais 413 m (Los 1), an der Ankunftseite Kronprinzkai (Los 2) 387 m, reichend vom Ellerholzhöft entlang Kaischuppen 75.

Entworfen war eine Verbreiterung von 2,18 m, bei der jedoch Poller und Kranschienen liegen bleiben sollten (Abb. 6). Der Vorbau war von einer 10 : 1 geneigten Spundwand und in Abständen von 2,50 m von eisernen Pfählen zu unterstützen. Die Verankerungen des Kaimauerkörpers und der Spundwand waren zu Eisenbetonplatten im Schuppeninneren geführt, denen, einer etwa 2 m tiefen Moorschicht wegen, je 3 Eisenbetonbohrpfähle als Sporen in dem festen Sandboden dienen sollten. Die Spundwandverankerung war auf den unteren Mauerabsatz der bestehenden Kaimauer geführt gedacht. Alle 10 m waren Einsteigeschächte (0,8 x 1,20 m) vorgesehen, um den Hohlraum hinter der neuen Spundwand für Taucher zugänglich zu machen.

Die Anfragen auf beide Lose hatten 12 Hamburger Firmen erhalten, die bis zum 3. Oktober 1932 ihr Angebot einzureichen hatten. Unter diesen Angeboten befanden sich von 4 der Firmen zum Teil mehrere Sonderentwürfe. Wenn auf diese nicht hier näher eingegangen wird, geschieht es, auf konstruktive Ideen solcher Sonderangebote insofern diskrete Rücksicht zu nehmen, als sie nicht die Anwendung anderwärts schon ausgeführter Konstruktionen für Hamburg empfehlen⁹. Letzteres geschieht zwar im einen oder andern Fall, doch wird dafür gehalten, auch diese Sonderangebote aus vorliegenden Ausführungen insoweit auszuschalten, als sie nicht für die Ausführung maßgebend wurden. Dies trifft lediglich zu für einen Vorschlag der Wayß & Freytag A.-G., den diese in Arbeitsgemeinschaft mit mehreren der übrigen angefragten Firmen eingereicht hatte. Es wurde hier eine Eisenbetonplatte über dem untersten Kaimauerabsatz vorgeschlagen, die mit Pfahlblöcken unter oder in der Nähe der Schuppenrampe zu verbinden war und die Spundwandverankerungen aufnahm (Abb. 7). Die Platte war im Vorschlag der Firma außerordentlich weitgehend gegliedert, sowohl

⁹ Vgl. Der Verfasser: Neuere Seeschiffkaimauern unter konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Bericht über die 33. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins vom 17.—19. 3. 30, S. 430 und ff. (32 Abb.). Dort S. 432.

ob in Holz, Eisenbeton oder Eisen, war in diesem Zeitpunkt des Entwurfes noch nicht entschieden. Die Spundwandverankerung liegt hoch und sollte an Zug- und Druckpfählen erfolgen. Die Kosten für den laufenden Meter reichen nach dem verwaltungsseitigen Anschlag an 3000 RM. heran.

Führt man die Tragkonstruktion zwischen den Pollerpfählern nicht durch wie es rechts oben dargestellt ist, dann kommt

in ihrer Form als in ihren Stärken. Wohl mit durch diesen Umstand war es möglich, die Ausführung, die nunmehr der eingangs geschilderten an der Kaimauer Versmannkai nahe kam, zu einem annehmbaren Preis anzubieten, während die verwaltungsseitigen Veranschlagungen für diese Art Kaimauerverstärkung, so erwünscht sie von vornherein erscheinen mochte, deren unverhältnismäßig hohe Kosten ergeben hatten; sie waren deshalb nicht als wirtschaftlich vertretbar erschienen und auch nicht weiter verfolgt worden. Unter Benutzung dieses Wayß & Freytag'schen Sonderentwurfs hat die Verwaltung alsdann ihren Ausführungsentwurf neu bearbeitet (Abb. 8) und die Firma

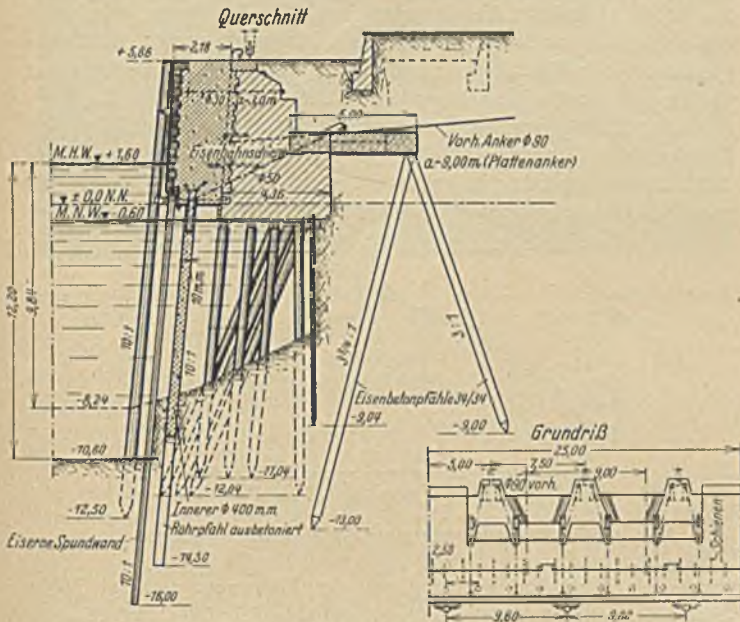


Abb. 7. Sondervorschlag der Wayß & Freytag A.-G.

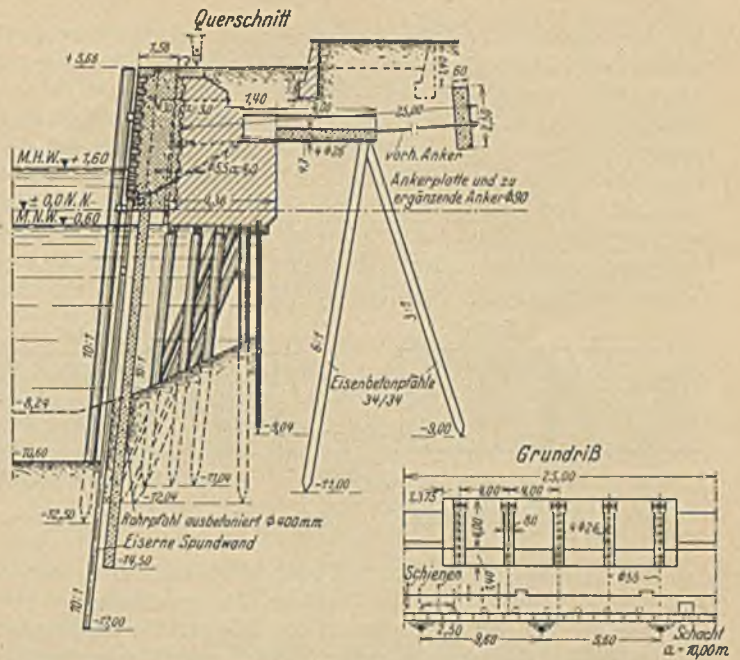


Abb. 8. Ausführungsentwurf.

Wayß & Freytag an der Ausführung beteiligt. Es liegen hier die Rippen auf der ebenen Platte, die ohne Schalung geschüttet werden sollte. Die Ausführung erfolgte jedoch mit unten liegenden Rippen auf verloraener Schalung. Es wurden schließlich übertragen:

Los 1 der Kaimauerverstärkung am Auguste Viktoria-Kai an eine Arbeitsgemeinschaft Siemens-Bauunion, F. H. Schmidt und Neue Baugesellschaft Wayß & Freytag, A.-G.

Los 2 am Kronprinzkai an eine Arbeitsgemeinschaft Christiania & Nielsen, Dyckerhoff & Widmann und Betonwerk Magens.

(Fortsetzung folgt.)

ERFAHRUNGEN AN NEUZEITLICHEN BETONSTRASSEN IN POLEN.

Von Dr.-Ing. H. Brandt, Mannheim.

Übersicht: Es wird über den Bau mehrerer Betonversuchsstraßen in Polen aus dem Jahre 1930, sowie aus dem Jahre 1931 berichtet. An diesen Straßen sollten diejenigen Fragen geklärt werden, die von den besonders gelagerten klimatischen und Verkehrsbedingungen Polens abhängig sind. Die an diesen Versuchsstraßen gesammelten Erfahrungen werden besprochen.

Die polnischen Behörden haben im allgemeinen volkswirtschaftlichen Interesse als erste Bedingung bei der Ausschreibung neuer Straßenbauten die Forderung aufgestellt, daß die zur Verwendung kommenden Straßenbaustoffe sämtlich einheimischer Herkunft sein müssen, d. h. also irgendwelche ausländische Produkte, insbesondere Asphalte usw. dürfen nicht verwendet werden. Dadurch sind eine ganze Anzahl von modernen Schwarzstraßen von vornherein fast gänzlich von der Ausführung ausgeschlossen. Andererseits gewinnen Straßenbefestigungen vor anderen einen Vorsprung, die nur mit vollkommen einheimischen Industrieprodukten auszukommen vermögen, wie z. B. die Betonstraßen. Daher beschloß das polnische Ministerium für öffentliche Arbeiten auf Anregung der polnischen Zementindustrie in verschiedenen Wojwodschaften Probestrecken in Beton ausführen zu lassen. Dabei sollten besonders diejenigen Fragen geklärt werden, die mit den besonderen klimatischen und Verkehrsbedingungen in Zusammenhang stehen, wie z. B. Fugenabstände, Rissebildung, Verschleiß sowie die Verwendung verschiedener Gesteinssorten in der Oberschicht unter dem Gesichtspunkt größtmöglicher Wirtschaftlichkeit.

Die Betonprobestrecken — es handelt sich um vier verschieden gelegene Straßenabschnitte — liegen nunmehr seit drei bzw. vier Jahren unter Verkehr und waren inzwischen ziemlich großen klimatischen Schwankungen ausgesetzt, so daß es berechtigt erscheint

aus ihrem bisherigen Verhalten einige Rückschlüsse zu ziehen, die allgemeineres Interesse über Polen hinaus verdienen.

Es seien zunächst ganz kurz die wichtigsten Daten der Versuchsstrecken mitgeteilt.

a) Probestrecken aus dem Jahre 1930.

Strecke I: Ein Abschnitt auf einer Provinzstraße in der verkehrsreichen Wojwodschaft Schlesien von etwa 2 km Länge. Hier herrscht starker gemischter Verkehr von Kraftfahrzeugen (Autobusse und schwere Lastwagen) und landwirtschaftlichen Pferdefuhrwerken.

Strecke II: Ein Abschnitt einer Kreisstraße in der Nähe der Hauptstadt Warschau (Ausfallstraße aus Warschau). Hier herrscht vorwiegend schneller, schwerer Kraftwagenverkehr.

Strecke III: Eine Straße in der Stadt Lemberg von etwa 220 m Länge, mit sehr schwerem, dichtem, gemischtem Lastenverkehr (etwa 3—4000 t pro Tag).

Die Straßenbreite ist bei allen drei Strecken verschieden. Sie beträgt für Strecke I = 5,16 m, Strecke II = 7,50 m, Strecke III = 6,0 m.

Während für Strecke I die klimatischen Verhältnisse sich von denen Ostdeutschlands nur wenig unterscheiden, liegen die Strecken II und namentlich III unter ausgesprochen kontinentalem Klima mit seinen großen Temperaturextremen.

Bei Strecke I wurden eine Reihe von Versuchsfeldern mit 15 m und einige sogar mit 18 m Querfugenabstand ausgeführt. Im letzteren Fall wurden die Felder allerdings mit einer leichten, rings um den Plattenrand verlaufenden Bewehrung von zwei Rundeisen \varnothing 16 mm versehen. Normalerweise schwanken die Fugenabstände

bei den einzelnen Strecken zwischen 10—12 m, bei Strecke II wurde wegen der größeren Breite eine Längsfuge in Straßenmitte angeordnet. Weiter wurde bei Strecke I eine Anzahl von Feldern auch in der Oberschicht nur aus einem gut abgestuften Kiessandmaterial hergestellt, um vergleichsweise feststellen zu können, wie sich die Ersparnis an Edelsplitt in der Verschleißschicht technisch auswirkt. Von den Quertugen wurde jede fünfte als Ausdehnungsfuge ausgebildet, alle übrigen aber als raumlose Zusammenschließungsfugen oder Scheinfugen, die dem Beton nur eine Volumenverkleinerung gestatten (s. Abb. 1 u. 2).

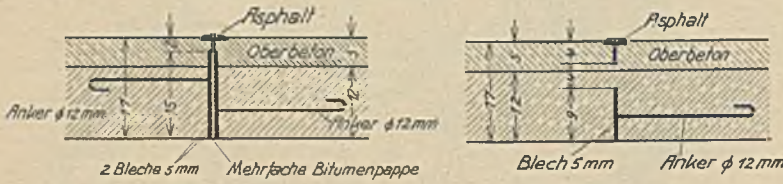


Abb. 1. Ausdehnungsfuge. Abb. 2. Zusammenschließungsfuge.

Der Unterbau für die Strecke I bestand aus einer alten wasser gebundenen Chaussierung auf Packlage, die zum Ausgleich der Schlaglöcher und zur Verringerung des Quergefalles aufgerissen, neu profiliert und eingewalzt wurde. Bei Strecke II war ebenfalls als Unterbau eine alte wasser gebundene Chaussierung vorhanden. Strecke III erhielt eine vollständig neue Packlage.

Die Deckenstärke beträgt bei sämtlichen drei Strecken 17 bis 18 cm in Straßenmitte, am Rand ist die Decke auf 23 cm verstärkt. Sie besteht aus zwei Schichten von verschiedenem Mischungsverhältnis, einer unteren Tragschicht von 13—14 cm Stärke und einer oberen Verschleißschicht von 4 cm Stärke. Die untere Schicht wurde mit einer Dinglerschen Hammerstampfmaschine, die Ober schicht mit einem Finisher derselben Firma verarbeitet (Abb. 3).



Abb. 3. Hammerstampfmaschine und Straßenfertiger in Zwillingsanordnung bei Strecke I.

Die Zuschlagsmaterialien waren für Unter- und Oberbeton dieselben. Sie hatten etwa folgende Zusammensetzung in Raumteilen:

- 3/8 Gruben- bzw. Flußsand . . . 0—7 mm
- 1/8 Splitt (Hartgestein) . . . 3—7 „
- 2/8 Splitt „ . . . 7—15 „
- 2/8 Splitt „ . . . 15—30 „

Die Kornzusammensetzung nach Gewichtsteilen geht aus den Kurven der Abb. 4 hervor. Der Zementgehalt betrug für den Unterbeton 300 kg, für den Oberbeton 400 kg auf den fertigen cbm Beton. Für beide Schichten wurde der Wasserzementfaktor annähernd gleichgehalten ($\frac{W}{Z} = \text{etwa } 0,50$), wodurch sich für die Unterschicht erdfeuchte und für die Oberschicht plastische Konsistenz des Betons ergab. Auf eine sorgfältige Nachbehandlung durch Zeltbahnschutz gegen Regen und direkte Sonnenbestrahlung sowie spätere Bedeckung (14 Tage lang) mit feuchtem Sand wurde besonderer Wert gelegt. Während der Betonierungsarbeiten wurden auf den Baustellen sämtliche Baukontrollmaßnahmen für Betonstraßen sehr sorgfältig durchgeführt, und auch die nach den deut-

schen Vorschriften geforderten Probekörper angefertigt. Die Betonierung der drei Probestrecken geschah in den Monaten August—Oktober 1930.

b) Probestrecke aus dem Jahre 1931.

