

DIE BAUTECHNIK

11. Jahrgang

BERLIN, 14. Juli 1933

Heft 30

Alle Rechte vorbehalten.

Die Fortschritte im italienischen Straßenbau.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Neumann, Technische Hochschule Stuttgart.

Aus Anlaß der Feier des 10 jährigen Bestandes der Faschistischen Regierung ist eine Denkschrift der Azienda Autonoma Statale della Strada (A.A.S.S.) über ihre vierjährige Tätigkeit von 1928 bis 1932 herausgegeben worden, die die Fortschritte im Landstraßenbau in Italien schildert, die dem, der Gelegenheit gehabt hat, in den letzten Jahren wiederholt Italien zu besuchen, auch schon durch den Augenschein offenbar geworden sind. Nicht nur die großen Automobilstraßen von Mailand nach den Seen, Rom-Ostia und Neapel-Pompeji (über die beiden letztgenannten habe ich in der Bautechn. 1930, Heft 7, S. 90ff. berichtet!) liefern heute den Beweis, daß Italien sich auf den Kraftwagenverkehr umgestellt hat; auch das bestehende Straßennetz ist in den letzten vier Jahren einer Erneuerung und Umgestaltung unterzogen worden, die den faschistischen Schwung, wie er sich in vielen anderen Unternehmungen gezeigt hat, auch hier erkennen läßt. Durch Gesetz vom 17. Mai 1928 ist eine besondere Unternehmung, die A.A.S.S., geschaffen worden, die unabhängig vom Staate, sowohl verwaltungstechnisch wie finanziell arbeitet.

Bis zum 30. Juni 1932 sind die folgenden Deckenbefestigungen ausgeführt worden:

A. Oberflächenbehandlungen.

Type 1. Ein- oder mehrmalige Teerung	76,406 km
2. Erst Teerung, dann Bitumenemulsion	357,255 „
3. Zweimalige Behandlung mit Bitumenemulsion	6432,518 „
4. Erst Teerung, dann Bituminierung im Heißverfahren	135,540 „
5. Erst Bitumenemulsion, dann Bituminierung im Heißverfahren	141,873 „
	<u>7143,592 km</u>

B. Decken von mittlerer und vollkommener Dauerhaftigkeit

Type 1. Penetration	41,665 km
2. Besondere Schutzdecken	49,676 „
3. Bituminöse Steinschlagdecken	173,377 „
4. Stampfasphalt	71,961 „
5. Beton	62,983 „
6. Pflasterungen in Hartgestein	150,207 „
	<u>549,869 km</u>
Insgesamt	7693,461 km



Abb. 1. Das Netz der italienischen Landstraßen und Autobahnen.

Die A.A.S.S. hat ein Straßennetz von 20 623 km übernommen, meist von den Provinzen und Gemeinden, dessen Ausbau durchzuführen ist. Hierzu sind inzwischen als neue Verbindungstraßen noch 450 km gekommen, die das Netz vervollständigen sollen. Eine Karte mit dem gesamten italienischen Straßennetz gibt Abb. 1, in der auch die besonderen Autobahnen eingetragen sind. Von diesem nach einheitlichen Gesichtspunkten unter Berücksichtigung der Verkehrsbedürfnisse ausgearbeiteten Straßennetze werden Ende 1933 etwa 10 000 km hergerichtet sein. Der Bericht gibt einige Angaben über das bis zum 30. Juni 1932 Geleistete. — Auch in Italien hat man die Instandsetzung der Straßen mit einfacheren Mitteln begonnen, um recht große Leistungen mit den vorhandenen Geldmitteln erzielen zu können.

1) S. a. Verk.-T. 1931, Heft 2, Die Verkehrsentwicklung auf den italienischen Autostraßen.

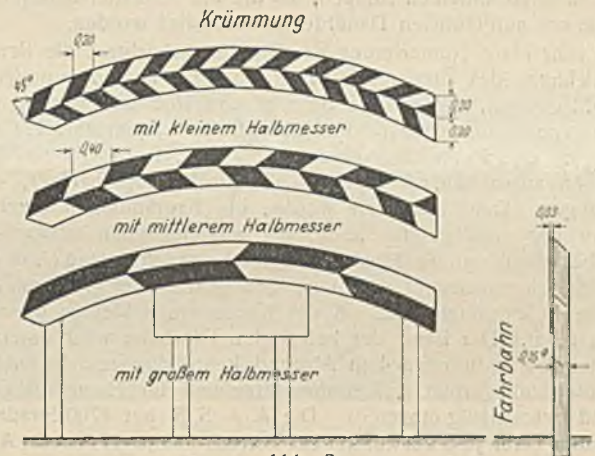


Abb. 2. Kennzeichnung der Kurven nach der Größe ihrer Halbmesser.

Die Bevorzugung der Bitumenemulsionen ist bezeichnend. Da Italien nur wenig Teer und kein Bitumen hat, müssen beide Stoffe eingeführt werden. Das aus italienischen Kalksteinasphalt ausgeschmolzene Bitumen eignet sich nicht zur Emulgierung. Offenbar hat man auch mit Rücksicht auf die hohen Tagestemperaturen Bitumen dem Teer vorgezogen.

In der Ausführung waren 1932 noch 1178 km in Oberflächenbehandlung und rd. 135 km Dauerdecken begriffen. Selbstverständlich sind mit diesen Arbeiten auch zugleich Linienverbesserungen durchgeführt worden, und zwar 429 Linienverlegungen von etwa 330 km Länge, bestehend in Begrädnungen, Verbesserungen der Sicht, Abflachung der Krümmungen und Beseitigung sonstiger Mängel. Außerdem sind 457 Brücken bis 10 m Stützweite, 109 von 10 bis 50 m und 30 von mehr als 50 m Stützweite umgebaut oder erneuert worden. Von den vorhandenen 856 schienengleichen Übergängen, davon 215 unbewacht, sind 65 beseitigt. Die einheitliche Verwaltung für das gesamte Staatsgebiet hat es ermöglicht, die besonders wichtigen Linien für den Verkehr und die Touristik besonders bevorzugt zu behandeln. Zu den letzteren rechnen die Via Julia von Triest nach Monfalcone, die Straßen am Simplon und Lago Maggiore, am Comer See und Splügen-Paß und am Brenner. In Sizilien, das durch Eisenbahnen wenig erschlossen ist, hat man das Straßennetz weitgehend ausgebaut, vornehmlich die am Fuß des Ätna und am Ionischen Meere entlang führenden Straßen.