Es handelte sich bei dieser Ausführung um einen 4 km langen Abschnitt der Straße Kattowitz-Sorau. Die Betondecke kam dort auf einer alten ausgefahrenen, wasser gebundenen Chaussierung zu liegen, die zuvor im Quer- und Längsprofil durch Bewalzen sorgfältig ausgeglichen worden war. Die gesamte Strecke wurde je hälftig mit und ohne Randsteine ausgeführt. Die beiden Straßenquerschnitte sind aus Abb. 5 zu ersehen. Die Quertugen wurden in Abständen von 10 m angeordnet, eine Längsfuge wurde nicht vorgesehen. Jede fünfte Quertuge wurde als Ausdehnungsfuge, die übrigen als Kontraktionsfugen ausgeführt (vgl. Abb. 1 u. 2).

Die Straße wurde zweischichtig mit einer kombinierten Dinglerschen Hammerstampf- und Fertigermaschine ausgeführt. Der auf dem sauber abgekehrten und angehäßten Unterbau ausgebreitete Unterbeton wurde in einer Lage zweimal mit den Häm-

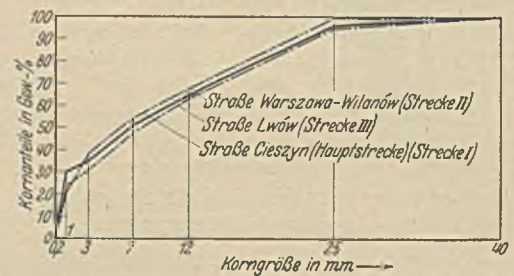


Abb. 4. Kornzusammensetzung der Versuchsstrecken 1930.

mern, der Oberbeton je einmal mit den Hämmern und der Bohle gestampft, und von letzterer gleichzeitig profilmäßig abgeglichen. Für den Unterbeton kam Kiessand von 0—30 mm aus einem Fluß in der Nähe der Baustelle zur Verwendung, für den Oberbeton wurde als Edelsplitt ein Material aus den staatlichen Steinbrüchen in Janowa-Dolina (Wolynien) bezogen. Der Zementzusatz betrug im Unterbeton 300 im Oberbeton 400 kg auf den fertigen cbm Beton. Die Beschaffenheit aller Baustoffe wurde laufend im Baustellenlaboratorium einer genauen Prüfung unterzogen. In Zeitabständen von einigen Tagen wurden Probewürfel hergestellt. Die aus allen Proben gemittelten Druckfestigkeiten betragen nach 28 Tagen

- im Unterbeton . . . 271 kg/cm²
- im Oberbeton . . . 309 „

die Raumgewichte 2,39 bzw. 2,45 kg/cdm, die Verschleißfestigkeit des Oberbetons $0,187 \frac{\text{cm}^3}{\text{cm}^2}$ und die Wasseraufnahme des Unterbetons maximal 4,21%.

Die Nachbehandlung der fertigen Straße erfolgte in derselben Weise wie bei den im Jahre 1930 ausgeführten Probestrecken. Die Fugen wurden nach etwa 14 Tagen mit emulgiertem Asphalt vergossen. Die Verkehrsübergabe der Straße erfolgte nach einer vierwöchigen Erhärtungszeit.

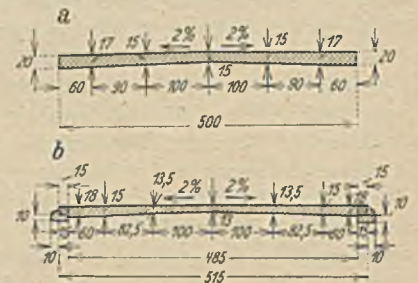


Abb. 5. Straßenquerschnitte Strecke Kattowitz—Sorau. a) ohne Randsteine b) mit Randsteinen.

Der heutige Zustand dieser vier Probestrecken ist folgender:

1. Oberfläch e: Die Abnutzung der Straßendecke ist bis auf die Strecke III in Lemberg außerordentlich gering. Bei dieser Strecke hat der sehr schwere Verkehr eisenerweiter Pferdewerke an einigen Stellen die Oberfläche angegriffen und etwa 2 bis 3 cm tiefe muldenartige Schlaglöcher verursacht. Der flach und plattig gebrochene, wenig kubische Edelsplitt hat sich heraus-

geschält. Hingegen ist bei den übrigen Strecken die feingerillte Struktur, die bei der Herstellung durch den Schlag der Finisherbohle entsteht, noch sehr gut zu sehen. Zwischen den Feldern der Versuchsstrecke I, die in der Oberschicht mit Kiessand und denen, die mit Hartgesteinsplitt hergestellt sind, ist zunächst noch kein Unterschied im Verschleiß zu erkennen. Diejenigen Felder, die wegen



Abb. 6. Oberflächenbeschaffenheit der Strecke II. (Als Vergleichsmaßstab ein kleiner Taschenrechnerschieber von 12,5 cm Länge.)

Änderung des Querprofils (einseitige Überhöhung in Kurven, Einmündung von Querstraßen bei Strecke III) von Hand abgezogen werden mußten, zeigen durchschnittlich eine etwas stärkere Abnutzung als der maschinell gefertigte Teil.

2. F u g e n: Die Quersfugen befinden sich mit ganz geringen Ausnahmen noch in tadellosem Zustand. Nach Verlauf von einem halben Jahr mußten etwa an 4% der Fugen kleine Ausbesserungen vorgenommen werden; im Verlauf des zweiten und dritten Betriebsjahres sank die Anzahl der ausbesserungsbedürftigen Fugen auf etwa 1% jährlich. Größtenteils waren die Schäden an den Fugen auf Mängel des Fugenvergußmaterials zurückzuführen. Die polnischen Asphalte, die entweder rein oder in emulgierter Form verwendet wurden, besitzen noch nicht die Qualitäten, die man von einem ausgezeichneten Fugenverguß fordert, wie er z. B. in Deutschland oder in den westeuropäischen Ländern verwendet wird. An den raumlosen Fugen zeigten sich keinerlei Absplitterungen oder Aufbäumungen, offenbar haben die in ca. 50—60 m Abstand angeordneten Ausdehnungsfugen die vorkommenden Volumenvergrößerungen der Betonplatten bequem aufnehmen können.

Die raumlose Längsfuge, welche bei Strecke II angeordnet wurde, öffnete sich sehr bald bis zu 8 und mehr Millimeter Breite.



Abb. 7. Querrissbildung über einer Eisenbetonbalkenbrücke. Am Ende der Fahrbahntafel wurden Quersfugen angeordnet, die Querrisse stellten sich an der Hinterkante der Brückenwiderlager ein, da sich der ganze Kunstbau gegenüber dem Straßenkörper gesenkt hat. 1 = Längsriß, 2 = Querriß, 3 und 4 = Quersfugen, 5 = Querriß.

Namentlich auf dem Teil dieser Strecke, auf dem die Packlage neu gesetzt werden mußte, ist noch heute eine langsame Bewegung beider Straßenhälften nach außen, also eine Vergrößerung des Längsfugenspaltes festzustellen. Durch sorgfältiges und häufigeres Nach-

gießen konnten Beschädigungen des Fugenrandes bisher fast gänzlich vermieden werden.

3. R i s s e b i l d u n g: Die Querrissbildung auf Grund von Volumenveränderungen ist bei sämtlichen Strecken außerordentlich gering. Bei Strecke I ist bisher lediglich ein einziger Querriß aufgetreten, der einwandfrei auf Volumenveränderungen zurückzuführen ist. Bei Strecke II wurden bisher zwei kleine Querrisse beobachtet. Bei Strecke III entstanden, von einem Kanalschacht ausgehend, ein Längs- und Querriß. Auf der Strecke Kattowitz—Sorau zeigen eine ganze Anzahl Felder Risse, auf deren Ursache später eingegangen wird. Die bis zu $18 \times 5 = 90$ qm großen Felder auf der Versuchsstrecke I, welche, wie oben erwähnt, eine leichte Bewehrung erhalten hatten, weisen keine Rissbildung auf. Auch die $15 \times 5 = 75$ qm großen, nicht bewehrten Felder sind bis heute nicht gerissen. Dabei haben die Platten bereits mehrfach Temperaturunterschiede von -30° bis $+35^\circ = 65^\circ$ C über sich ergehen lassen müssen.

Weiter sind bei Strecke I über zwei Rohrdurchlässen und über den Widerlagern der beiden Eisenbetonbrücken, die im Zuge dieser Straße liegen, Querrisse aufgetreten, die jedoch reine Setzungsrisse sind (vgl. Abb. 7). Obwohl die Rohrdurchlässe bereits ca. 6 Jahre und die Eisenbetonbrücken etwa 4 Jahre vor Betonierung der Straßendecken eingebaut waren und erwartet werden konnte, daß durch den starken Verkehr inzwischen eine genügende Verdichtung des Straßenkörpers hätte stattfinden müssen, zeigt die typische Querrissbildung an diesen Stellen wie lange derartige Bewegungen



Abb. 8. Primärer Querriß, sekundäre Längsrisse auf der Straße Kattowitz—Sorau.

in Straßendämmen anhalten, und wie vorsichtig der Straßenbauingenieur an solchen Punkten vorgehen muß.

Die bei der Strecke I und auf der Straße Kattowitz—Sorau aufgetretene Längsrißbildung ist auf statische Ursachen zurückzuführen. Bei der Strecke I sind von den ca. 150 Feldern fünf in der Längsrichtung gerissen. Wie an Hand des Bauprotokolls festgestellt werden konnte, ist der alte chaussierte Unterbau an diesen Stellen zur Korrektur des Längsprofils der Straße durch Aufwalzen von Schotter um etwa 20—25 cm aufgehört worden. Das Quergefälle der alten Strecke betrug an dieser Stelle 5—7%, so daß an den Rändern etwa 30—35 cm, in Straßenmitte jedoch nur 20 bis 25 cm Schotter eingewalzt werden mußte, um das neue Quergefälle der Betondecke von ca. 2% zu erzielen¹. Die naheliegendste Ursache für die Längsrißbildung dürfte daher in der ungleichmäßigen Komprimierung der aufgewalzten Schotterlage unter dem Verkehr zu suchen sein. Diese mußte naturgemäß am Rand stärker sein als in Straßenmitte. Dazu kommt noch eine zweite Ursache, die der hauptsächlichste Grund für die Längs- und Querrissbildung

¹ Wenn es irgendwie das Längsprofil der Straße erlaubte, hatte man das größere Quergefälle der alten Straßendecke dadurch ausgeglichen, daß man die alte Straßendecke in Straßenmitte abkappte und das so gewonnene Material nach Aussieben an den Seiten aufwalzte. Dadurch war an den Straßenrändern meist nur eine Aufschotterung von einigen Zentimetern notwendig. Diese Art der Profilkorrektur war jedoch überall da nicht möglich, wo das Längsprofil Einsenkungen aufwies.

auf der Straße Kattowitz—Sorau sein dürfte. Diese Straße verläuft größtenteils durch sehr feuchte, an einigen Stellen sogar versumpfte Wiesen. Dazu ist die Entwässerung des Straßenkörpers durch die seitlichen Gräben größtenteils sehr mangelhaft, da kaum Vorflut vorhanden ist. Der Straßenkörper wird daher bei jedem starken Niederschlag zufolge der langsamen, unvollkommenen Wasserableitung von den Seiten her durchfeuchtet, so daß seine Ränder eine dauernde Schrumpf- und Quellungsbewegung ausführen müssen. Dazu kommen die Temperaturunterschiede zwischen Plattenober- und -unterseite, die im Laufe von 24 Stunden gewöhnlich zweimal wechseln und ganz ähnliche Deformationen hervorrufen. Die Folge davon ist ein abwechselndes Hohlliegen der Betondecke in Straßenmitte bzw. an den Rändern, wodurch dann unter den Verkehrslasten die Längsrißbildung entstehen mußte. Ferner ist der alte Unterbau dieser Straße ebenfalls durch Aufwalzen einer Schotterlage neuprofiliert worden, so daß vielleicht auch hier ein Teil der Längsrisse auf die unterschiedliche Komprimierung des aufgewalzten Schotters zurückzuführen ist.



Abb. 9. Primärer Längsriß, sekundärer Querriß auf der Straße Kattowitz—Sorau.

Das bisherige Verhalten der verschiedenen beschriebenen Betonstraßen gestattet bezüglich der wichtigsten zu klärenden Probleme folgende Rückschlüsse:

1. Oberflächenabnutzung: Das Verhalten der Versuchsstrecke III in Lemberg lehrt, daß namentlich da wo der Verkehr schwerer eisenbereifter Pferdefuhrwerke vorherrscht, die Verwendung eines einwandfrei gebrochenen, kubischen Edelsplittes unbedingt erforderlich ist. Ferner zeigte sich dort, daß die maschinelle Verdichtung des Betons unter allen Umständen der Handarbeit, namentlich in der Oberschicht, wegen ihrer größeren Gleichmäßigkeit vorzuziehen ist. Handarbeit beim Profilieren der Decke, auch Nacharbeit von Hand mit Reibebrettern sollte, wenn irgend möglich, ganz ausgeschaltet werden. Sie führt zu Unebenheiten der Oberfläche, die den ersten Anlaß zu ungleichmäßiger Abnutzung und schließlich zur Schlaglochbildung geben.

Die mit einem zweckmäßig abgestuften Kiessandgemisch in der Oberschicht hergestellten Felder liegen erst $3\frac{1}{2}$ Jahre unter dem Verkehr, so daß es verfrüht wäre aus ihrem guten Verhalten bereits den Schluß zu ziehen, daß ein Kiessandgemenge einem Hartgestein in der Oberschicht bez. der Abnutzung absolut gleichwertig wäre. Doch ermutigen die bisherigen Erfahrungen dazu, diese für manche Gegenden wirtschaftlich sehr bedeutsame Frage weiter zu studieren.

2. Fugen: Die Fugenkonstruktion, sowie die Aufteilung in Zusammenziehungs- und Ausdehnungsfugen hat sich bewährt. Der Quersfugenabstand von 12 m bei 5 m Straßenbreite ist für das Kontinentalklima Polens nicht zu groß, d. h. in Ländern mit geringeren Temperaturdifferenzen kann bei sorgfältiger Ausführung der Decke unbedenklich auch ein Fugenabstand von 15 m gewählt werden, wodurch die schwachen Stellen in der Straßendecke vermindert werden. Voraussetzung ist hierbei allerdings, daß der Unterbau entsprechend entwässert und vorbereitet wird, derart, daß sowohl überall eine gleichmäßige Tragfähigkeit zu erwarten ist, als auch die geringst mögliche Reibung auf der Unterlage².

² Diese Erfahrungen in Polen werden durch neuere Beobachtungen in Deutschland bestätigt: überall da, wo man wie z. B. auf der Avus,

3. Rissebildung: Die Querrißbildung zufolge der Volumenveränderungen des Betons ist bei gewissenhafter Herstellung der Decke (vor allen Dingen gute Kornabstufung der Zuschlagstoffe, d. h. niedriger Wasserzementfaktor bei dem notwendigen Grad der Verarbeitbarkeit) und bei sorgfältiger Nachbehandlung der fertigen Straßendecke sehr gering. Die Rissebildung zufolge Volumenverkleinerungen des Betons (Schwinden und über die ganze Platte gleichmäßig verteilter Temperaturabfall) kann durch eine Bewehrung nicht verringert werden; im Gegenteil wirken Eiseneinlagen hierbei im selben Sinn wie eine Vergrößerung der Reibung der Straßendecke auf ihrer Unterlage, d. h. sie vergrößern die Zugspannungen im Beton und begünstigen infolgedessen die Rissebildung.