Die großen Verbindungslinien Rom—Rimini, Rom—Neapel, Rimini—Mailand (die alte Via Ämilía), die Via Aurelia von Rom bis zur französischen Grenze, von Turin nach Padua und die Straßen entlang der Küste am Adriatischen Meere sind vorzugsweise in Angriff genommen. Man erkennt

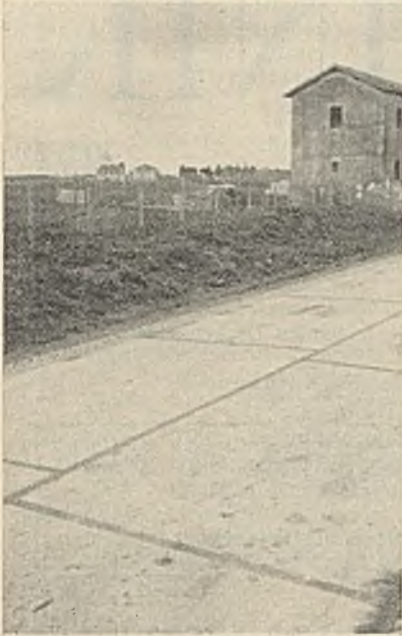


Abb. 3.
Betonstraße Via Aurelia bei Rom.

daraus, welche Vorteile es bietet, wenn die Verwaltung des Hauptstraßennetzes in einer Hand liegt und die zur Verfügung stehenden Mittel auf bestimmte vordringliche Arbeiten vereinigt werden können. Die aus den Hauptstädten Rom, Mailand, Genua, Neapel u. a. ausstrahlenden Straßen, als die am stärksten belasteten, sind mit den zuvor aufgeführten Dauerdecken befestigt worden.

Eine sehr klare Numerierung der Straßen erleichtert die Benutzung. Die Bezeichnung des alten römischen Reiches hat auch dem neuen Italien als Vorbild gedient, indem alle Straßen von Rom aus gezählt werden. Vier Arten von Kennzeichen sind an den Straßen angebracht: 1. Gefahrenzeichen nach den internationalen Abmachungen, 2. besondere Hinweise, wie Straßenbauarbeiten, Ableitungen, 3. Entfernungsanzeiger, 4. Ortsbezeichnungen. Ganz besonders werden die Krümmungen durch breite Bänder an der einbiegenden Seite, die aus liegenden schwarz-weißen Strichen bestehen, und an Pfosten in Sehhöhe errichtet sind (Abb. 2), sehr auffällig gekennzeichnet, wobei aus geringerem oder größerem Abstand der Striche zu entnehmen ist, ob die Kurve einen kleinen oder großen Halbmesser hat. Der Rand der befestigten Fahrbahn wird durch kleine weiße Holzpflocke in etwa 4 m Abstand kenntlich gemacht. Abschrankungen, Materiallagerplätze, Aufseherplätze und ihr Handwerkzeug sind genau und zweckmäßig eingeteilt. Die A. A. S. S. hat 4700 Straßenwärter übernommen. Auf je 5 km kommt ein Wärter, auf je 42 km ein Aufseher. Man gewinnt beim Befahren der Straßen den Eindruck, daß die Straßen auch sorgfältig und unter Verwendung des besten Gerätes unterhalten werden.

Wie schon aus der vorstehenden Zusammenstellung zu ersehen, sind die auch sonst üblichen Deckenbefestigungen angewendet worden. Italien hat zwar viel Kalksteinasphalt (in den Abruzzen und Sizilien), aber seine Verwendung zu Stampfasphalt ist wegen der Schlüpfrigkeit fast aufgegeben worden. Es sind indessen Versuche unternommen worden, den Kalksteinasphalt im Landstraßenbau in anderer Form zu verwenden. Im Herbst 1932 hatte ich Gelegenheit, auf der nach Tivoli führenden Straße diese Versuche kennen zu lernen. Die Oberfläche der Schotterlage wird mit Gasöl, das bei der Extraktion von Bitumen aus Kalksteinasphalt gewonnen wird, besprengt und dann Stampfasphaltnmehl mit mindestens 12% Bitumengehalt kalt mit Splittzusatz, der auch mit 1% mit Öl umhüllt ist, aufgebracht und eingewalzt. Dieses an und für sich recht ursprüngliche Verfahren scheint nicht ohne Erfolg gewesen zu sein, denn wie aus dem Bulletin des Verbandes Internationaler Straßenkongresse vom Januar/Februar 1933 zu entnehmen ist, soll dieses Verfahren in der Straßenbauversuchsanstalt von Prof. Vandone in Mailand einer wissenschaftlichen Untersuchung unterzogen werden. Zweifel sind zu erheben, ob bei der hohen Tagestemperatur in Italien der Stampfasphalt mit so hohem Bitumengehalt nicht weich wird. Das Walzen des Stampfasphalts ist nur deshalb möglich, weil er kalt eingebracht und durch den Zusatz von Splitt griffliger gemacht wird.

Um die nach Rom führenden Straßen in einen dem Verkehr entsprechenden Zustand zu versetzen, ist vor einigen Jahren ein umfangreiches Bauprogramm ausgearbeitet und durchgeführt worden, bei dem auch Beton als Straßenbefestigung in großem Ausmaß verwendet worden ist. Ich hatte Gelegenheit, unter sachkundiger Führung einige Straßen-

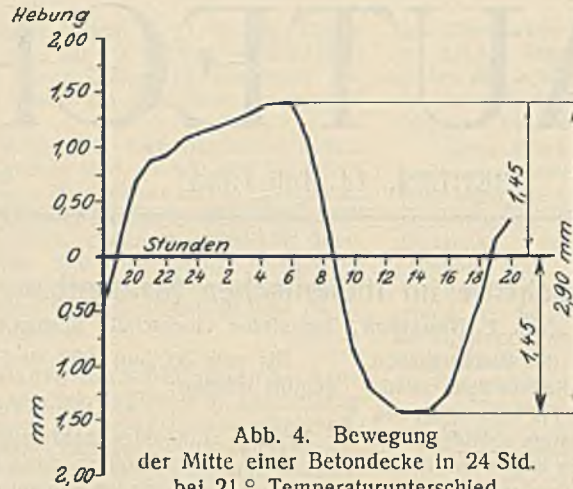


Abb. 4. Bewegung
der Mitte einer Betondecke in 24 Std.
bei 21° Temperaturunterschied.

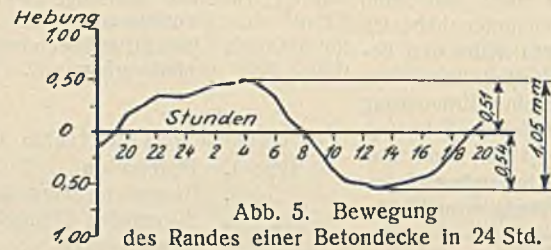


Abb. 5. Bewegung
des Randes einer Betondecke in 24 Std.
bei 21° Temperaturunterschied.

stücke zu besichtigen und von einem Ingenieur der A. A. S. S. mit den erforderlichen Unterlagen versehen zu werden.

Beton ist auf der Via Aurelia, die von Rom in Richtung Civitavecchia, Pisa, Genua führt, sowohl auf der Staatsstrecke wie auf der im Weichbilde Roms liegenden Strecke als Belag angewendet worden.

Auf diesem Teile der Straße ist 1 km in Soliditbeton, 2 km in gewöhnlichem Zement ausgeführt. Zugleich ist diese Strecke als Probestrecke benutzt worden, um Erfahrungen mit der Art des Zuschlaggesteins und die Fugenentfernung zu sammeln. Gesamtbreite 8 m, davon 6 m Betonbefestigung. Da diese Straße einen lebhaften Verkehr auch von Stadtomnibussen hat, mußte sie halbseitig ausgebaut werden. Da mit späterem Anbau gerechnet wird, sind alle 50 m Betonrohre winkelmäßig zur Straßenachse verlegt worden, um später die öffentlichen Versorgungsleitungen von einer Straßenseite zur andern durchführen zu können.