Der Gefahr der Längsrißbildung, die weitaus größer ist, kann auf zweierlei Weise begegnet werden: entweder indem man die Ursachen dieser Rissebildung beseitigt, oder, falls dies nicht möglich sein sollte, indem man dafür sorgt, daß die Bildung von Längsrisen möglichst wenig den Bestand der Decke gefährden kann.

Da, wie weiter oben erwähnt, Längsrisse in zahlreichen Fällen auf Schrumpf- und Quellungsvorgänge im Untergrund zurückgehen, so ist in erster Linie für eine einwandfreie Entwässerung der Straße zu sorgen, bzw. wenn der Straßenkörper aus wasserzurückhaltendem Material besteht (lehmige, tonhaltige Bodenarten, oder sehr feine Sande) so ist dieses Material durch einen groben wasserdurchlässigen Unterbau zu ersetzen.

Soll hingegen eine alte wassergebundene Chaussierung mit einer Betondecke versehen werden, so reißt man nicht zur Korrektur des Längs- bzw. Querprofils die alte Chaussierung auf, sondern stelle mit Hilfe eines Betons von etwa 150—200 kg Zementgehalt eine Ausgleichsschicht her, auf der dann nach vorheriger



Abb. 10. Typische Längsrißbildung auf der Straße Kattowitz—Sorau zufolge schlechter Entwässerung des Straßenkörpers.

Isolierung (Bitumenanstrich oder ähnliches) die eigentliche Betondecke aufgebracht werden kann.

Sollten diese Vorbeugungsmaßnahmen entweder nicht durchführbar sein, oder zu große Kosten verursachen, so bleiben zwei

Berlin, oder bei einigen Betonstraßen im Kreise Köthen (Anhalt) die Betondecke möglichst reibungsfrei gelagert hat, sind auf Feldern selbst mit Fugenabständen bis zu 24 m und mit Breiten bis zu 8 m keine Rissebildungen aufgetreten. In Belgien zeigen Straßen mit Quersfugenabständen von 20 m, die seit dem Jahre 1931 liegen noch keinerlei Rissebildung (z. B. Straße Gheel-Het-Punt).

Möglichkeiten die Längsrißbildung zu verhindern, bzw. unschädlich zu machen:

1. die Ausbildung einer Längsfuge in Straßenmitte. Die Ausbildung einer Längsfuge in Straßenmitte verteuert meist, ab-

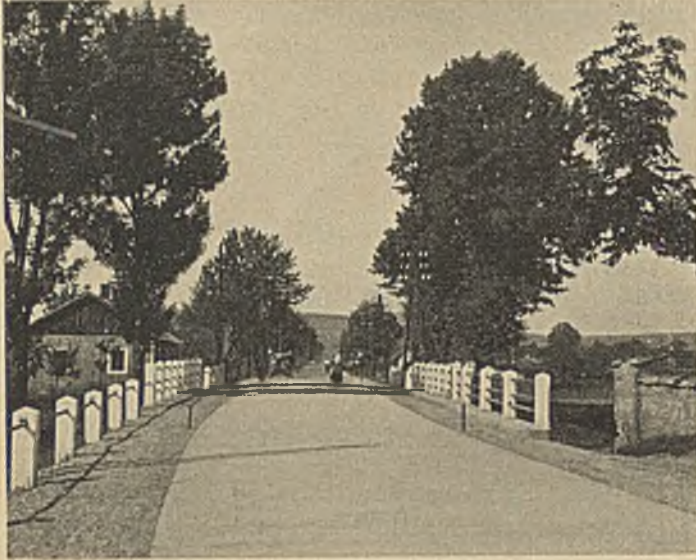


Abb. 11. Eisenbetonbalkenbrücke von etwa 16 m Spannweite im Zuge der Betonstraße Strecke I.

gesehen von den eigentlichen Kosten für die Fuge, die gesamte Straßenausführung und bringt sonstige Unbequemlichkeiten mit sich;

2. die Anordnung einer einfachen oder doppelten Bewehrung auf etwa 2 m Breite in Straßenmitte, die nur statische Funktionen hat, bzw. bei dennoch eintretender Längsrißbildung wie eine Verdübelung beider Straßenhälften wirkt.

Meistens genügt bereits eine einfache Querbewehrung mit zwei ganz schwachen Längseisen, welche zweckmäßigerweise vor Aufbringen des Oberbetons verlegt wird. In diesem Falle wäre jedoch immerhin noch ein Längsriß zu erwarten, der aber meist nicht schwieriger zu unterhalten ist, als eine Längsfuge, zumal die verdübelnde Wirkung der Eiseneinlagen sich günstig bemerkbar machen wird.

Bei Anordnung einer doppelten Bewehrung, die entweder auch wieder aus Querstäben und 2×2 ganz schwachen Längsstäben, oder aber aus zwei Lagen punktgeschweißten Drahtnetzgeweben bestehen kann, ist die Gefahr der Längsrißbildung nahezu ausgeschaltet. Allerdings werden die Kosten der doppelten Armierung den Straßenbau ziemlich stark belasten, so daß in der Mehrzahl der Fälle diese Maßnahme aus wirtschaftlichen Erwägungen ausscheiden muß. Auch ist zu befürchten, worauf weiter oben schon hingewiesen wurde, daß die vermehrten Eiseneinlagen beim Zusammenziehen der Platten (zufolge Schwindens oder Temperaturerniedrigung) Zugspannungen im Beton hervorrufen und dadurch die Querrißbildung begünstigen.

Die Gefahr der Längsrißbildung bei Betonstraßen wurde bisher nur bei Straßenbreiten von über 6 m ernst genommen. Nach den Beobachtungen des Verfassers besteht diese Gefahr jedoch unabhängig von der Straßenbreite für jede Betondecke. Daher ist es unbedingt zu empfehlen, irgendeine der weiter oben vorgeschlagenen Maßnahmen zur Abwehr der Schäden ins Auge zu fassen, da sonst durch das Entstehen von Längsrissen in größerem Umfang der Bestand der ganzen Straßendecke gefährdet werden kann.

ÜBER DIE BERECHNUNG VON STRASSENBRÜCKEN MIT BERÜCKSICHTIGUNG DER LASTVERTEILENDEN QUERTRÄGER.

Von Dr. Ernst Wiesner, Breslau.

Übersicht: Für die Lastübertragung der Querträger auf die unbelasteten Hauptträger werden kurze Formeln abgeleitet. Durch ein Beispiel wird die Entlastung der Mittelbalken und die Mehrbelastung der Randbalken gezeigt.

Nach § 6, Din 1075 darf bei der Berechnung von Straßenbrücken eine Lastverteilung auf mehrere Hauptträger unter Mitwirkung der Querträger nur dann erfolgen, wenn ein besonderer Nachweis dafür erbracht wird. M. E. ist von dieser Möglichkeit wenig Gebrauch gemacht worden, da es an einer einfachen Berechnungsart dafür fehlt. Diese soll im nachstehenden gegeben werden.

sind. Denken wir uns wie gewöhnlich die Platte in der Träger-Längsrichtung aufgeschnitten, so entstehen am Querträgerschnitt die Kräfte U, V, W bzw. X, Y, Z , welche die Lastübertragung besorgen. Dabei ist vorausgesetzt, daß die Platte so dünn ist, daß eine Lastverteilung durch diese nicht erfolgt. Auch bei starken Platten wird die Lastübertragung an der Stelle des größten Trägheitsmomentes, d. i. an den Querträgern, erfolgen.

Die vorliegende Berechnungsart gilt daher auch für Hauptträger aus Eisen oder Holz unter der Voraussetzung, daß eine Querträgeranspannung vorhanden ist, um die Momente aufnehmen zu können.

Ist der Hauptbalken 2 belastet, so erzeugt er am Querträgerorte die Durchbiegungen u, v, x und y . Greift an der Querträgerschnittstelle eine Kraft U an, so entsteht nach Abb. 2 die Stabverbiegung Δ , die Hauptträgerverdrehung τ und die Hauptträgerdurchbiegung θ .

Zur Vereinfachung der Berechnung wird eine Lastenumordnung in symmetrische und spiegelsymmetrische Kräfte vorgenommen, so daß nur die Hälfte der Unbekannten auftreten.

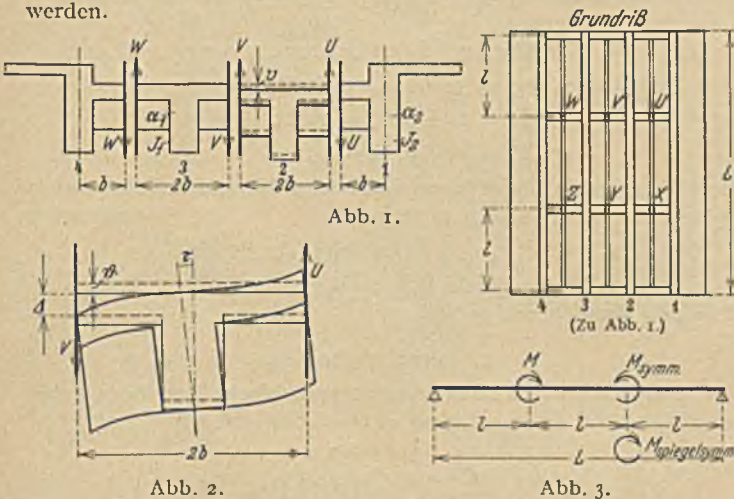


Abb. 1.

Abb. 2.

Abb. 3.

Nach Abb. 1 besteht der Fahrbahnquerschnitt aus zwei Mittel- und zwei Randträgern von der Stützweite L , die durch zwei Querträger und die üblichen Auflagerschwellen verbunden

$$(1) \quad \Delta = U \cdot \frac{b^3}{3E\Theta}$$

wenn Θ das Trägheitsmoment des Querträgers bedeutet.

Nach Abb. 3,

$$(2) \quad \tau_s = \alpha \cdot M \cdot l,$$

wenn am Hauptträger 2 gleichgerichtete Momente von derselben Größe im Abstände l angreifen.

$$(3) \quad \tau_{sp} = \frac{1}{3} a \cdot M \cdot l$$

bei spiegelsymmetrischen Momenten in gleichen Abständen.

Nach Abb. 4.

$$(4) \quad \vartheta_s = \frac{5}{6} P \cdot \frac{l^3}{E J}$$

wenn J das Trägheitsmoment des Hauptträgers ist. ϑ_s gilt für gleichgerichtete Kräfte im Abstände der Querträgerentfernung, wenn $l = \frac{L}{3}$

$$(5) \quad \vartheta_{sp} = \frac{1}{18} P \frac{l^3}{E J}$$

für spiegelsymmetrische Kräfte bei gleichem Abstände.

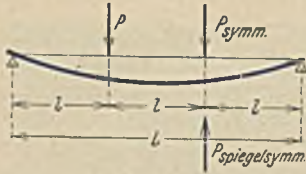


Abb. 4.

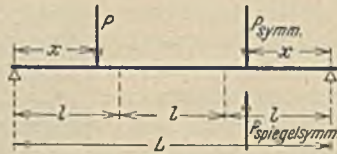


Abb. 5.

Die Bestimmungsgleichungen lauten mit $3 E J_1$ multipliziert für den symmetrischen Belastungsfall:

$$I \left\{ \begin{aligned} U \left[2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + 3 E J_1 l b (\alpha_1 + \alpha_2) + \frac{5}{2} l^3 \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) \right] \\ - V \left(3 b l \alpha_1 E J_1 - \frac{5}{2} l^3 \right) &= u \\ -U \left(3 b l \alpha_1 E J_1 - \frac{5}{2} l^3 \right) + V \left[2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + 6 E J_1 l b \alpha_1 + 5 l^3 \right] \\ - W \left(3 b l \alpha_1 E J_1 + \frac{5}{2} l^3 \right) &= v \\ -V \left(3 b l \alpha_1 E J_1 + \frac{5}{2} l^3 \right) + W \left[2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + 3 E J_1 l b (\alpha_1 + \alpha_2) \right. \\ \left. + \frac{5}{2} l^3 \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) \right] &= w \end{aligned} \right.$$

Für den spiegelsymmetrischen Belastungsfall:

$$II \left\{ \begin{aligned} U \left[2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + E J_1 l b (\alpha_1 + \alpha_2) + \frac{l^3}{6} \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) \right] \\ - V \left(l b \alpha_1 E J_1 - \frac{l^3}{6} \right) &= u \\ -U \left(l b \alpha_1 E J_1 - \frac{l^3}{6} \right) + V \left(2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + 2 E J_1 l b \alpha_1 + \frac{l^3}{3} \right) \\ - W \left(l b \alpha_1 E J_1 + \frac{l^3}{6} \right) &= v \\ -V \left(l b \alpha_1 E J_1 + \frac{l^3}{6} \right) + W \left[2 b^3 \frac{J_1}{\Theta} + E J_1 l b (\alpha_1 + \alpha_2) \right. \\ \left. + \frac{l^3}{6} \left(1 + \frac{J_1}{J_2} \right) \right] &= w \end{aligned} \right.$$

Die Belastungsglieder ergeben sich nach Abb. 5 für den symmetrischen Fall:

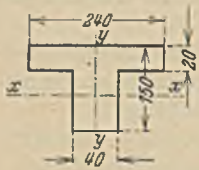


Abb. 6.

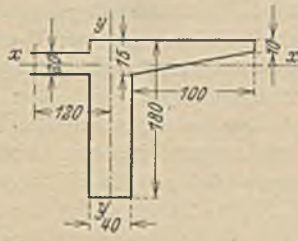


Abb. 7.

$$(6) \quad x < l, \quad u = 3 x P \left(l^2 - \frac{x^2}{6} \right)$$

$$(7) \quad x > l, \quad u = \frac{3}{2} l P \left(3 l x - x^2 - \frac{l^2}{3} \right)$$

Für den spiegelsymmetrischen Fall:

$$(8) \quad x < l, \quad u = (3 l - 2 x) \frac{P}{6} [x (3 l - x) - l^2]$$

$$(9) \quad x > l, \quad u = \frac{x}{3 l} P \left(2 l^3 - 2 l^2 x - \frac{1}{2} l x \right)$$

Da nun alle Größen bekannt sind, folgt die Auswertung nach einem besonderen Beispiel.

Ein Beispiel.

Eine Straßenbrücke von der Stützweite $L = 15,0$ hat eine Querträgerentfernung von $l = \frac{15}{3} = 5,0$ m. Die Belastung besteht aus einer 24-Tonnen-Walze und Menschengedränge. Der Mittelbalkenquerschnitt ist in Abb. 6 dargestellt. $b = 1,2$ m, $F = 1,0$ m², $J_x = 0,216$ m⁴ = J_1 , $J_y = 0,237$ m⁴, daher

$$\alpha_1 = 43 \frac{J_x + J_y}{G \cdot F^4} = \frac{19,5}{G}$$

G ist der Schubmodul.