Der Unterbau ist, abgesehen von einigen Linienverbesserungen und Verbreiterungen, der aus der Römerzeit stammende, auf dem ein in den letzten Jahren aufgetragener, stark abgefahrener Asphaltmakadam sich befand. Der Deckenquerschnitt ist der übliche — zweischichtig. Die obere Schicht ist 5 cm, die untere 10 cm dick. Der Rand ist auf 22 cm verstärkt. Schon wegen der halbseitigen Ausführung mußte eine Mittelfuge vorgesehen werden, aber auch um die sonst unvermeidlichen Längsrisse zu verhüten. Um ein Anhaften in der Fuge zu vermeiden, ist die Fugenfläche mit Bitumen angestrichen. Auf einer kurzen Strecke ist eine Verbindung zwischen beiden Plattenhälften durch einen Dübel nach Abb. 8 hergestellt. Die Fugenentfernung beträgt 6 bis 6,50 m, um Querrisse zu vermeiden. Diese Entfernung habe ich auch in den V. St. A. als zweckmäßigste vorgefunden²⁾. Die Fugen sind in den beiden Hälften gegeneinander um 0,8 m versetzt, wie Abb. 3 erkennen läßt. Die an den deutschen Betonstraßen beobachteten Querrisse, die von der Fuge der einen Platte auf die andere übergreifen, sind hier bisher nicht aufgetreten, weil die Eisenbewehrungen der halbseitigen Platten getrennt sind, dagegen sind einige Eckabbrüche festzustellen.

Die Fugen haben 10 mm Spielraum, sind also Raumbefugen. Gegen den Beton ist beiderseits eine 0,5 mm dicke Dachpappe gelegt, zwischen die das Bitumen eingefüllt wird.

Man hat versucht, um an Kosten zu sparen, mit möglichst geringen Deckendicken auszukommen, und sich dabei von dem Gedanken leiten lassen, daß infolge von Temperatureinflüssen eine Hebung und Senkung der Betonplatten eintritt, womit unter Umständen Rissebildung verbunden sein kann, und daß diese Bewegungen sich in geringerem Maße einstellen werden, wenn die Platten möglichst dünn gemacht werden, weil dann der Wärmedurchgang sich schneller vollzieht. Die Bewegungen werden wesentlich geringer ausfallen, wenn die Temperaturunterschiede zwischen der Ober- und Unterseite nicht mehr so groß sind und die Platte aus einer Mischung hergestellt wird. Man hat diese Frage auch auf Strecken der Via Aurelia untersucht und festgestellt, daß bei einer Deckendicke von 15 cm und einem Temperaturunterschied von 21° innerhalb 24 Std. die Höhenlage der Deckenmitte sich um 2,9 mm bewegt (Abb. 4). An der Kante beträgt diese Bewegung nur 1,05 mm (Abb. 5). Je geringer die Deckendicke ist, desto schneller wird der Temperaturengleich sich durch die Decke hindurch vollziehen, desto geringer werden die Temperaturunterschiede an den beiden entgegengesetzten Flächen sein, so daß die Bewegungen geringer sein werden. Im allgemeinen haben die Decken 15 bis 20 cm Dicke und 25 cm auf den städtischen Straßen mit schwerem Verkehr. Es sind aber auch Versuche mit geringeren Dicken gemacht worden, wenn der Unterbau aus sehr widerstandsfähigem Makadam bestanden hat. Allerdings sollen solche Decken sich schlecht gehalten haben, weil sie die durch den Verkehr hervorgerufenen Biegezugspannungen nicht haben übernehmen können. Meist sind die Decken zweischichtig ausgeführt wegen des noch starken Verkehrs von Pferden und eisernen Reifen.

Um den Einfluß dieser für Beton ungünstigen Inanspruchnahme festzustellen, ist in Oberitalien im Jahre 1929 eine Probestrecke in verschiedenen Ausführungen und Baustoffzusammensetzungen angelegt und einer starken Belastung durch Pferdefuhrwerke ausgesetzt worden. Darüber befindet sich eine ausführliche Abhandlung in den Berichten zum 6. Internationalen Straßenkongreß in Washington (Bericht Nr. 11).

²⁾ Neumann, Neuzeltlicher Straßenbau, 2. Aufl., S. 145.

Für die untere Schicht werden zur Zeit 250 bis 300 kg Zement/m³, für die obere 500 bis 600 kg/m³ verwendet. Die Abmessungen der Abnutzungsschicht schwanken zwischen 2 und 7 cm. Eiseninlagen werden im allgemeinen wegen der hohen Kosten nicht angewendet. Nur bei Straßenbauten in Rom auf aufgeföhltem Gelände habe ich die Verwendung einer sehr kräftigen Bewehrung beobachtet. Auf der dem Staate gehörenden Strecke der Via Aurelia, und zwar im Anschluß an die schon behandelte städtische Straße und auf einer Umgehungsstraße bei Civitavecchia sind Versuche mit geringeren Dicken gemacht worden, und zwar auf einer Länge von mehreren Kilometern mit 17 cm Dicke ohne Randverstärkung (Abb. 6b). Die Deckenfelder sind 10 m lang und 6 m breit ohne Mittelfuge. An den Fugen wird die fettere obere Mischung in voller Dicke ausgeführt (Abb. 7). Dieselbe Form ist auf 377 m in nur 12 cm Dicke auch zweischichtig nach Abb. 6a angewendet. Die Betonplatte hat eine Längsfuge und in 6,5 bis 6,8 m Entfernung Dehnungsfugen, die nach Abb. 8 u. 9 verübelt sind.

Die untere Schicht hat 250 kg Zement/m³, 400 m³ Sand und 0,8 m³ Schotter in der Größe 15 bis 50 mm. Die Druckfestigkeit dieses Betons nach 28 Tagen hat 280 kg/cm² betragen. Die 4 cm hohe Abnutzungsschicht besteht aus 600 kg Zement/m³, 0,4 m³ Sand, grobem Granitzuschlag von Sardinien 0,8 m³ von 4 bis 40 mm Korngröße (also mit Grus und Splitt durchmischt). Die sehr geringe Dicke von 7 cm ist auf einer Strecke von 128 m gewählt (Abb. 6c). Sie ist noch unterteilt in vier Abschnitte von je 32 m Länge. Die Zusammensetzung der einzelnen Abschnitte ist die folgende:

	I	II	III	IV
Zement auf 1 m ³	Solidität	Granit Cement v. Civitavecchia 600 kg	Hochwertiger Zement (320 kg/cm ² nach 28 Tagen) 600 kg	Zement (280 kg/cm ² nach 28 Tagen) 600 kg
Zuschläge m ³	Sand 0,4 Schotter (30 bis 40 mm) 0,8	Sand 0,4 Schotter 0,8	Sand 0,4 Schotter 0,8	Sand 0,4 Schotter 0,8

Breite der Fahrbahn 7 m ohne Längsfuge. Nach den mir erteilten Auskünften soll diese Betondecke befriedigen.

Beton liegt auch auf der Via Appia, und zwar nicht auf der von den Römern erbauten, sondern in einer Parallelstraße, die für den heutigen Verkehr hergerichtet ist. Obwohl bei dieser Decke Quer- und Längsfugen vorgesehen sind, haben sich doch Risse gebildet, wie Abb. 10 erkennen läßt. Sie sind vielleicht darauf zurückzuführen, daß es sich um die ersten größeren Versuche mit Betonstraßen handelt, bei denen noch Erfahrungen gefehlt haben.

Eine Betondecke ist auch auf der Via Caselina (die nach Südosten führt) durch die Bauunternehmung Vianini ausgeführt worden. Für den Beton ist ein Spezialzement dieser Gesellschaft benutzt worden, der nach 28 Tagen eine Druckfestigkeit von 900 bis 1000 kg/cm² und nach 90 Tagen sogar 1300 kg/cm² aufweisen soll. Unter Verwendung von Basaltzuschlag hat der Beton eine Festigkeit nach 28 Tagen von 600 bis 700 kg/cm² erreicht, mit Granit nur etwa 80% dieser Festigkeit. Zylindrische Proben,

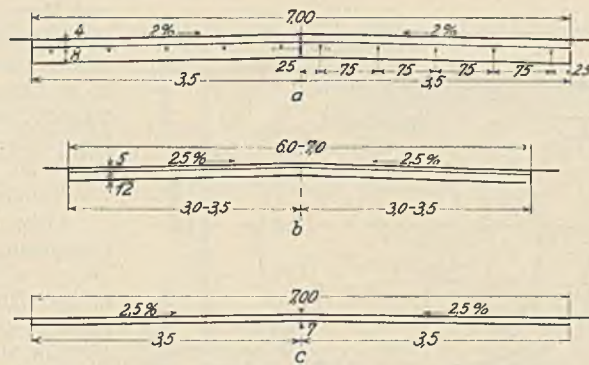


Abb. 6. Querschnitte von Betondecken.

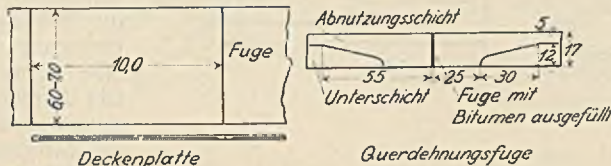


Abb. 7. Feldanordnung des Deckenquerschnittes 6b.

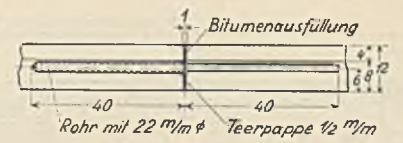


Abb. 8. Dübelanordnung.

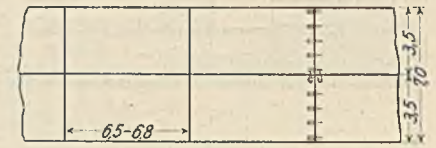


Abb. 9. Feldanordnung des Deckenquerschnittes 6a.

die aus der fertigen Decke herausgebohrt worden sind, haben eine Druckfestigkeit von 891 bis 960 kg/cm² gehabt.

Die Decke der Via Caselina ist mit einem Rex-Mischer erbaut worden, der Beton mit Handstampfer angestampft und mit Lehren abgezogen und gewalzt. Mit Ausnahme der Mischung ist nur Handarbeit angewendet worden.



Abb. 10. Betondecken auf der Via Appia.

Man erkennt, daß der Betonstraßenbau auch in Italien sich noch im Zustande des Versuches befindet. Das Materialprüfungsamt von Professor Vandone in Mailand, das vom italienischen Automobilklub gestiftet worden ist, befaßt sich besonders mit der wissenschaftlichen Untersuchung der Betondecken. Wenn auch Betondecken völlig aus im Lande gewonnenen Baustoffen hergestellt werden, so haben dennoch die hohen Kosten einer entsprechenden Anwendung entgegengestanden, zumal der Straßenverkehr in Italien erst einen, im Vergleich zu anderen Ländern, geringen Umfang angenommen hat. Es sollen deshalb, wie auch schon die Zusammenstellung auf S. 419 zeigt, die leichten Bauweisen unter Verwendung mit Bitumen bevorzugt werden. Da die Straßen meist auf tragfähigem Boden ruhen (Kalkstein oder Lava) und die klimatischen Verhältnisse günstig sind, wird mit dieser Befestigungsweise das Straßennetz am schnellsten in stand gesetzt werden können.

Alle Rechte vorbehalten.

Stahlskelettbau für ein Kabarett mit ausfahrbarem Dach.

Von Zivilingenieur Karl Wehner, Düsseldorf.

Anfang Februar d. J. wurde auf dem Ostwall in Krefeld ein Kabarett unter dem für die Krefelder Industrie bezeichnenden Namen „Seidenfaden“ eröffnet.

Es war die Aufgabe gestellt, auf gegebener, beschränkter Fläche einen möglichst großen freitragenden Raum zu schaffen. Ferner war verlangt, das Dach auszufahren, um die Möglichkeit zu haben, an schönen Tagen unter freiem Himmel zu sitzen. Gleichzeitig wollte man dadurch den unschätzbaren Vorteil einer schnellen und beliebig oft gewünschten Ent-

lüftung erzielen. Aus vorgenannten und auch aus wirtschaftlichen Gründen hat man sich zum Stahlskelettbau entschlossen.

Mit dieser Aufgabe wurde die „Eikomag“ (Eisenkonstruktionen und Maschinenfabrik Actengesellschaft, Düsseldorf-Benrath) betraut.

Abb. 1 zeigt den Grundriß des Gesamtbaues. Durch den Haupteingang gelangt man in einen etwa 200 m² großen Raum, der als Kaffee- und Restaurationsdiel nutzbar gemacht ist. Wandgemälde eines Krefelder Künstlers veranschaulichen Entstehung, Verarbeitung

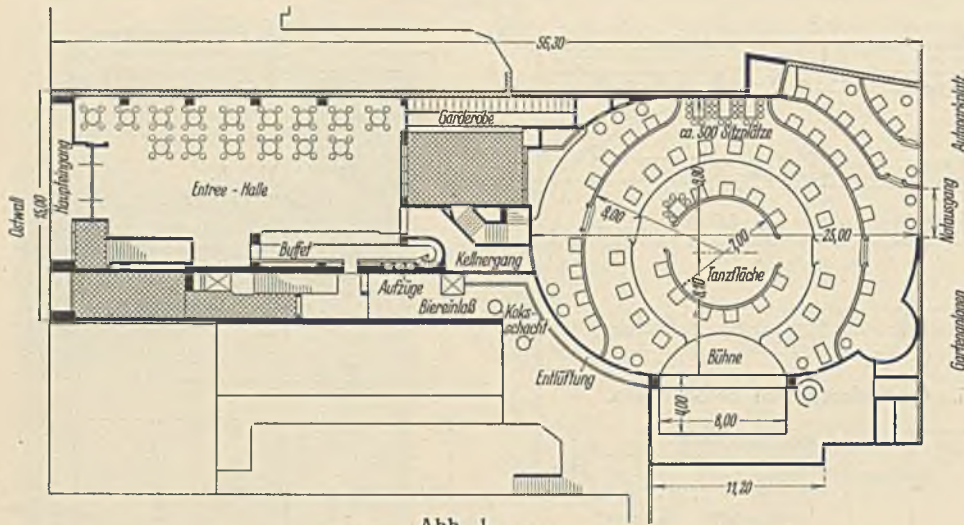


Abb. 1.