Den Randbalkenquerschnitt zeigt Abb. 7:

$b = 1,2$ m, $F = 1,05$ m², $J_x = 0,28$ m⁴ = J_2 , $J_y = 0,16$ m⁴

$$\alpha_2 = 43 \frac{0,28 + 0,16}{G \cdot 1,05^4} = \frac{18}{G}$$

Der Balkenquerschnitt des Querträgers ist ohne Platte 30/60 cm,

$$\Theta = \frac{I}{12} \cdot 0,3 \cdot 0,6^3 = 0,0054 \text{ m}^4, \quad \frac{J_1}{J_2} = \frac{0,216}{0,280} = 0,775$$

Die Belastungsglieder sind:

1. bei Belastung des Mittelbalkens 2 (Abb. 1) $u = v, w = 0$,
2. bei Belastung des Randbalkens 1 $v = w = 0$.

Unter Zugrundelegung vorstehender Werte sind die Schnittkräfte:

1. Mittelbalken 2 belastet:
symmetrisch belastet

$$III \left\{ \begin{aligned} V &= 0,001 v = Y \\ U &= 0,000 839 v = X \\ W &= 0,000 476 v = Z \end{aligned} \right.$$

spiegelsymmetrisch belastet

$$IV \left\{ \begin{aligned} V &= 0,004 2 v = -Y \\ U &= 0,004 03 v = -X \\ W &= 0,001 16 v = -Z \end{aligned} \right.$$

2. Randbalken 1 belastet:
symmetrisch belastet

$$V \left\{ \begin{aligned} V &= 0,007 28 u = Y \\ U &= 0,001 316 u = X \\ W &= 0,000 345 u = Z \end{aligned} \right.$$

spiegelsymmetrisch belastet

$$VI \left\{ \begin{aligned} V &= 0,001 10 u = -Y \\ U &= 0,003 78 u = -X \\ W &= 0,000 305 u = -Z \end{aligned} \right.$$

Zahlenmäßige Auswertung.

Mittelbalken. $g_1 = 3,6$ t/m, $p_1 = 1,56$ t/m

$$P_1 = 14 + 30\% = 18,2 \text{ t}$$

$$P_2 = 10 + 30\% = 13 \text{ t}$$

Die gesamte Walze kommt auf dem, durch den Längsschnitt getrennten Plattenbalken zu stehen.

Randbalken $g_2 = 3,1$ t/m, $p_2 = 1,35$ t/m.

Von den Lasten P_1 und P_2 kommt nur die Hälfte auf den abgetrennten Randbalken zu stehen.

1. Der Mittelbalken.

Das Eigengewicht erzeugt nur symmetrische Belastung, daher nach Gl. (6) u. (7).

$$v_g = g_1 \int_0^l 3 x \left(l^2 - \frac{x^2}{6} \right) dx + g_1 \int_l^{L/2} l \left(3 l x - x^2 - \frac{l^2}{3} \right) dx$$

$$= 1174 g_1 = 4230$$

$$u_g = 1174 g_2 \frac{J_1}{J_2} = 2820$$

Nach Gleichungsgruppe III

$$V_{g1} = 4,23t = Y_{g1}, \quad U_{g1} = 3,52t = X_{g1}, \quad W_{g1} = 2,0t = Z_{g1},$$

Nach Gleichungsgruppe V

$$V_{g2} = 2,05t = Y_{g2}, \quad U_{g2} = 3,70t = X_{g2}, \quad W_{g2} = 0,97t = Z_{g2}$$

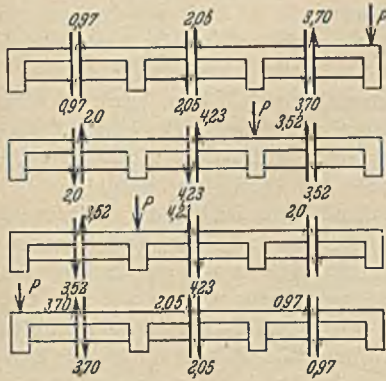


Abb. 8.

In Abb. 8 sind für die einzelnen, belasteten Balken die Schnittkräfte eingetragen. Es ergibt sich eine Entlastungskraft für den Mittelbalken 2 von

$$U = -3,70 + 3,52 + 2,00 + 0,97 = 2,79 t$$

und die gleiche Belastung für den Randbalken. Die Nutzlast für den Mittelbalken ist nach Abb. 9 zur Erzeugung des größten Momentes verzeichnet.

Es ergeben sich nach den Formeln 6 bis 9 für p:

$$V = 0,33 + 0,33 - 0,60 = 0,06 t$$

$$U = 0,27 + 0,27 - 0,57 = -0,03 t$$

$$W = 0,16 + 0,16 - 0,16 = 0,16 t$$

$$Y = 0,33 + 0,33 + 0,60 + 1,26 t$$

$$X = 0,27 + 0,27 + 0,57 = 1,11 t$$

$$Z = 0,16 + 0,16 + 0,16 = 0,48 t$$

Von P_1 nach Gl. (6) $x = 7,5, u = 360 P$

$$P_1 = \frac{1}{2} \cdot 18,2 = 9,1 t, \quad u = 3270$$

Nach III $V = 0,001 \cdot 3270 = 3,27 t = Y$

$$U = 0,000 839 \cdot 3270 = 2,72 t = X$$

$$W = 0,000 476 \cdot 3270 = 1,54 t = Z$$

Von P_2 symmetrischer Anteil nach Gl. (6)

$$x = 4,5, \quad v = 292 P, \quad P_2 = \frac{1}{2} \cdot 13 = 6,5 t$$

$$v = 1900$$

Spiegelsymmetrischer Anteil nach Gl. (8)

$$v = 22,5, \quad P_2 = 146$$

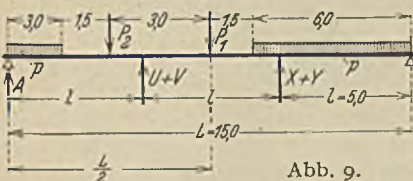


Abb. 9.

daher von P_2

$$V = 1,90 + 0,60 = 2,50 t$$

$$U = 1,60 + 0,58 = 2,18 t$$

$$W = 0,90 + 0,17 = 1,07 t$$

$$Y = 1,90 - 0,60 = 1,30 t$$

$$X = 1,60 - 0,58 = 1,02 t$$

$$Z = 0,90 - 0,17 = 0,73 t$$

Die gesamte Entlastung infolge Nutzlast beträgt daher:

$$V = 0,06 + 3,27 + 2,50 = 5,83 t$$

$$U = -0,03 + 2,72 + 2,18 = 4,87 t$$

$$Y = 1,26 + 3,27 + 1,30 = 5,83 t$$

$$X = 1,11 + 2,72 + 1,02 = 4,85 t$$

$$V + U = 10,70 = X + Y$$

Die Entlastungskräfte der beiden Querträger sind ungefähr gleich groß.

Zur ungünstigen Lasteneinstellung gehört aber die Belastung aller Hauptbalken, da dadurch die Durchbiegungsunterschiede möglichst klein werden. Daher werden der übrige Mittelbalken und die beiden Randbalken mit p belastet.

Für Balken 3, $v = 1174 p = 1830$

Für Balken 4, $u = 910 p = 1220$

Man erhält nach Abb. 10 vom Balken 4

$$V = 0,000 728 \cdot 1220 = 0,89 t$$

$$W = 0,000 345 \cdot 1220 = 0,42 t$$

Vom Balken 3,

$$V = 0,001 0 \cdot 1830 = 1,83 t$$

$$W = 0,000 476 \cdot 1830 = 0,87 t$$

Vom Balken 1,

$$U = 0,001 316 \cdot 1220 = 1,60 t$$

$$V = 0,000 728 \cdot 1220 = 0,89 t$$

Die Belastungskräfte durch die Nachbarbalken:

$$(0,89 - 0,42) + (1,83 - 0,87) + (1,60 - 0,89) = 2,14 t$$

Die Entlastungskräfte durch die Nutzlast:

$$U + V = 10,70 t$$

Daher wirksam 8,56 t

Das freiaufliegende Moment für das Eigengewicht:

$$M = 3,6 \cdot \frac{15^2}{8} = 101 \text{ tm}$$

Entlastungsmoment

$$-2,79 \cdot 5,0 = -14 \text{ ..}$$

$$M = \frac{\quad}{87 \text{ tm}}$$

Die Entlastung beträgt also für den Mittelbalken 13%.

Das freiaufliegende Moment beträgt nach Abb. 9

$$M = 24,25 \cdot 7,5 - 13 \cdot 3,0 - 1,56 \cdot 3,0 \cdot 6,0 = 115,0$$

$$\text{Entlastungsmoment} - 8,56 \cdot 5,0 = -42,8$$

$$M = \frac{\quad}{72,2}$$

Nach der üblichen Berechnung beträgt das Moment der Nutzlast bei einer Hauptträgerentfernung von 2,40 m.

$$M = 20,3 \cdot 7,5 - 11,7 \cdot 3,0 - 1,56 \cdot 3,0 \cdot 6,0 = 88,8.$$

Die Momentenentlastung beträgt also für die Nutzlast 23%.

Das Gesamtmoment ergibt nach der vorliegenden Berechnungsart $87,0 + 72,2 = 159,2 \text{ tm}$, nach der üblichen Berechnung $101,0 + 88,8 = 189,8$, d. h. eine Ersparnis von 16%.

2. Der Randbalken.

Die Mehrbelastung für das Eigengewicht beträgt: $U = 2,79 t, g_2 = 3,1 t/m$

$$M = 3,1 \cdot \frac{15^2}{8} + 2,79 \cdot 5,0 = 101,2 \text{ tm}$$

Nach der Lasteneinstellung (Abb. 11) kommen nur die halben Walzenlasten auf den aufgeschnittenen Randbalken zu stehen. Die ungünstigste Belastung ist wieder die aller Hauptträger.

Vom Balken 4 $W = 0,000 345 \cdot 1220 = 0,42 t$

„ „ 3 $W = 0,000 476 \cdot 1830 = 0,87 t$

„ „ 2 $U = 0,000 839 \cdot 1830 = 1,53 t$

Belastung: Summe 2,82 t

Die Entlastung beträgt analog dem Mittelbalken:

1. Von p: $U = 0,71 t, X = 1,05 t$

2. „ $P_1: U = 1,67 t = X$

3. „ $P_2: U = 1,20 t, X = 0,74 t$

Daher die gesamte Entlastung durch die Nutzlast:

$$U = 3,58 t \quad X = 3,46 t$$

demgegenüber obige Belastung der Nachbarfelder, daher die endgültige Entlastung:

$$3,58 - 2,82 = 0,76 t$$

Das größte Feldmoment beträgt:

$$M = 15,4 \cdot 7,5 - 6,5 \cdot 3,0 - 0,65 \cdot 3,0 \cdot 6,0 - 0,5 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 70,3 \text{ tm}$$

$$\text{Entlastung} \dots \dots \dots - 0,76 \cdot 5,0 = -3,80 \text{ ..}$$

$$\text{Gesamtmoment } 101,2 + 66,5 = 167,7 \text{ tm}$$

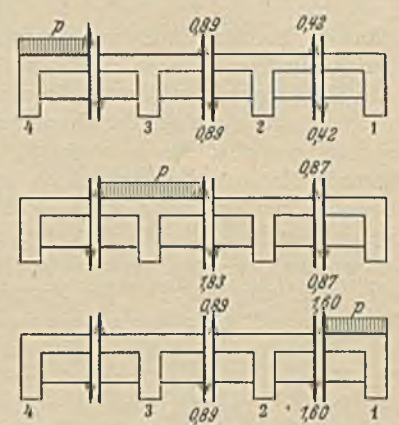


Abb. 10.

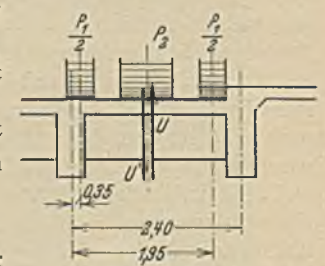


Abb. 11.

Nach der üblichen Berechnung:

$$M = 15,04 \cdot 7,5 - 6,25 \cdot 3,0 - 3,0 \cdot 0,65 \cdot 6,0 - 0,5 \cdot \frac{7,5^2}{2} = 68,1 \text{ tm}$$

Daher Gesamtmoment: $M = 87,2 + 68,1 = 155,3 \text{ tm}$

Das bedeutet eine Steigerung von 8%.

Während die Verminderung des Mittelbalkenmomentes 30,8 tm beträgt, ist sie beim Randbalken nur 12,4 tm. Mit andern Worten: Bei Anordnung von Querträgern wandert die Last nach den Randträgern. Diese Erkenntnis hat auch zur Anordnung von zwei Hauptträgern geführt mit kreuzweiser Bewehrung der Platten.

Nach der üblichen Berechnungsart werden die Randträger zu niedrig bemessen. Bei beschränkter Bauhöhe wirkt sich die vorliegende Methode günstig aus, da beim Randträger immer mehr Bauhöhe zur Verfügung steht. Für überschlägige Berechnungen ist zu beachten, daß sich die Eigengewichtsmomente beim Mittelbalken um 12–15% vermindern, jedoch beim Randbalken um ebensoviel erhöhen. Bei den Nutzlastmomenten dagegen ist das Moment des Randträgers nahezu unverändert geblieben, während beim Mittelbalken eine Verminderung von 18% eingetreten ist. Das Gesagte gilt ungefähr auch von den Querkräften.

Diese vorliegende Berechnungsart gibt die Gewähr dafür, daß die Querschnittsformen der Hauptträger durch den Ausdruck der

Trägheitsmomente bezüglich der beiden Hauptachsen voll zur Geltung kommen.

Das Konsolmoment der Querträger hat den Wert $M = U \cdot b$ bzw. $V \cdot b$.

Im vorliegenden Beispiel war das Querträgerprofil 30/60, bei einer Hauptträgerhöhe von 1,50 m.

Bei einem Querschnitt 25/50 vermindert sich die Entlastungskraft U bzw. V um ca. 12%.

Bei einem Profil 35/150 vergrößert sich U bzw. V um ca. 10% des Wertes, wie im Grundbeispiel angegeben. Bei einem Querschnitt 25/50 ist von einer wirksamen Entlastung nicht mehr die Rede.

Werden die Querträger näher als ins Drittel der Stützweite gerückt, so vergrößert sich die Entlastung für Eigengewicht. Nimmt man z. B. $\tau = 6,0 \text{ m}$ anstatt $5,0 \text{ m}$ wie im vorliegenden Beispiel, so beträgt das Entlastungsmoment $3,75 \cdot 6,0 = 22,5 \text{ tm}$, also 22% an Stelle von 14%, gleich dem Belastungsmomentes des Randträgers. Im gleichen Sinne wächst aber nicht die Entlastung der Nutzlastmomente. Vielmehr bleiben diese etwa gleich.

Eine gewisse Sicherheit der vorliegenden Berechnungsart bietet die Tatsache, daß die Fahrbahnplatte an der Lastübertragung ebenfalls beteiligt ist, da ihre Stärke kaum unter 15 cm sinkt.

EIN NEUES VERFAHREN ZUR FESTIGKEITSPRÜFUNG DES BETONS IM BAUWERK.

Von Professor Dr.-Ing. K. Gaede, Hannover.

Im Heft Nr. 24 (1934) der Zeitschrift „Zement“ berichtet Dipl.-Ing. K. Beljajew über ein neues Verfahren zur Festigkeitsprüfung des Betons im Bauwerk, das von Professor B. G. Skramtaja angegeben und im Heft Nr. 3 (1934) der Zeitschrift „Stroitel'naja Promischlennostj“ beschrieben sei. Dieses Verfahren besteht darin, daß aus einem Revolver bestimmter Bauart eine Nickelmantelkugel von 7 g Gewicht mit 275 m/sec Geschwindigkeit aus 8 m Entfernung gegen die Betonwand geschossen wird. Aus dem Volumen des entstehenden Schußtrichters wird auf die Druckfestigkeit des Betons geschlossen.