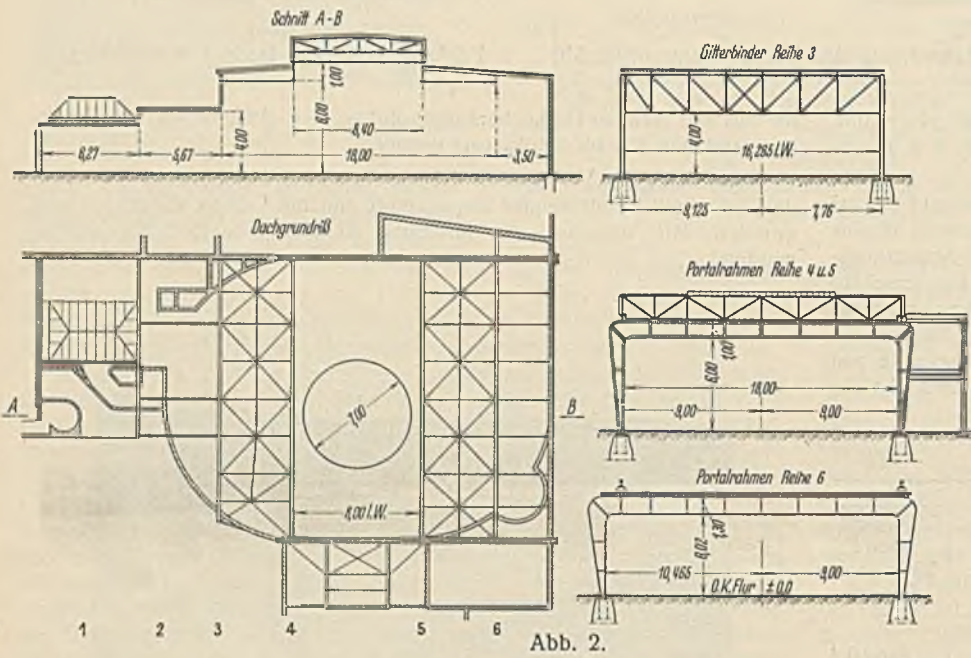


Abb. 2.

und Veredlung des Seidenfadens. Der anschließende Wandelraum mit der Kleiderablage führt in die Unterhaltungstätte, einen länglich-runden Raum von rd. 25 m Länge und 18 m Breite, der vollkommen freitragend konstruiert ist. Er faßt etwa 500 Personen. Die Bodenfläche ist stufenförmig ausgebildet. Vor der 8 m breiten Bühne liegt eine Tanzfläche von 7 m Durchm.

Über der Bühne ist das Dach einschließlich der eingebauten Beleuchtungsanlage in einer Größe von 18 x 8 m Fläche ausfahrbar (Abb. 3). Das Gewicht dieses fahrbaren Aufbaues beträgt 40 000 kg. Der Aufbau ist ausgebildet als fahrbare Brücke von 18,25 m Stützweite und 9,2 m Radstand, die in 3 min vollkommen geräuschlos ausgefahren werden kann. Dies geschieht durch eine elektrische Fernsteuerung, die im Beleuchterraum bedient wird. Die Fahrbewegung der Brücke ist nach beiden Seiten durch eine selbsttätig wirkende Endausschaltung begrenzt. Der Antrieb geschieht durch einen 5-PS-Motor, der mittels elastischer Kupplung und Schneckengetriebe die beiderseitigen Laufräder gleichzeitig antreibt und seine Stromzuführung durch eine freigespannte dreipolige Schleifleitung erhält.

Das feste Dach der Halle (s. Abb. 2) wird getragen von drei vollwandigen Portalrahmen, einem Gitterträger nebst zwei Stützen. Über der eigentlichen Bühne, im Abschnitt 4—5, sind außerdem zur Aufnahme eines Betondaches, sowie gelegentlicher Lasten einige Träger vorgesehen. Im Abschnitt 0—2 sind zwei Unterzüge und eine Stütze angeordnet, die ebenfalls die Lasten aus dem Eisenbetondach in die Mauer bzw. in das Fundament übertragen. Das Hauptdach im Abschnitt 4—5, das fahrbar ausgebildet ist, bewegt sich auf besonders vorgesehenen Laufbahnrägern mit Flachsenschienen, an denen auch die Schleifleitung angebracht ist. In Querrichtung des Gebäudes wird die Windbelastung durch die Portale aufgenommen. In der Längsrichtung überträgt die Giebelwand mit ihren Pfeilervorlagen die Windkräfte selbst. Zur Erzielung der erforderlichen Steifigkeit des Baues sowie Verringerung der Stielknicklängen der Portale sind senkrechte Längswandverbände angeordnet.

Belastungen.

a) Pletten:

max $l = 4,8$ m	max $b = 2,47$ m
Stegementdiele	90 kg/m ²
Pletten	10 "
Schnee	75 "
Wind	0 "
	175 kg/m ²
Putz	50 kg/m ²
	225 kg/m ²

b) Laufträger:

Eigengewicht der Eisenkonstruktion des fahrbaren Dachteiles	= 8,0 t
Dach: { Glas 35 kg/m ² } 0,11 · 9,8 · 8,4	= 9,1 t
{ Schnee 75 kg/m ² }	
Dach: { Steg- zement 85 kg/m ² } 0,16 · 2 · 4,23 · 8,4	= 11,4 t
{ Schnee 75 kg/m ² }	
Schutzdecke, Putz und Glas 0,040 · 18,26 · 8,4	= 6,2 t
Wandverkleidung Holz 0,040 · 1,8 · (2 · 18,26 + 2 · 8,4)	= 3,9 t
	= 38,6 t
je Laufrad also	38,6 : 4 = 9,65 t
aus Maschinenteilen	0,55 t
	R ₁ = 10,20 t.

Das Dach soll nur ohne Schnee verfahren werden, folglich

$$R_2 = 10,20 - 0,075 \cdot 4,2 \cdot 9,13 = 7,3 \text{ t.}$$

Für die Berechnung der Laufträger wird ein Raddruck von 7,5 t zugrunde gelegt.

Die Gesamtbauausführung lag in Händen der Firma Franz Schrüllkamp G. m. b. H., Krefeld.