Es kann nicht zweifelhaft sein, daß es einen großen Gewinn bedeuten würde, wenn es möglich wäre, durch einen derartigen, das Bauwerk immerhin nur oberflächlich beschädigenden Versuch die Betonfestigkeit festzustellen. Bisher war man darauf angewiesen, gelegentlich der Ausführung des Bauwerks aus dessen Beton Probekörper (Würfel, Balken od. dgl.) anzufertigen und aus der Festigkeit, die diese Probekörper bei ihrer Zerstörung in einer Festigkeitsmaschine zeigen, Schlüsse auf diejenige des Betons im Bauwerke selbst zu ziehen. Dieses Verfahren besitzt insofern Mängel, als die genaue Übereinstimmung des Betons des Probekörpers mit dem des Bauwerks nicht mit Sicherheit gewährleistet ist, schon bedingt durch die verschiedene Behandlung des frischen Betons und die im allgemeinen wesentlich abweichenden äußeren Umstände, unter denen die Erhärtung vor sich geht. Unanwendbar ist es dann, wenn es sich darum handelt, nachträglich die Festigkeit eines bestehenden Bauwerks zu ermitteln. In solchen Fällen kann man u. U. aus dem Bauwerk Probekörper herausarbeiten. Die Gewinnung dieser Probekörper ist aber teuer und beschädigt das Bauwerk. Bei Eisenbetonbauten ist die Probeentnahme infolge der Eiseneinlagen noch mehr erschwert und vielfach unmöglich. Schließlich ist zu befürchten, daß der Beton durch die gewaltsame Entnahme der Probe wesentlich verändert wird.

Aus diesen Erwägungen heraus kam auch mir schon vor mehreren Jahren der Gedanke, ob es vielleicht möglich wäre, beim Beton aus einer mechanischen Prüfung der Oberfläche Rückschlüsse auf die Druckfestigkeit zu ziehen, ebenso wie dies bekanntlich bei den Metallen geschieht, bei denen man aus der Brinell-Härte die Zugfestigkeit ableitet.

Die erforderlichen umfangreichen Versuche zur Feststellung der hier vermuteten Zusammenhänge sind seit etwa zwei Jahren in dem mir unterstellten Bauingenieurlaboratorium der Tech-

nischen Hochschule Hannover im Gange. Dabei wurden Kugeldruck-(Brinell-)Versuche in üblicher Art durchgeführt und daneben der von der Firma Fritz Werner, Berlin gebaute Schlaghärteprüfer Bauart Graven verwandt, bei dem ein Schlagbolzen durch eine angespannte Feder mit stets gleicher Kraft gegen den Kugelhalter geschleudert wird (Abb. 1). Dieses Gerät wird für die praktische Anwendung deshalb besondere Bedeutung erlangen, weil es gestattet, an jeder Stelle eines Bauwerks ohne kostspielige Gerüste und sonstige Vorkehrungen den Kugelversuch vorzunehmen. Der Werner-Hammer wiegt etwa 7 kg und kann bequem von einem Manne auch über Kopf betätigt werden.

Es wurden in großer Zahl Betonwürfel verschiedener Zusammensetzung und Festigkeit hergestellt, Kugeleindrücke mit ruhe- und schlagartig wirkender Kraft gemacht und die Größe dieser Eindrücke, die in jedem Fall in größerer Zahl hergestellt und mit Häufigkeitskurven ausgewertet wurden, mit der durch Zerstörung der Würfel in einer Festigkeitsmaschine erhaltenen Würfelfestigkeit verglichen. Hierbei zeigt sich, daß in der Tat die Würfelfestigkeit gesetzmäßig mit einer Verkleinerung des Kugeleindrucks zunimmt. Aus den durchgeführten Versuchen wurden Kurven abgeleitet, die die Abhängigkeit zwischen der Würfelfestigkeit und dem Durchmesser des Kugeleindrucks darstellen (Abb. 2).

Es ist von den Brinell-Versuchen her bekannt, daß der Durchmesser der Kugeleindrücke nur innerhalb bestimmter Grenzen von etwa 0,3–0,6 des Kugeldurchmessers liegen darf, wenn man brauchbare Ergebnisse erzielen will. Der sehr weite Bereich der Druckfestigkeiten des Betons, der praktisch mindestens zwischen 50 und



Abb. 1.

600 kg/cm² angenommen werden muß, gestattet es deshalb nicht, mit der gleichen Kugel und dem gleichen Druck für alle Verhältnisse auszukommen. Man kann nun entweder den Kugeldurchmesser, den ausgeübten Druck oder beides verändern. Das erste erschien am zweckmäßigsten, weil dann der Federhammer, mit dem die dynamischen Versuche ausgeführt werden, und dessen Schlagkraft in einer ganz bestimmten Stärke eingestellt werden muß, für alle Versuche unverändert bleiben kann. Für den ange-



Abb. 2.

gebenen Bereich ist es möglich, mit zwei Kugeldurchmessern auszukommen und zwar wurden die Durchmesser zu 10 und 20,6 mm gewählt, Maße, die sich aus der Größe der im Handel erhältlichen gehärteten und polierten Stahlkugeln ergaben.

Ebenso wie sich bei der Feststellung der Zugfestigkeit von Stahl durch Vornahme des Kugeldruckversuches stets gewisse Differenzen gegenüber dem Zugversuch zeigen, ohne daß dadurch der große Wert dieses Prüfverfahrens für die Praxis beeinträchtigt wäre, war zu erwarten, daß auch bei der Übertragung dieses Prüfverfahrens auf den Beton gewisse Unsicherheiten in Kauf genommen werden müssen. Immerhin zeigen die bisherigen Versuche, daß das Verfahren mit einer für viele Fälle ausreichenden Genauigkeit Rückschlüsse auf die Würfel Festigkeit des Betons im Bauwerk gestattet.

Die Versuche werden noch fortgeführt, insbesondere auch mit dem Ziele, festzustellen, ob bestimmte Behandlung der Betonoberfläche (frühes oder spätes Ausschalen, Trocken- oder Feuchthalten, hölzerne oder eiserne Schalung) das Verhältnis der Oberflächenhärte zur Würfel Festigkeit verschiebt. Ein Bericht über das Ergebnis dieser Versuche bleibt vorbehalten.

Bei gleichartigem und gleichbehandeltem Beton erhält man stets gut miteinander übereinstimmende Kugeleindrücke. Örtliche Mängel des Betons werden durch Vornahme des Kugelversuchs an mehreren Stellen eines Bauwerks deutlich erkennbar. Zur Nachprüfung des Ergebnisses der Kugelversuche wird man in Zweifelsfällen einige Probewürfel aus dem Bauwerk herausarbeiten und dem üblichen Druckversuch unterwerfen.

Daß das Kugeldruckverfahren gegenüber dem eingangs erwähnten russischen Verfahren erhebliche Vorteile besitzt, leuchtet ohne weiteres ein. Das russische Verfahren, das eine förmliche Beschießung des Bauwerks darstellt, ist nicht ungefährlich und erfordert deshalb die vorübergehende Entfernung der Arbeiter von der Baustelle. Im übrigen bringt es deutlich sichtbare Oberflächenbeschädigungen mit sich, die in der Regel nachträglich wieder ausgebessert werden müssen. Dagegen kann das Kugeldruckverfahren überall ohne jede Gefährdung ausgeführt werden. Es entstehen nur ganz kleine, praktisch unsichtbare Eindrücke.

Es ist nun nicht meine Ansicht, das hier vorgeschlagene Verfahren allgemein an die Stelle der bisher angewandten Prüfverfahren zu setzen. Man wird vielmehr nach wie vor beim Bau von Beton- und Eisenbetonbauten Probewürfel, Zylinder oder Probekörper anfertigen und prüfen. Daneben bleibt aber ein weites, auf diesem Wege unzugängliches Feld für die Anwendung des Kugeldruckversuches, z. B. bei der Ermittlung der ausreichenden Erhärtung des Betons vor dem Ausschalen, bei der Nachprüfung etwaiger Widersprüche in dem Ergebnis der üblichen Würfelproben und bei nachträglichen Festigkeitsversuchen an bestehenden Bauwerken.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE

Der Verkehr über die George-Washington-Brücke über den Hudson in New York.

Die weitestgespannte Brücke der Welt, die Hudsonbrücke in New York, deren Mittelöffnung 1067 m Stützweite besitzt, wurde am 25. Oktober 1931 dem Verkehr übergeben. Der nachstehend kurz besprochene Bericht¹ gibt eine Übersicht der Betriebserfahrungen in den ersten zwei Jahren. Diese interessieren nicht nur wegen der Bedeutung des Bauwerkes, sondern haben allgemeinen Wert für Planung und Finanzierung großer Verkehrswege. Über die Brücke selbst ist in dieser Zeitschrift wiederholt und ausführlich berichtet worden².

Von der Gesamtanlage sind zu fordern: Sicherheit des Verkehrs, größte Leistungsfähigkeit der Brücke, Rampen und Zufahrten, sowie eine möglichst geringe Verzögerung des Verkehrs durch die Erhebung des Brückengeldes. Auf diese Punkte wurde beim Bau der Brücke selbstverständlich sorgfältig geachtet. Größere Mängel oder Nachteile der ausgeführten Anordnungen haben sich bisher nicht gezeigt, zumal diese erfahrungsgemäß erst bei annähernd voller Ausnutzung deutlich werden.

Die Brücke wurde während des schweren Darniederliegens der gesamten Wirtschaft dem Verkehr übergeben und bisher noch nicht in ihrer Leistungsfähigkeit ausgenutzt, ausgenommen vielleicht am Tage der Eröffnung und an den beiden darauf folgenden Sonntagen. In den ersten 24 Stunden fuhren 54 300 Fahrzeuge über die Brücke, an den beiden nächsten Sonntagen 46 900 bzw. 45 600. Im Durchschnitt des Jahres 1932 wurde die Brücke täglich von 15 100 Fahrzeugen benutzt. Die Leistungsfähigkeit wird dagegen auf etwa 90 000 Fahrzeuge täglich geschätzt, unter Berücksichtigung der ungleichmäßigen Verteilung des Verkehrs auf die einzelnen Stunden des Tages.

Für den Fahrverkehr sind in jeder Richtung je 8,76 m breite Bahnen vorhanden, die für zwei Fahrzeuggreihen bestimmt sind, also nach unseren Vorstellungen eine sehr reichliche Breite besitzen. Die Erfah-

rung zeigte jedoch schon in der ersten Woche, daß sich die Fahrzeuge immer in drei Reihen ordnen, wenn nur Personenwagen auf der Brücke sind, dagegen in zwei Reihen, sobald ein Omnibus oder Rollwagen er-



Auffahrt zur George-Washington-Brücke auf der New Yorker Seite. (Etwa in der Mitte des Bildes sieht man den durch ein x bezeichneten Gefahrenpunkt an der Northern Avenue, wo ein großer Teil des Verkehrs um 180° wenden muß.)

schein. Die auf der Brücke zugelassene Höchstgeschwindigkeit von 48 km/st., mit einem angemessenen Spielraum, hat sich als geeignet erwiesen, um Unfälle möglichst auszuschließen. Im Jahre 1932 ereigneten sich auf der Brücke selbst nur sieben leichte Unfälle, ein schwerer Un-

¹ Wilson, B.: Traffic over the George Washington Bridge. Experience during two years of operation indicates effectiveness of approach facilities. Civil Engineering, Bd. 4, Januar 1934.

² Über die fertige Brücke vgl. Bauing., 13 (1932) S. 257; über Planung und Bauausführung vgl. 7 (1926) S. 850, 9 (1928) S. 32, 10 (1929) S. 87, 286, 451 u. 860.

fall auf der New Yorker Rampe, wo ein Motorrad die Trennungslinie zwischen den einzelnen Fahrbahnstreifen überfuhr.

Das Brückengeld wird für beide Fahrrichtungen an einem Brückende erhoben, nämlich auf der Seite von New Jersey. Die Zufahrten haben sich auf der letzteren Seite als allen Anforderungen entsprechend herausgestellt. Die Leistungsfähigkeit des Verkehrsweges ist durch die Anfahrt auf der New Yorker Seite begrenzt. Hier muß der von den Uferstraßen des Hudson kommende Verkehr, d. h. je nach der Richtung etwa 0,38 bzw. 0,50 aller die Brücke benutzenden Fahrzeuge, an der Northern Avenue um 180° wenden, um auf die Brückenrampe bzw. von dieser zu kommen, woraus sich natürlich gefährliche Kreuzungspunkte ergeben. Der betr. Anteil wurde beim Bau der Brücke auf je 0,28 des gesamten Verkehrs geschätzt. Diese Stelle erhöhter Gefahr ist in umstehender Abb. deutlich zu sehen. Hier ereigneten sich denn auch mehrere Unfälle.

Wiederholte Verkehrsbeobachtungen ergaben, daß die Leistungsfähigkeit der Rampen in den beiden Richtungen nicht gleich groß ist, sondern aufwärts um etwa $\frac{1}{10}$ größer ist als abwärts. Die Ursache dieses Unterschiedes liegt in der durchschnittlich größeren Vorsicht beim Fahren im Gefälle.

Die Zahl der Fahrzeuge, die die Brücke innerhalb einer Stunde benutzten, betrug an einem der Sonntage nach der Freigabe des Verkehrs bis zu rd. 6800. In den ersten Monaten nach der Eröffnung der Brücke war auch ein sehr starker Fußgängerverkehr vorhanden, bei dem offensichtlich Neugierde eine große Rolle spielte. Am zweiten Sonntag nach der Eröffnung wurden 25600 Fußgänger gezählt, im Mittel der ersten drei Sonntage 20300. Eincinhalb Jahre später waren es im Mittel dreier aufeinander folgender Sonntage nur noch 2400 Fußgänger. An gewöhnlichen Wochentagen ist der Fußgängerverkehr jetzt nur noch etwa 12% des Verkehrs an Sonntagen, das sind nur etwa 300 Personen täglich.

Die Verteilung des Verkehrs über die einzelnen Tage der Woche ist im Jahresmittel wie folgt: am Montag 12,5%, Dienstags 1,11, Mittwoch 11,0, Donnerstag 11,1, Freitag 12,5, Samstag 16,1 und am Sonntag 25,7% des Verkehrs der ganzen Woche. Während eines Tages schwankt die Verkehrsdichte zwischen rd. 15% des Tagesverkehrs in der Stunde der stärksten Inanspruchnahme und fast Null am frühen Morgen. Etwa die Hälfte des Sonntagsverkehrs entfällt auf die Zeit von 16 Uhr bis Mitternacht. Schließlich wäre noch festzustellen, daß der Verkehr im Monat Juli rund doppelt so stark ist, wie in den Monaten Februar und März. Im Jahre 1932 wurden insgesamt 5,51 Millionen Fahrzeuge gezählt.

Die Einrichtungen zur Erhebung des Brückengeldes können im wesentlichen als bekannt vorausgesetzt werden. Für spätere Fälle werden verschiedene Verbesserungen besprochen, wegen der auf den Originalbericht¹ verwiesen sei. Ein Beamter kann in einer Stunde durchschnittlich 400 Fahrzeuge, ausnahmsweise sogar bis über 600, bearbeiten. Fahrscheine werden nicht ausgegeben, die richtige Erhebung des Brückengeldes und die Freigabe der Durchfahrt wird durch mit Zählvorrichtungen verbundene Lichtsignale angezeigt, die aus größerer Entfernung sichtbar sind und deshalb leicht vom Publikum und dem Aufsichtspersonal kontrolliert werden können.