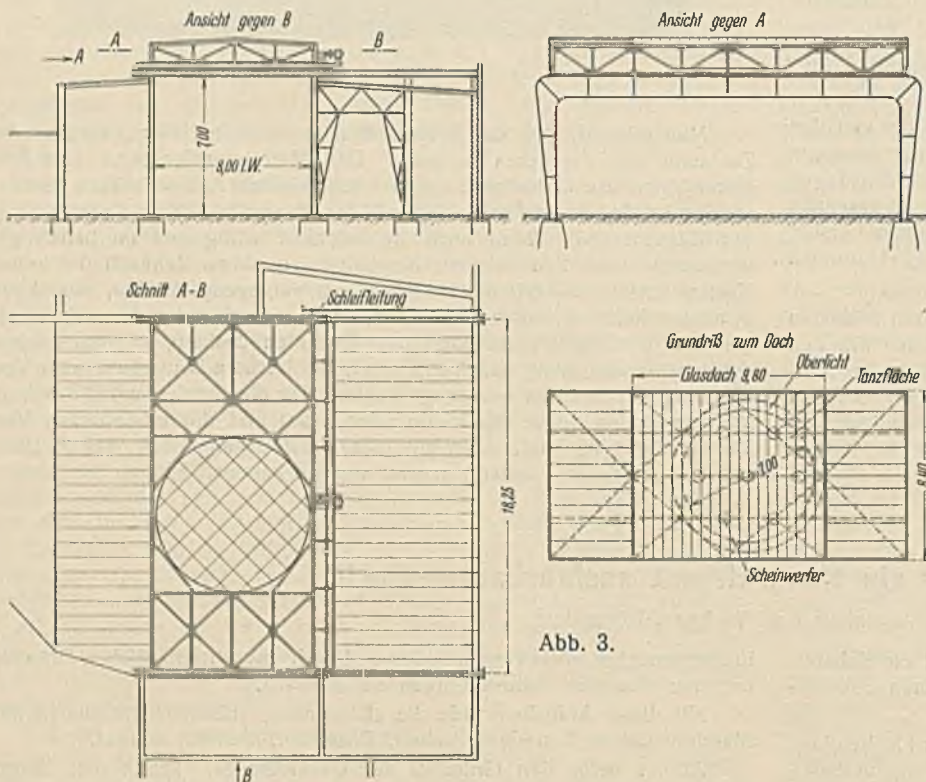


Abb. 3.

Alle Rechte vorbehalten.

Verbesserung der Einfahrt in den Schleusenkanal zu Dörverden.

Von Regierungsbauräten Odenkirchen und Prött, Hoya.

Bauveranlassung.

Der zur Schleuse Dörverden führende Schleusenkanal, der bei dem Orte Dörverden eine 6 km lange Weserschleife abschneidet, zweigt aus einer Weserkrümmung in einem geringen Winkel zur Tangente ab (Abb. 1).

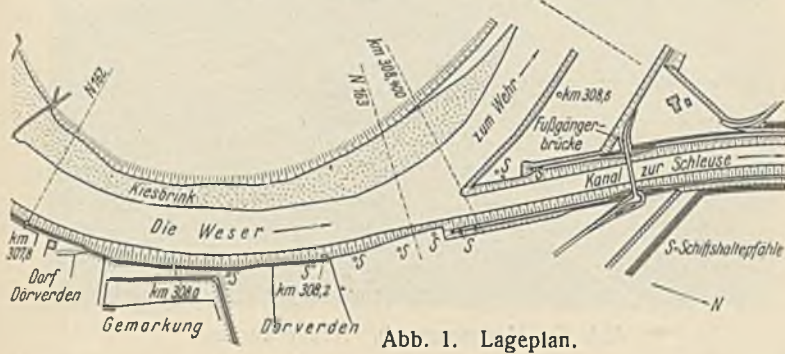


Abb. 1. Lageplan.

Es hat sich im Laufe der Jahre ergeben, daß für die Schifffahrt die Einfahrt von der Weser in den Schleusenkanal nicht ohne Gefahren ist. In der ziemlich scharfen Krümmung der Weser liegt der Strom hart am rechten Ufer und streicht an der Einfahrt in den Schleusenkanal vorbei. Bei der Einfahrt verlangsamen die Schiffe ihre Geschwindigkeit, da das Verhältnis von wasserführendem Querschnitt zum Schiffsquerschnitt plötzlich verkleinert wird, und die Schiffe bei dem größeren Widerstande das Wasser des Kanals vor sich herschieben. Bei der Durchfahrt von Schlepptzügen ist zu beobachten, daß selbst bei vollem Stau, bei dem dieses Verhältnis 12:1 ist, die vorher durchhängenden Schlepptrossen im Augenblick der Einfahrt in den Kanal straff gezogen werden, und daß sich eine erhebliche Bugwelle ausbildet. Bei abgesenktem Stau treten diese Erscheinungen natürlich in verstärktem Maße ein, da das genannte Verhältnis 2:1 werden

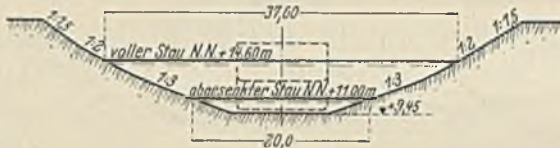


Abb. 2. Profil des Schleusenkanals.

kann (Abb. 2). Während der Bug des Schiffes sich im strömungslosen Wasser des Kanals befindet, wirkt die Weserströmung auf das Heck des Schiffes ein und sucht es auf die Landzunge zwischen Kanal und Weser zu drücken. Bei abgelassenem Stau ist es verschiedentlich vorgekommen, daß ein Kahn mittschiffs auf die Landzunge getrieben wurde. Er lag dann quer zur Stromrichtung, wie in Abb. 3 punktiert angedeutet, und es bestand die Gefahr, daß er durchbrach. Für Schlepptzüge vollends war bei abgesenktem Stau die Einfahrt so schwierig, daß jeder Kahn einzeln eingeschleppt werden mußte. Maßnahmen zur Sicherung der Schifffahrt waren daher dringend erforderlich.



Abb. 3.

Lage eines havarierten Schiffes.

Man war sich klar darüber, daß eine Verlegung der Einfahrt nicht in Frage käme, stromaufwärts deshalb nicht, weil die Abzweigung aus der Weser schon fast tangential ist, stromabwärts ebenfalls nicht, weil dann die Verhältnisse nur noch schwieriger geworden wären, da die Querströmung vor der Mündung noch ungünstiger auf die einfahrenden Schiffe gewirkt hätte. In Frage kam noch die Zurückverlegung des rechten Ufers, das gerade kurz vor der Einfahrt eine Gegenkrümmung aufweist. Mit Rücksicht auf die hohen Kosten der dann erforderlichen werdenden Deichverlegung wurde hiervon abgesehen.

Neue Form der Einfahrt.

Im Benehmen mit der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin wurde eine neuartige Form der Einfahrt ähnlich der der Einmündung des Mittellandkanals bei Rothensee ausgebildet, die darin besteht, daß die bisherige Landzunge nach Abb. 4 durch ein molenartiges, zweifach durchbrochenes Bauwerk aus eisernen Spundbohlen ersetzt wurde. Die Landzunge ist bis in Höhe der Kanalsohle abgebaggert, wodurch der wasserführende Querschnitt in der Kanaleinfahrt vergrößert wurde, und zwar bei abgelassenem Stau (NN + 11 m) im Verhältnis des wasserführenden Querschnitts zum Schiffsquerschnitt von 2,5:1, so daß die

Einfahrtgeschwindigkeit weniger gehemmt wird. Diese Wirkung steigert sich dadurch, daß die Bugwelle durch die beiden Öffnungen seitlich abfließen kann und daher weniger groß wird. Vor allem aber wird die Einfahrt der Schiffe dadurch erheblich erleichtert, daß jetzt ein Teil der

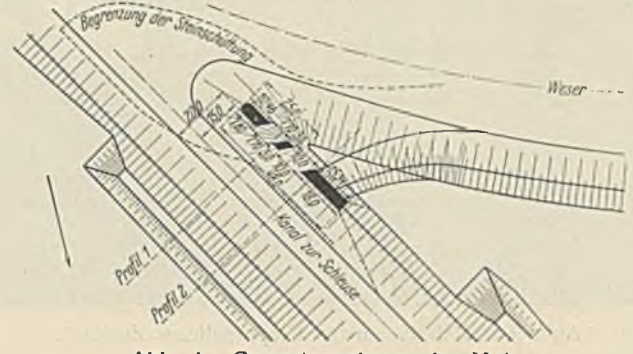


Abb. 4. Gesamtanordnung der Mole.

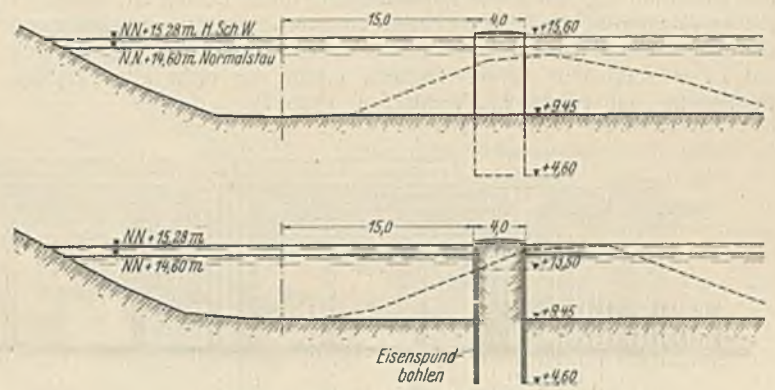


Abb. 4 a u. b. Querschnitte.

Weserströmung in den Kanal hinein und durch die beiden Öffnungen nach der Weser hin wieder abfließt; die Schiffe werden durch den Strom in die Einfahrt getragen, wo sie an der Mole eine sichere Führung gewinnen.

Versuche.

Die sehr umfangreichen Versuche der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin sollten zwei Fragen klären:

1. Wie wird die Fluß- und Kanalsohle beeinflusst?
2. Werden die Gefahren für einfahrende Schiffe vermindert?

Alle Versuche wurden an einem Modell, das im Verhältnis 1:70 gegen die Natur verkleinert war, durchgeführt und hatten zur Voraussetzung, daß der Stau aufgehoben ist, weil bei diesem Zustande die ungünstigsten Verhältnisse herrschen. Um einen Maßstab für die Wirkung der veränderten Einfahrt zu erhalten, wurde bei der ersten Versuchsreihe zu Vergleichszwecken zunächst der alte Zustand im Modell dargestellt. Die weiteren Versuche erstreckten sich auf molenartige Bauwerke, die durch 5, 4 bzw. 3 Öffnungen durchbrochen waren. Die Ergebnisse waren für 5 und 4 Öffnungen recht befriedigend, ein Angriff auf die Fluß- bzw. Kanalsohle war nicht erkennbar. Das Bauwerk mit 3 Öffnungen zeigte nicht gleich gute Ergebnisse, eine wesentliche Verbesserung gegenüber dem alten Zustande war immerhin unverkennbar.

Keines dieser drei Bauwerke konnte jedoch mit den zur Verfügung stehenden Geldmitteln erbaut werden. Man war gezwungen, noch einen anderen Weg zu suchen, der zufriedenstellende Ergebnisse erwarten ließ. Es wurden daher Versuche für eine kürzere Mole mit zwei Öffnungen von je 10 m Lichtweite durchgeführt. Zunächst entsprach die Durchflußmenge dem gemittelten Abfluß der Weser in den Jahren 1871 bis 1900. Die Sohle veränderte sich nur wenig. Am Molenkopf bildete sich ein Kolk und vor dem Mittelpfeiler eine Barre. Erst bei der Nachbildung des wasserreichen Jahres 1924 traten größere Angriffe auf die Sohle ein. Der Kolk am Molenkopf wurde tiefer und die Barre am Mittelpfeiler höher. Die Sohlenangriffe entsprachen ungefähr denen des ursprünglichen Zustandes (Abb. 5). In einem weiteren Versuch wurde der Nachweis erbracht, daß sich durch Abdeckung der Sohle mit Steinen jede Veränderung vermeiden ließe (Abb. 6). Nach diesen Versuchen konnte angenommen werden, daß das Bauwerk auch in der Natur keine ungünstige Einwirkung auf die Sohle, wenn sie durch eine Steinschüttung gesichert ist, hervorrufen würde.

Bei den Versuchen war festgestellt, daß hinter dem vordersten Pfeiler ein erheblicher Ablösungswirbel lag. Da das Gebiet dieses Wirbels für

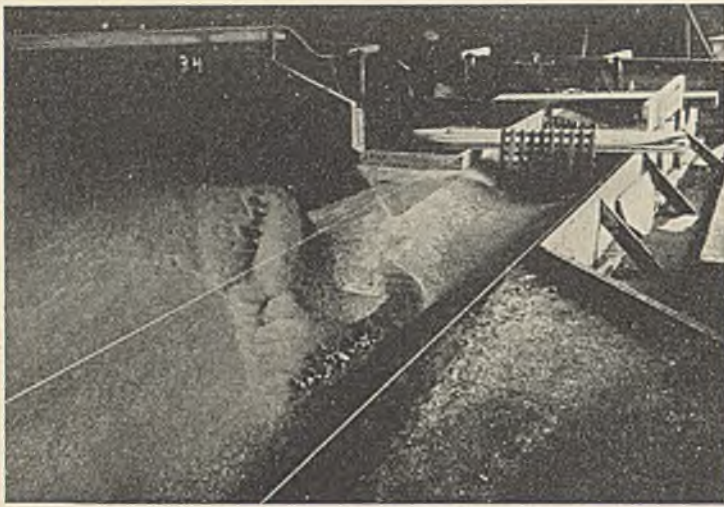


Abb. 5. Modellversuch. Ursprünglicher Zustand.