Für die Erhebung des Brückengeldes, Aufsicht usw. sind jetzt im ganzen 70 Personen fest angestellt, von denen an den gewöhnlichen Wochentagen nur 53 Dienst tun. An den Sonntagen werden Hilfskräfte beschäftigt, um den gegenüber Wochentagen verdoppelten Verkehr ohne Verzögerungen bewältigen zu können.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Erfahrungen mit Vibrationsbeton für Betonstraßen in U. S. A.

In den letzten Jahren wurden in den Staaten New Jersey, Missouri und Michigan, sowie seitens des Bureau of Public Roads eine Reihe von Untersuchungen über die Verwendung von Vibratoren im Betonstraßenbau angestellt. In Eng. News-Rec. vom 26. April und 3. Mai 1934 wird über die bisher vorliegenden Erfahrungen berichtet.

I. Versuche im Staate Missouri.

Auf einem Abschnitt der Staatsstraße Nr. 50 in Moniteau County wurden umfangreiche Versuche durchgeführt. Sie bestanden in Beobachtungen hinsichtlich des Einbringens, Verarbeitens und der Festigkeit von

a) einem Standard-Beton, der auf die übliche Weise mit dem Normalfinisher gestampft worden war und

b) magereren und trockeneren Betonmischungen, die von Hand ausgebreitet und dann mit einem besonderen Vibrator-Finisher verarbeitet worden waren (vgl. Abb. 1).

Der Standard-Beton hatte das Mischungsverhältnis 1 : 2 : 3,58 in Raumteilen des getrockneten Materials, d. h. 1 m³ fertiger Beton enthielt 330 kg Zement. Der Wasserzusatz war so bemessen, daß sich ein Slump von 5 cm ergab. Die Mischungsverhältnisse für die verschie-

denen Vibrator-Betonsorten wurden auf Grund von Vorversuchen wie folgt festgelegt:

Serie I: Zementwasserfaktor für sämtliche Mischungen wie bei der Standardmischung, Zementgehalt rd. 330 kg/m³ Beton, wechselnder Sandgehalt von 36,5—30 Volumenprozenten abnehmend.

Serie II: Zementwasserfaktor allmählich abnehmend, Zementgehalt 285—250 kg/m³ Beton, Sandgehalt von 33,7—36,4 Volumenprozenten zunehmend mit magerer werdendem Mischungsverhältnis.

Die Ergebnisse der Beobachtungen an den verschiedenen Beton-sorten waren folgende:

Die Versuche mit Mischungen der Serie I zeigten, daß ein Sandgehalt von 32 Gewichtsprozenten bei den gebrochenen Grobzuschlägen, die verwendet wurden, bei einem Zementgehalt von 330 kg/m³ Beton und bei der Ausbreitung des Betons von Hand nicht unterschritten werden sollte. Gerade bei diesem niedrigen Sandgehalt erwies es sich, wie schwierig es ist, den Beton von Hand so auszubreiten, daß keine Entmischung eintritt. Ebenso ergaben die Versuche mit den Betonen

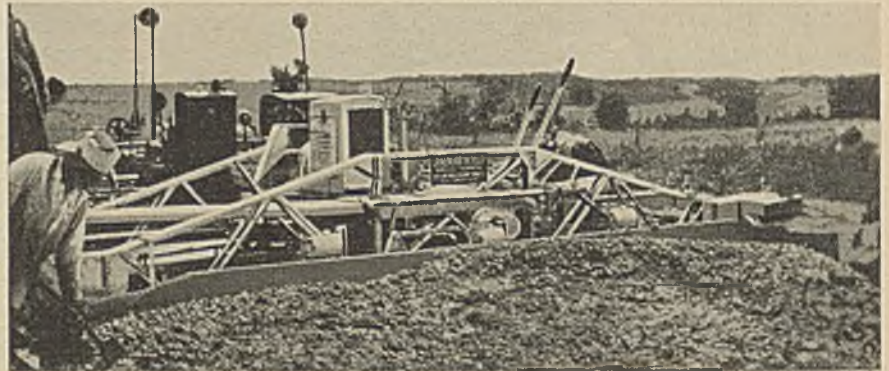


Abb. 1. Vibrator-Finisher. Die drei horizontal liegenden Zylinder auf der vorderen Bohle enthalten die elektrischen Vibratoren. Man beachte die grobe, trockene Struktur des Betons.

der Serie II, daß das Mischungsverhältnis 1 : 2,5 : 5,0 nicht mehr weiter gemagert werden darf, wenn ein befriedigender Straßenbeton erzielt werden soll.

Wahrscheinlich hat die Methode der Ausbreitung des Betons von Hand die volle Entfaltung der Vorzüge des Vibrator-Finishers verhindert. Man hatte allgemein den Eindruck, daß für die Verarbeitung eines Straßenbetons mit dem Vibrator eine besondere Ausbreitmaschine erforderlich ist, bei der jegliche Einmischung des mörtelarmen Betons vermieden werden kann. Die Oberfläche der mit dem Vibrator hergestellten Versuchsabschnitte war ausgezeichnet.

II. Versuche im Staate Michigan.

Die Versuche des Straßenbauamtes von Michigan ergaben, daß bei einer sorgfältigen Abstufung der Zuschlagstoffe ein mit dem Vibrator verarbeiteter Beton bessere Festigkeitseigenschaften aufweist, als ein auf gewöhnliche Weise hergestellter, und daß der Vibratorbeton Ersparnisse an Kosten gestattete ohne Einbuße an Festigkeit und Güte. Allerdings wurde auch hier festgestellt, daß zur Verhütung von Entmischungen eine besondere Ausbreitmaschine erforderlich ist.

III. Versuche des Bureau of Public Roads.

Das Bureau of Public Roads dehnte seine Untersuchungen über den Vibrationsbeton hauptsächlich auf den Einfluß der Art der Zuschläge aus und kam dabei zu folgenden Schlüssen:

1. Für Straßenbeton, der mit dem gewöhnlichen Finisher bearbeitet wird, soll der Slump mindestens 6½ cm betragen.

2. Für Straßenbeton, der mit dem Vibrator-Finisher bearbeitet wird, muß der Slump 2½ cm betragen, wenn dieselbe Gleichmäßigkeit erreicht werden soll, wie unter 1.

3. Die durchschnittliche Biegezugfestigkeit des Vibrationsbetons mit einem Slump von 2½ cm war bei Verwendung gebrochener Grobzuschläge höher

als die des gewöhnlichen Finisherbetons mit 6½ cm Slump. Bei Kiesbeton, war sie niedriger und bei Schlackenbeton etwa gleich wie jene.

4. Bei gleichem Wasserzementfaktor konnte bei dem Vibrationsbeton der Anteil der Grobzuschläge um bis zu 50% gegenüber dem normalen Finisherbeton erhöht werden, ohne daß die Biegezugfestigkeit unter die des Finisherbetons sank. Erst als der Gehalt der

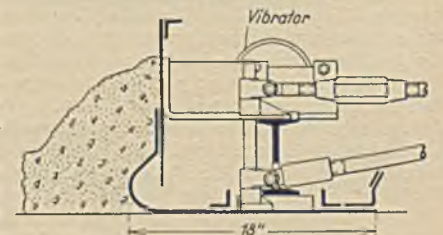


Abb. 2. Stampfbohle des Vibratorfinishers.

Grobzuschläge bis zu 75% vermehrt wurde, sank die Biegezugfestigkeit des mit dem Vibrator bearbeiteten Kiesbetons unter die Festigkeit des Finisher-Betons, während der Schlacken- und Schotterbeton immer noch dieselbe Biegezugfestigkeit aufwies wie jener.

5. Bei gleichem Wasserzementfaktor und gleichem Anteil der Grobzuschläge war die Druckfestigkeit für beide Betonsorten praktisch einander gleich. Dagegen trat eine beträchtliche Druckfestigkeitssteigerung des mit dem Vibrator verarbeiteten Schotterbetons ein, wenn man seinen Gehalt an Grobzuschlägen um 50–75% gegenüber der Standardmischung vermehrte.

6. Härte und Gleichmäßigkeit der Oberfläche war beim Finisher- und Vibrationsbeton gleich gut.

IV. Versuche im Staate Ohio.

Bei Herstellung einer rd. 2 km langen Betonstraße in Crawford-County wurden nebeneinander zwei Finisher verwandt: ein gewöhnlicher der Bauart Lakewood und ein Vibrator-Finisher, der vor der normalen Maschine lief. Bei jeder Schicht wurden zunächst zwei Stunden mit dem normalen Finisher, dann acht Stunden mit dem Vibrator und zum Schluß nochmals zwei Stunden mit der normalen Maschine gearbeitet. Auf diese Weise war es möglich, Abschnitte die am selben Tage unter denselben Witterungsbedingungen auf zweierlei verschiedene Weisen bearbeitet worden waren, miteinander zu vergleichen. Der Standard-Beton enthielt 360 kg Zement pro m³ Beton, er hatte einen Sandgehalt von 40 Gewichtsprozenten und einen Slump von rd. 6 cm. Der mit dem Vibrator verarbeitete Beton enthielt dagegen teils 300, teils 360 kg Zement bei einem Sandgehalt von 31–38 Gewichtsprozenten und einem Slump von 2–3 cm. Es zeigte sich, daß die durchschnittliche Festigkeit des Vibrationsbetons bei gleichem Zementgehalt 13% höher lag als die des mit dem normalen Finisher bearbeiteten Standard-Betons, obwohl die Festigkeiten des letzteren noch 22% über dem Durchschnittswert anderer Baustellen lagen, die ebenfalls mit der Standardmischung arbeiteten. Die Arbeit an den Fugen war nach Angabe der mit ihrer Herstellung betrauten Leute beim groben Vibrations-Beton nicht schwieriger als beim Standard-Beton. Vergleichsweise Untersuchungen über die Dichtigkeit der beiden verschieden bearbeiteten Betonsorten sind noch im Gange.

V. Versuche im Staate Illinois.

Auf einer rd. 1800 m langen Betonstraße wurden 114 verschiedene Versuchsabschnitte mit einem Vibrator-Finisher hergestellt, der mit rd. 3600 Impulsen pro Minute arbeitete. Als Grobzuschlagstoff wurde teils Kies teils Schotter, als Feinzuschlag Grubensand in einer Menge zwischen 30 und 40 Gewichtsprozenten verwandt. Der Zementgehalt der Mischungen betrug 250–360 kg/m³, der Slump 0–7,5 cm. Zweck der Versuche war, festzustellen:

a) welches der größtmögliche Anteil an Grobzuschlägen ist, der mit einem Mörtel verschiedener Konsistenz eben noch verarbeitet werden kann, und

b) welche Zusammensetzung die für den Vibrator geeignetste Mischung haben muß.

Um diese Fragen beantworten zu können, wurden Druckfestigkeitsprüfungen an Probekörpern, die während des Baues in Schalungen hergestellt waren, und an solchen, die aus der Straße nachträglich herausgeschnitten wurden, durchgeführt; ferner wurden eingehende Beobachtungen bezüglich Verarbeitung der verschiedenen Betonmischungen und über das spätere Verhalten der einzelnen Abschnitte angestellt. Dabei konnte festgestellt werden, daß Abschnitte aus zu groben und zu trockenen Mischungen nach der Verkehrsübergabe an der Oberfläche leicht abbröckelten. Hingegen trat diese Erscheinung nicht auf bei den etwas plastischeren Mischungen. Es ergab sich ferner, daß die für den Vibrator geeignetste Mischung folgende Zusammensetzung haben muß: 280 bis 295 kg Zement pro m³ Beton, 32 Gewichtsprozent Sandgehalt bei Verwendung von Kies und 35% bei Verwendung von gebrochenem Hartgestein als Grobzuschlag, dazu ein Slump von 1,5 cm. Dies bedeutet gegenüber dem im Staate Illinois sonst verwendeten Standard-Beton eine Ersparnis von rd. 60 kg Zement pro m³ Beton, ohne daß der Vibrationsbeton dadurch eine Einbuße an Festigkeit erlitt.

VI. Versuche im Staate New-Jersey.

In New-Jersey verwandte man im Betonbau bereits im Jahre 1928, im Betonstraßenbau erstmalig im Jahre 1931 Vibratoren. Die Erfahrungen, die man damit machte, waren so günstige, daß heute allgemein von den Behörden bei Betonstraßenbauten die Anwendung von Vibrator-Finishern vorgeschrieben wird. An zahlreichen Probestrecken hatten sich hauptsächlich folgende Vorteile des Vibrationsverfahrens ergeben:

1. Bei Verwendung von Vibratoren zeigt sich sofort, ob überschüssiges Wasser im Beton vorhanden ist; die geeignetste Konsistenz läßt sich leicht feststellen.

2. Da der Vibrator einen knapp plastischen Beton leichter verarbeitet als einen weichen, so wird der Unternehmer eher das Bestreben haben, den Wasserzusatz zu verringern als zu vermehren, was im Hinblick auf die dadurch erzielbare bessere Betonqualität nur zu begrüßen ist.

3. Der Zementgehalt pro m³ Beton kann, ohne an Festigkeit einzubüßen, verringert werden.

4. Die Porosität des Betons in der Nähe der Fugen wird im Gegensatz zu den bisher üblichen Verarbeitungsmethoden fast gänzlich ausgeschaltet. Auch läßt sich mit dem Vibrator durchschnittlich ein dichter Beton erzielen als durch Handstampfung oder mit dem gewöhnlichen Finisher. Namentlich an der Oberfläche, wo es am wichtigsten ist, wird der Beton ganz einwandfrei verdichtet.

5. Der überschüssige Mörtelgehalt an der Oberfläche wird auf ein Minimum reduziert und der Anteil an Grobzuschlägen kann um 10–15% vermehrt werden, was sich beides vorteilhaft auf die Verschleißfestigkeit des Straßenbetons auswirkt.
Dr.-Ing. H. Brandt.

Die Autostraße von Florenz nach Viareggio.

1. Allgemeines, Linienführung, Konstruktion, Fahrbahn.

Der Gedanke, Florenz, die Hauptstadt der Toscana, durch eine Kraftfahrbahn mit dem Tyrrhenischen Meer zu verbinden, ist nicht neu. Er tauchte bereits im Jahre 1923 auf, bevor man noch durch die Schaffung der Azienda Autonoma Statale della Strada an die Wiederinstandsetzung und Verbesserung des bestehenden Straßennetzes ging, zu einer Zeit, als das Interesse für „Nur-Autostraßen“ noch im Hintergrund stand. Neuerdings erwies sich sowohl in verkehrstechnisch-wirtschaftlicher als auch in turisticcher Hinsicht der Bau einer derartigen Straße als Notwendigkeit. Denn sie verbindet die nächst Rom volkreichste Stadt Mittelitaliens mit dem großen, landschaftlich reizvoll gelegenen Badeort Montecatini-Terne und mit dem besuchtesten Badestrand des Tyrrhenischen Meeres, Viareggio, und seiner schönen Umgebung. Daneben vermittelt sie den Verkehr mit Prato, dem italienischen Zentrum der Wollindustrie. Hier mündet ein wichtiger Verkehrsweg, der über die Appenninen von Bologna und dem Adriatischen Meer her kommt, in die Autostraße ein. Weiter führt die neue Straße dicht südlich Pistoia verlaufend über Monsummano, das durch seine heilkräftigen Höhlenquellen bekannt ist nach Montecatini-Terne, berührt dann südlich das Industriegebiet von Pescia und erreicht bei Lucca, das durch seine romanischen Kunstschatze berühmt ist, das Serchio-Tal. Bei Migliarino endigt sie mit der Einmündung in die alte Via Aurelia, auf der man in wenigen Minuten südwärts Pisa und Livorno und nordwärts Viareggio erreicht (Abb. 1).

Die Linienführung der Autostraße ist möglichst gestreckt. Der größte Teil der 81,5 km langen Strecke besteht aus Geraden bis zu einer größten Einzellänge von 16,5 km. Dazwischen sind Kurven von gewöhnlich 1000–2000 m Halbmesser angeordnet, um sich der natürlichen



Abb. 1. Lageplan der neuen Autobahn.

Gestaltung des hügeligen Geländes besser anzupassen. Nur bei dem Abstiege in das Serchio-Tal ist an zwei Stellen ausnahmsweise ein Kurvenhalbmesser von 300 m gewählt worden, da andernfalls umfangreiche Kunstbauten und große Erdbewegungen notwendig geworden wären. Zwischen Pistoia und Montecatini hat man die Hügelkette von Seravalle mit einem Tunnel von 320 m Länge unterfahren (Abb. 2). Auf die gesamte Länge der Autobahn entfallen 500 Kunstbauten, darunter 30 Brücken über Flußläufe, 130 Über- und Unterführungen von Landstraßen und Eisenbahnen, drei große Viadukte, der bereits erwähnte Tunnel und ein großes Kunstbauwerk bei Ripafratta, wo gleichzeitig eine Staatsstraße, eine Eisenbahnlinie, der Ozzero-Kanal und der Serchio-Fluß gekreuzt werden. Der größte Teil der Kunstbauten wurde in Beton, bzw. Eisenbeton ausgeführt, nur bei einigen Brücken größerer Spannweite wurden Eisenkonstruktionen verwendet. Die Autobahn ist an zehn Punkten, also durchschnittlich alle 8 km mit dem gewöhnlichen Straßennetz verbunden und zwar bei Florenz (Einfahrtsbahnhof bei der Vorstadt Peretola), Prato, Pistoia, Monsummano, Montecatini-Terne, Ciesina-Uzzanese (Abzweigung nach Pescia), Altopascio, Capannori, Lucca, und Migliarino (Gabelung nach Pisa und Viareggio).

Die Fahrbahnbreite beträgt 8 m, dazu sind beiderseits je 1 m breite leicht befestigte Bankette angeordnet. Das Querprofil der Straße ist in den Geraden dachförmig mit einem Quergefälle von 1 1/4%. In den Kurven ist die Fahrbahndecke einseitig geneigt mit 2–6% entsprechend den Krümmungshalbmessern von 2000 m bis 300 m. Die Straßenbefestigung besteht durchweg aus einer 20 cm starken Betondecke, die

auf einigen Abschnitten mit einer Oberflächenteerung versehen ist. Da wo die Betondecke gleichzeitig die Verschleißschicht bildet, sind Querfugen in Abständen von 8—10 m angeordnet. Eine Längsfuge, die sich nach unseren Erfahrungen für alle Straßenbreiten von 5 m an zur Verhinderung der Längsrißbildung als notwendig erwies, ist nur streckenweise ausgeführt worden. Tatsächlich zeigen sich auch heute in den

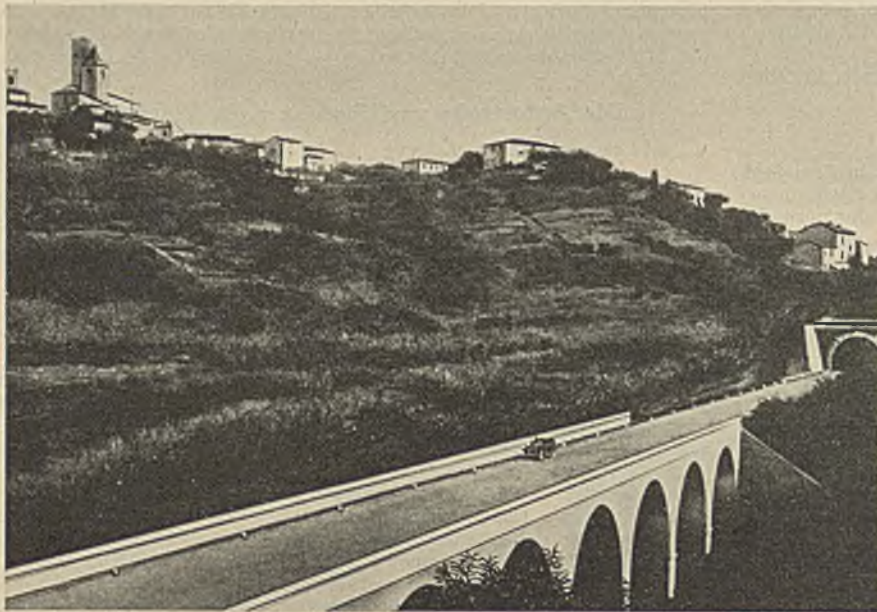


Abb. 2. Viadukt vor dem Tunnel von Serravalle.

Abschnitten, wo sie fehlt, vielfach schon Längsrisse im Beton, was bei der großen Plattenbreite von 8 m nicht weiter verwunderlich ist. An beiden Rändern der Fahrbahn sind in kurzen Abständen hell gekalkte Prollsteine angeordnet, die die Fahrsicherheit bei Nacht und Nebel erhöhen.

Bei der Durchführung der gesamten Bauarbeiten, einschließlich der Kunstbauten, fielen folgende Leistungen an:

- 2 000 000 m³ Erdbewegung für den Straßenkörper und die Fundamente der Kunstbauten,
- 100 000 m³ gewöhnlicher Beton für die Kunstbauten,
- 20 000 m³ Eisenbeton für Überbrückungen,
- 130 000 m³ Beton für die Fahrbahndecke.

An Baustoffen wurden benötigt:

- 200 000 m³ Schotter,
- 100 000 m³ Sand,
- 150 000 m³ Kies,
- 80 000 t Zement.

Der gesamte Bau konnte in 1 200 000 Tagewerken vollendet werden.

2. Vorschriften für die Benutzung der Autobahn.

Für die Benutzung der Autobahn bestehen gewisse Vorschriften, von denen hier die wichtigsten angeführt werden sollen:

Die Benutzung der Autostraße ist ausschließlich Kraftfahrzeugen mit mindestens drei Rädern und pneumatischer, bzw. halbpneumatischer Bereifung gestattet. Bei der Ein- und Ausfahrt in die Autostraße müssen die Kraftfahrzeuge anhalten und dürfen erst auf ein bestimmtes Zeichen

des Bahnwärters die Fahrt fortsetzen. Sämtliche Fahrzeuge müssen streng die rechte Fahrbahnseite einhalten. Nur beim Überholen dürfen sie, nachdem sie entsprechendes Signal gegeben haben, links vorfahren. In Kurven und auf Steigungen ist das Überholen nicht gestattet.

Es ist verboten auf der freien Strecke anzuhalten, außer im Falle höherer Gewalt. Dann ist das Fahrzeug sofort auf das seitliche Bankett zu schieben und bei Nacht hinreichend vorn, hinten und seitlich zu beleuchten.

Bei Begegnungen mit andern Fahrzeugen ist bei Nacht rechtzeitig und hinreichend abzublenden.

Es ist verboten, auf der freien Strecke zu wenden. Es darf nur an den Plätzen vor den Bahnwärterhäusern und unter Beaufsichtigung durch den Bahnwärter gedreht werden.

3. Gebühren für die Benutzung der Autobahn.

Die gesamte 81,5 km lange Strecke von Florenz bis Viareggio ist in 6 Teilstrecken von durchschnittlich 14 km Länge unterteilt. Die Benutzungsgebühren sind gestaffelt für dreirädrige Fahrzeuge, für Automobile bis zu 17 PS, für solche zwischen 17 und 27 PS und für Wagen über 27 PS. Sie betragen z. B. für ein dreirädriges Fahrzeug und für 1 Teilstrecke 3 Lire für die einfache und 4 Lire für Hin- und Rückfahrt. Für die gesamte Strecke bezahlt das dreirädrige Fahrzeug 8 Lire für die einfache und 13 Lire für Hin- und Rückfahrt. Wagen über 27 PS zahlen für eine Teilstrecke 7 Lire für die einfache Fahrt und 10 Lire für Hin- und Rückfahrt, für die gesamte Strecke 23 Lire für die einfache und 32 Lire für Hin- und Rückfahrt. Daneben gibt es Heftchen zu 24 Fahrscheinen für 3 bzw. 6 Teilstrecken. Für die Nachtfahrt sind unabhängig von der Größe des Fahrzeuges und von der Länge der befahrenen Strecke 3 Lire Zuschlag zu zahlen. Außerdem gibt es Abonnements für 1 Jahr, ein halbes

Jahr, 4 Monate bzw. 1 Monat. Ein solches Abonnement kostet zum Beispiel für einen kleinen Wagen unter 17 PS für die ganze Strecke und für 1 Jahr 800 Lire, für 6 Monate 560 Lire, für 4 Monate 400 Lire und für



Abb. 3. Ende der Autostraße bei Migliarino.

1 Monat 160 Lire. Die Mitglieder des Kgl. Automobilklubs von Italien genießen eine 10 % ige Fahrpreismäßigung für sämtliche Tarife. Die Fahrkarten für 1 und 2 Teilstrecken berechnen nicht zu einer Fahrtunterbrechung, solche für 3 und 4 Teilstrecken berechnen zu einer, solche für 5 und 6 zu 2 Fahrtunterbrechungen. Dr.-Ing. Hans Brandt.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Einheitliche Kostenermittlung für Hochbauten in Deutschland.

In langwieriger Gemeinschaftsarbeit ist es gelungen, eine „Norm“ zu schaffen, die künftig für alle Kostenberechnungen gelten soll.

Die Ermittlung der Kosten von Hochbauten und damit zusammenhängenden Leistungen regelt das Normblatt Din 276 sowohl für den Kosten v o r a n s c h l a g wie für den eigentlichen Kostenanschlag. Eine Kostengliederung gibt eine Übersicht über alle zu berücksichtigenden Aufwendungen, die bis ins einzelne aufgeführt und in folgenden Hauptgruppen zusammengefaßt sind:

- A. Erwerb des Baugrundstücks,
- B. Erschließung (Baureifmachung) des Baugrundstücks,
- C. Bauten und Außenanlagen,
- D. „Besondere Betriebseinrichtungen“,
- E. Gerät,
- F. Planung, Bauleitung und Bauführung,
- G. Polizeiliche Prüfung, Genehmigung und Abnahme,
- H. Beschaffung und Verzinsung der Mittel zum Grunderwerb und zur Bauausführung.

Im Rahmen dieser Kostenermittlung kommt der Berechnung des Kubikmeter umbauten Raumes nach festen einheitlichen Bestimmungen besondere Bedeutung zu, da die Kosten der B a u t e n selbst im V o r a n s c h l a g sich durch Multiplikation der m³ umbauten Raumes mit einem ortsüblichen oder einer statistischen Ermittlung entnommenen Preise ergeben.

Wie der umbaute Raum für geplante und für ausgeführte Hochbauten künftig berechnet werden soll, sagt das N o r m b l a t t D i n 277: Der umbaute Raum von Hochbauten.

Als Beiblatt ist beiden Normblättern ein Vergleichsübersichtsförmular beigegeben, das den Überblick über die Kosten gleicher und verschiedener Bauten erleichtern soll.

Beide Normblätter¹ werden nunmehr den Reichs- und Länderministerien mit der Bitte um Einführung durch Erlaß übergeben.

¹ Zu beziehen beim Beuth-Verlag, Berlin SW 19, zu folgenden Preisen (ausschl. Versandkosten): Din 276 RM. 1,—; Din 277 RM. 0,75; Beiblatt zu Din 276 und Din 277 RM. 0,50; der ganze Satz RM. 2,—.

Einsturz eines Baugerüsts infolge Stoßhebelbruches.

Abgewiesene Ersatzansprüche der Berufsgenossenschaft mangels strafbarer Fahrlässigkeit des verantwortlichen Ingenieurs.

Auf einer Zeche wurde durch eine Baufirma eine Koksieberei errichtet. Dabei wurden als Letztes die Ausfugarbeiten von einem Gerüst aus vorgenommen, das bereits bei Ausführung der Maurerarbeiten errichtet worden war, und zwar wurde das Gebäude von oben nach unten ausgefügt. Entsprechend der fortschreitenden Arbeit wurde das Gerüst von den Füßern abgebrochen und in einer geringeren Höhe wieder

aufgesetzt. Als das Gebäude bis auf etwa 7 m über dem Erdboden ausgefügt war, stürzte an einer Ecke des Neubaus durch Nachgeben eines sog. Stoßhebels die Arbeitsbühne ein. Drei darauf stehende Arbeiter stürzten ab und wurden verletzt, einer davon tödlich. Die für die Verletzten und die Witve des tödlich Verunglückten von der Rheinisch-Westfälischen Baugewerksberufsgenossenschaft gemachten Aufwendungen verlangte die Berufsgenossenschaft gemäß § 903 RVO. von der die Arbeiten ausführenden Baufirma erstattet. Die Klage wurde indes vom Oberlandesgericht Düsseldorf und jetzt auch vom Reichsgericht abgewiesen. — Die reichsgerichtlichen Entscheidungsgründe siehe „Reichsgerichtsbriefe“. (VI 461/33. — 26. März 1934.)

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 32 vom 9. August 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. G 87 735. Gutchoffnungshütte Oberhausen Akt.-Ges., Oberhausen i. Rhld. Keilbock für Wanderfeiler. 14. IV. 32.
- Kl. 19 a, Gr. 24. H 134 762. Ferdinand Haupt, Frohburg, Bez. Leipzig. Schienenbefestigung für Baggergleise auf Unterlegplatten mittels Klauen und diese sichernder Keile. 10. I. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 28/55. H 138 179. August Hermes, Leipzig. Aufhängung von nach beiden Seiten rückenden Schubrollen für Gleisrückmaschinen; Zus. z. Pat. 600 354. 24. XI. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 28/55. H 138 180. August Hermes, Leipzig N 21. Vorrichtung zur Begrenzung der Schließbewegung der an einer Schiene angreifenden, als Hubrollen wirkenden Zwängrollen für Gleisrückmaschinen; Zus. z. Anm. H 137 295. 24. XI. 33.
- Kl. 20 b, Gr. 10. K 133 887. Knorr-Bremse Akt.-Ges., Berlin-Lichtenberg. Radreifen- oder Schienenschmiervorrichtung. 21. IV. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 5/02. V 29 798. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Weichenstellvorrichtung. 31. VII. 33.
- Kl. 34 j, Gr. 27/01. A 71 007. „Aufschwung“ Technik und Handel G. m. b. H., Berlin. Knotenpunktverbindung von Stäben oder Rohren mittels Rohrschellen. 26. VII. 33.
- Kl. 35 b, Gr. 3/09. K 130 678. Friedrich Köster, Heide i. Holst. Vorrichtung zum Schutz gegen das Herausstürzen aus der Luke eines Speichers mit Außen-Aufzugsvorrichtung. 3. VII. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 4. T 43 164. Karl Thürmer, Berlin-Mariendorf. Hohlwand oder Decke aus Platten, vorzugsweise Korksteinplatten. 19. X. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/01. L 79 882. Marcel Lallemand, Landrichamp par Givet, Ardennes, Frankreich; Vertr.: Dr.-Ing. G. Breitung, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Wohnhausbauzelle. 25. XI. 31. Frankreich 25. XI. 30.
- Kl. 57 c, Gr. 1. N 35 541. Normaton Filmgesellschaft m. b. H., Berlin SW 11. Filmaufnahme-Atelier. 26. VII. 33.
- Kl. 57 c, Gr. 1. N 35 649. Normaton Filmgesellschaft m. b. H., Berlin SW 11. Filmaufnahme-Atelier; Zus. z. Anm. N 35 541. 24. VIII. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/05. S 112 096. Synthogel G. m. b. H., Hannover-Wülfel. Verfahren zur Herstellung von Kunststeinmassen aus Zement; Zus. z. Pat. 591 792. 13. XII. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 18/03. B 158 743. Harry Tristram Bellamy, Belvidere, State of Illinois, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. B. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur Herstellung poröser Körper, wie Ziegel o. dgl. 12. XII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 21/03. J 47 051. Dr. Eberhard Jahns, Zülchow b. Stettin. Verfahren zur Herstellung eines hydraulisch wirkenden Zusatzstoffes für Bindemittel, Mörtel und Beton. 26. IV. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 121. D 66 298. Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft, Reichsbahn-Zentralamt für Rechnungswesen, Berlin. Aus zwei gelenkig miteinander verbundenen Teilen bestehende Auffahrrampe. 19. VII. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 125. B 160 079. Bleichert-Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Haldenschüttvorrichtung mit vom Kabelbagger beschickten und mit schwenkbarem Abwurfband versehenen Abraumunker. 13. III. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 2. V 30 012. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Pfahlhaube für Eisenpfähle. 11. X. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 123 517. Herbert Münch, Herten i. Westf. Pfahlauszieher mit feststehendem Zylinder und aufwärts schlagendem Kolben. 6. XI. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 3. T 42 867. Johann Peter Tobes, Luxemburg; Vertr.: M. Kulemann und Dr.-Ing. W. Stuhlmann, Pat.-Anwälte, Bochum. Bagger zum Lösen und Laden von Baggergut; Zus. z. Pat. 580 824. 2. VIII. 33.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 16. August 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 11. Sch 93 546. Max Schneider, Duisburg-Ruhrort. Sicherheitsverzugsseisen. 14. III. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 2. Sch 96 690. Georg Schwabach, Berlin-Charlottenburg. Eisenbahnunterschwellung. 30. I. 32.
- Kl. 19 c, Gr. 11/10. M 107 659. Henriette Müllers, geb. Hoeren, Hans Müllers und Carl Heinz Müllers, Köln-Nippes. Vorrichtung zur Herstellung von aus Einzelplatten oder -blöcken bestehenden Betondecken; Zus. z. Pat. 567 464. 26. XI. 28.
- Kl. 19 d, Gr. 3. K 127 186. Kelle & Hildebrandt G. m. b. H., Niedersiedlitz b. Dresden. Rauchschutztafelanordnung für Eisenbahnunterführungen. 3. X. 32.
- Kl. 20 g, Gr. 1/02. E 44 419. Martin Eichelgrün & Co., Frankfurt a. M. In beiden Richtungen befahrbare pendelnde Kletterdrehscheiben; Zus. z. Pat. 570 681. 1. VII. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 11/01. O 20 836. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Elektrische Überwachung für Weichen und Signale. 11. IX. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. D 65 149. Dominik Drescher, Beuthen i. O.-S. Verfahren zur Herstellung von Hohlsteindeckenbalken. 21. I. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. D 65 793. Dominik Drescher, Beuthen i. O.-S. Verfahren und Kernschalung zur Herstellung von Hohlsteindeckenbalken; Zus. z. Anm. D 65 149. 2. V. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 4/02. H 111 153. Frank Humphris, Parkstone, Grafenschaft Dorset, England; Vertr.: E. Lamberts, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Stoßverbindung für zwei mit Durchbrechungen versehene Blechtafeln eines Metallgitterwerkes für Bauzwecke. 23. IV. 27. Großbritannien 24. VIII. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 5/02. P 65 083. Herbert Leonard Plummer u. Davis Lambert Irwin, London; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Ebene Metallabdeckplatte; Zus. z. Pat. 552 785. 1. IV. 32. Großbritannien 22. IV. 31 und 7. I. 32.
- Kl. 45 k, Gr. 5/03. M 118 549. Dr. Dr.-Ing. Friedrich Moll, Berlin-Südende. Schutzvorrichtung zum Fernhalten schädlicher Insekten, z. B. Termiten und Ameisen, von Gebäuden und ihren Fundamenten. 2. II. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 1/07. D 66 960. Dewey and Almy Chemical Company, North Cambridge, Massachusetts, V. St. A.; Vertr.: Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M., und Dr. M. Eule, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Mörtel. 18. XI. 33. V. St. Amerika 21. XI. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 1/07. D 67 009. Dewey and Almy Chemical Company, North Cambridge, Massachusetts, V. St. A.; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M. und Dr. M. Eule, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Mörtel; Zus. z. Anm. D 66 960. 25. XI. 33. V. St. Amerika 12. XII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 3/01. R 87 077. Riverside Cement Company, Los Angeles, Kalifornien, V. St. A.; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw. Berlin SW 61. Portlandzement mit geringer Erhaltungswärme. 25. I. 33. V. St. Amerika 2. II. 32 und 19. XII. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 5/04. P 67 938. Arthur Oscar Purdon, Ixelles-Brüssel; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Verfahren zur Herstellung von Zement und Beton mit hohem Anfangswiderstand. 26. VII. 33. Belgien 24. IV. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 117 994. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Einrichtung zum Fördern des im Tagebau gewonnenen Gutes, insbes. Braunkohle. 11. XII. 31.
- Kl. 84 a, Gr. 3/02. P 66 716. Preußischer Staatsfiskus, Berlin. Sohlendichtung für bewegliche Wehrverschlüsse. 29. XII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 6. D 230. Josef Dapper, Düsseldorf. Vorrichtung zum Durchführen einer vorübergehenden Versteinung von Bodenschichten. 28. IV. 30.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 118 490. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Eimerkettenbagger mit einem mittels eines Drehkranzes schwenkbaren Baggerobergestells. 19. I. 31.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Sitte, K. F.: Mehrstufige Rahmenformeln. Flotte Verfahren und bequeme Formeln für zehntausende von praktischen Fällen nebst den allgemeinen Grundformeln, einer Anleitung, Zahlenbeispielen und Quellenangaben. I. Band: Einführung, Anwendungsbeispiele, Belastungsgrößen, Durchlaufbalken. DIN A 5. 238 Seiten mit 39 Textabbildungen. Verlag Rudolf M. Rohrer, Brünn 1934. Preis geh. RM 8,—.

Der Anwendung gebrauchsfertiger Formeln zur Rahmenberechnung sind dadurch Grenzen gesetzt, daß die Gleichungen nicht zu verwickelt werden dürfen. Tragwerkform, Querschnitts- und Belastungsverhältnisse müssen also auf verhältnismäßig einfachere Fälle beschränkt werden. Es liegt in der Natur der Sache, daß in der Praxis immer wieder Fälle auftreten, die man in den vorhandenen Formelsammlungen vergeblich sucht. Hier empfiehlt sich die Anwendung von Hilfsmitteln für die einzelnen Stufen der Rechnung, nämlich für die Belastungsstufe (d. i. der nur von den Belastungen abhängige Teil der Rechnung) bzw. der (nur von den Tragwerkeigenschaften abhängigen) Rahmenstufe. Die Rechnung wird so auch durchsichtiger und leichter zu kontrollieren.

Der vorliegende I. Band gibt eine sehr vollständige Übersicht der Methoden zur Rahmenberechnung, eine umfangreiche Sammlung von Belastungshilfsgrößen und schließlich „Rahmenformeln“ für den Durchlaufbalken. Bemerkenswert sind die zahlreichen Literaturangaben in 351 Nummern: Im ganzen eine trotz des kleinen Umfangs überraschend reichhaltige Zusammenstellung, in der man viele wertvolle Hinweise findet und die man mit Nutzen als Ergänzung der vorhandenen Hilfsmittel benutzen kann. Ferd. Schleicher, Hannover.

Bay, Hermann: Die Dreigelenkbogenscheibe. Versuche und Theorie über die Mitwirkung des Gewölbeaufbaus beim Dreigelenkbogen. 18,5 × 27 cm. IV/31 Seiten mit 48 Textabbildungen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Berlin 1934. Preis geh. RM 4,—.

Bei der Berechnung von Gewölben wird die Mitwirkung der Zwickelscheiben bei der Aufnahme der Lasten nicht mitgerechnet, trotzdem aus Messungen bekannt ist, daß sie einen wesentlichen Einfluß auf das Kräftebild haben. Die vorliegende Arbeit behandelt den Spannungszustand, wenn die Bogen mit den Zwickeln als einheitliche Bauglieder wirken. Es wird ein ebener Spannungszustand vorausgesetzt, um die Methoden der Photoelastizität anwenden zu können. Der Verf. gibt die Spannungstrajektorien für Einzellasten und verteilte Belastung von Dreigelenkbogenscheiben verschiedener Pfeilverhältnisse und mehrere Formen der unteren Bogenlaibung. Die Spannungsverteilung über die Querschnitte der Scheibe wurde aus dem Gangunterschied der beiden polarisierten Lichtstrahlen gemessen. In der Nähe der Kämpfer- bzw. Scheitelgelenke ergibt sich dabei weitgehende Übereinstimmung mit den Werten nach der üblichen Biegungstheorie. Die Spannungsverteilung über den Eckquerschnitt wird an einer halbkreisförmigen Ersatzscheibe studiert. Auch hier ergibt sich für den Mittelquerschnitt eine praktisch genügende Annäherung durch die Navier'schen Annahmen. Die bei der spannungsoptischen bzw. theoretischen Untersuchung erhaltenen Ergebnisse gestatten somit eine einfache Anwendung auf die Berechnung der ebenen Dreigelenkbogenscheiben. Die Übertragung auf den Fall von Bogenscheiben mit T-förmiger Verstärkung kann sinngemäß erfolgen.

Die kleine Schrift bringt eine weitgehende Klärung der im Untertitel der Arbeit bezeichneten Fragen. Ihre Durchsicht ist sehr zu empfehlen. Die Schlußfolgerungen laden wegen ihrer Einfachheit zur praktischen Anwendung ein. Ferd. Schleicher, Hannover.

Späth, W.: Theorie und Praxis der Schwingungsprüfmaschinen. Anleitung zur Ausführung und Auswertung dynamischer Untersuchungen mit Hilfe künstlicher Erschütterungen. 16 × 24 cm. VI/98 Seiten mit 48 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1934. Preis geh. RM 12,—.

Zur Untersuchung der Schwingungen mechanischer Systeme hat man bisher zwei Wege benutzt. Der eine bestand in der mathematischen Durchrechnung der zu erwartenden Erscheinungen, der zweite in der Anwendung geeigneter Meßinstrumente zur Verfolgung der Vorgänge, die sich an dem fertigen Bauwerk unter praktischen Betriebsbedingungen einstellen. In dem vorliegenden Büchlein wird als dritter Weg ein rein dynamisches Prüfverfahren beschrieben, bei dem das gegebene System

durch ein anderes „ersetzt“ wird, das dieselben dynamischen Kennwerte: Masse, Federkonstante und Reibungswiderstand besitzt, und das durch die Fliehkräfte exzentrisch gelagerter rotierender Massen belastet wird. Es wird dann untersucht, welche Wirkung derartige Belastungen auf das System haben. Prüfeinrichtungen zur bequemen Ausführung derartiger Versuche werden Schwingungsprüfmaschinen oder kurz Schwinger genannt. (Dieses Wort hat sich jedoch in einer etwas anderen Bedeutung bereits eingebürgert.) Insbesondere werden die Resonanzerscheinungen untersucht, die sich unter der Anwendung von derartigen Belastungen verschiedener Stärke und Frequenzen einstellen.

Diese dynamische Verfahren haben mannigfache Vorzüge: 1. können durch die exzentrisch gelagerten Schwungmassen große Prüfkraft bei kleinstem Aufwand an technischen Hilfsmitteln ausgeübt werden, 2. besteht die Möglichkeit der Belastung in jeder beliebigen Richtung, 3. rasch wechselnde Belastungen auszuführen und 4. diese Belastungen in einfacher Weise zu regeln. Diese Untersuchungen haben die Grenzen der Prüftechnik wesentlich erweitert, und insbesondere in der letzten Zeit sind hierbei in fast allen Zweigen der Technik, im Brückenbau, Schiffbau, Maschinenbau, Flugzeugbau, in der Erdbaumechanik, Werkstoffprüfung, die sich dieser Methoden bedienen, wesentliche Fortschritte erzielt worden. Neben einer sehr ansprechend geschriebenen und sehr vollständigen Darlegung dieser verschiedenen Anwendungsgebiete enthält das Buch eine allgemeine Erklärung der Haupteigenschaften der Schwingungen mit Benützung der Vektordarstellung, die dem Werkchen auch die erforderliche theoretische Grundlage verleiht.

Th. Pöschel.

NEUERSCHEINUNGEN.

Boerner, Fr.: Statische Tabellen. Amtliche Vorschriften, Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. Zehnte, nach den neuesten Bestimmungen bearbeitete Auflage. 15 × 21 cm. 2. (Schluß-) Lieferung. Seiten 273—420. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 4,—.

(Bespprechung siehe anläßlich des Erscheinens der 1. Lieferung. Bauing. (1934) Heft 3/4.

Betonstraßenbau in Deutschland. Ausgabe 1934. Herausgegeben vom Deutschen Zementbund G. m. b. H. (Zementverlag G. m. b. H., Berlin-Charlottenburg) 1934. 15,5 × 23 cm. 96 Seiten und 40 Bildtafeln. Preis RM 2,40.

Spramex und Mexphalt im Wasserbau. Herausgegeben von der Rhenania-Ossag Mineralölwerke A.-G., Hamburg. 15 × 21 cm. 82 Seiten mit 63 Textabb.

Auf Wunsch können Interessenten Exemplare dieser Druckschrift bei der herausgebenden Firma, Hamburg 1, Alsterufer 4/5, kostenlos erhalten.

Finger, Fr. A. und Brusck, G.: Straßenbau. Brief 1 der Technischen Selbstunterrichts-Briefe, System Karnack-Hachfeld. 15,5 × 23,5 cm. 32 Seiten mit 11 Textabb. Verlag Bonneß & Hachfeld, Potsdam. Subskriptionspreis pro Brief RM 0,90.

Pozdëna, R.: Meter und Kilogramm. Entstehung und Sicherung des internationalen metrischen Maßsystems. Math.-Phys. Bibl. Reihe I, Bd. 76. Verlag von B. G. Teubner in Leipzig und Berlin, 1934. Preis kart. RM 1,20.

Schlegelberger, P.: Mittelbare Ableitung und Talsperrenklausel nach dem Preußischen Wassergesetz. Nr. 35 der Mitteilungen des Reichsverbandes der Deutschen Wasserwirtschaft (Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V.) Berlin-Halensee 1934. Din A 5. 28 Seiten. Zu beziehen durch die Verbandsgeschäftsstelle, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrichstr. 50. Preis RM 1,50.

Verdeutschung technischer Fremdwörter. 2. Auflage, Juni 1934. Herausgegeben vom Deutschen Verband technisch-wissenschaftlicher Vereine, Berlin NW 7. 15 × 21 cm. 19 Seiten. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin NW 7. Preis RM 0,10.