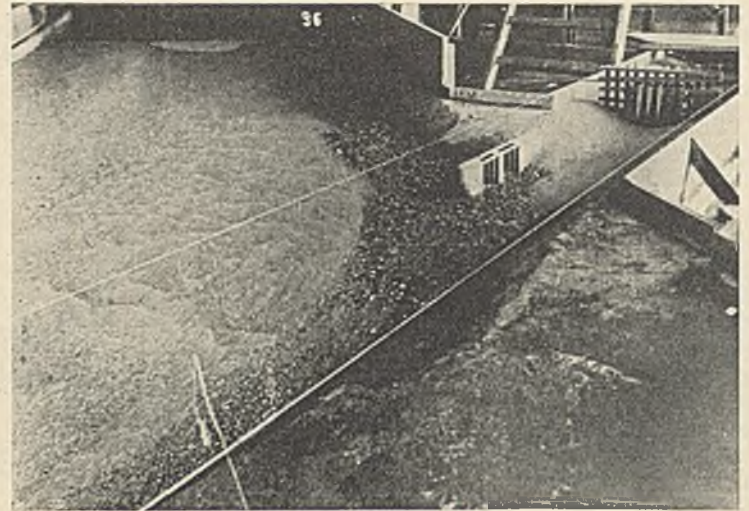


Abb. 6. Modellversuch. Neuer Zustand.

die Wasserführung durch die Mole hindurch ohne Belang ist, wurde es bei der Ausführung des Bauwerks durch entsprechend gekrümmte Rammung der Spundwand in den vordersten Pfeiler einbezogen, wodurch die Öffnung auf 7,7 m verkleinert wurde. Dadurch erfuhr der nicht allzu kräftige Pfeiler eine sehr erwünschte Verstärkung (Abb. 7).

Einzelheiten.

Die Hauptabmessungen der zur Ausführung gelangten Mole sind aus Abb. 4 mit den zugehörigen Querschnitten Abb. 4a u. 4b zu ersehen. Die Oberkante liegt auf NN + 15,60 m, also 1 m über dem Normalstau. Die Pfeiler sind als Spundwandkasten mittels eiserner Spundbohlen Profil

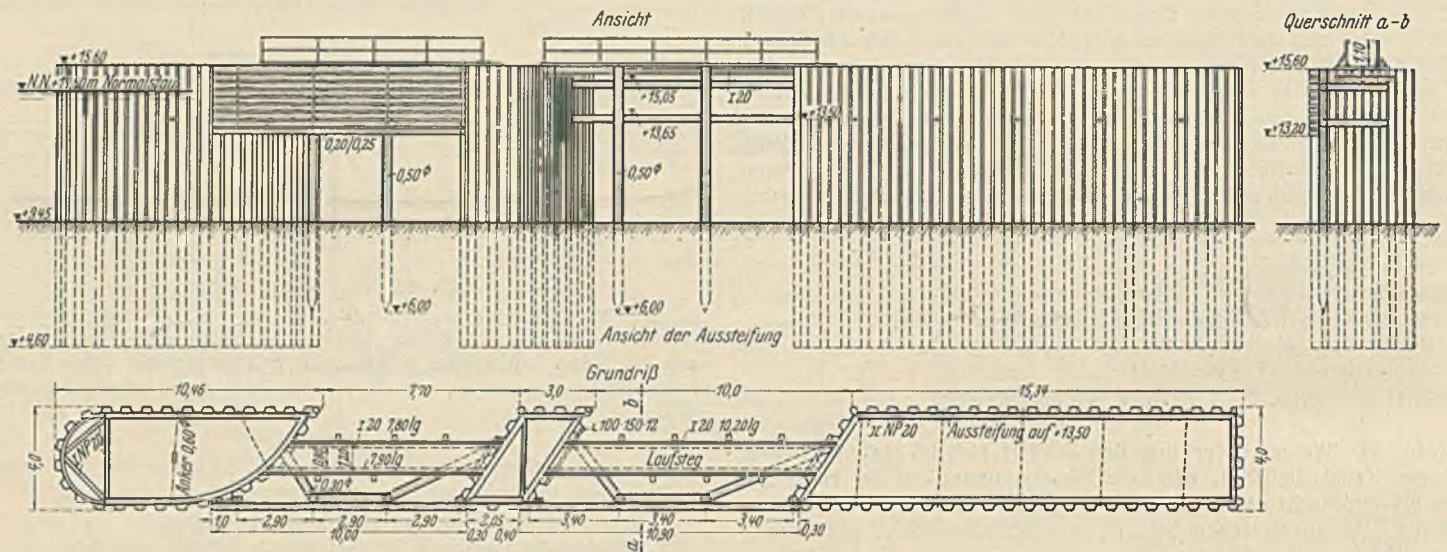


Abb. 7. Einzelausbildung der Mole.

Um Beschädigungen etwa gegen die Mole treibender Fahrzeuge zu vermeiden, war es erwünscht, den oberen Teil der Öffnungen durch hölzerne Leitwände zu verbauen, denn die Versuche hatten ergeben, daß die Verbauung oberhalb NN + 13,20 m keine wesentlichen Veränderungen gegenüber den unverbauten Öffnungen hervorrufen würde (Abb. 7).

Die schiffahrtstechnischen Versuche (Versuchsreihe 2) wurden mit dem Modell eines 1000-t-Kahnes durchgeführt, und zwar bei verschiedenen Wasserständen, verschiedenen Geschwindigkeiten und verschiedenen Zuehrichtungen. Das Modell stieß jedesmal an die Mole an, da es nicht möglich war, das Schiff während der Fahrt zu steuern. Daher mußten auch die gewonnenen Ergebnisse immer ungünstiger sein als in der Natur.

Als Maßstab für die Güte der Wirkungsweise wurde die Entfernung von der Anstoßstelle bis zur Molenspitze gewählt. Ein Bauwerk wirkt um so günstiger, je größer diese Entfernung ist, denn die Querströmung, die das in den freien Strom hinausragende Schiffsheck faßt, hat einen um so geringeren Einfluß, je weiter das Schiff in den Kanal hineingelangt.

Bei dem Modell mit zwei Öffnungen lag das Mittel aus allen Anstoßstellen etwa im ersten Drittelpunkte des landsseitigen Pfeilers, d. i. — in die Natur übertragen — etwa 16,5 m weiter in den Kanal hinein als bei dem ursprünglichen Zustande. Eine erhebliche Erleichterung der Einfahrt in den Kanal war also unverkennbar.

Wenn auch die Versuchsreihe 2 ergeben hat, daß Bauwerke mit mehr Öffnungen noch besser gewirkt hätten, so mußte man sich doch entschließen, die Mole mit zwei Öffnungen auszuführen, da — wie schon gesagt — die zur Verfügung stehenden Geldmittel für größere Molen nicht ausreichten. Die Bauweise ist zudem so gewählt, daß eine Verlängerung durch weitere Pfeiler leicht möglich ist, wenn sich herausstellen sollte, daß durch die kürzere Mole ein voller Erfolg nicht erreicht wird.

Larsen III hergestellt. Die Arbeiten ergaben keine Schwierigkeiten, obwohl eine alte Buschbühne durchrammt werden mußte. Verwendet wurde ein schnellschlagender Demag-Dampfhammer, der gegenüber anderen Rammen den Vorteil hat, daß das Rammschiff sehr ruhig liegt. Die



Abb. 8. Luftbild der fertigen Mole.

Spundwandkasten wurden mit kiesigem Sand verfüllt. Die Kronen sind durch ein kräftiges Pilaster gegen Auswaschungen geschützt. Die Grenze der Steinschüttung zum Schutze der Sohle ist in Abb. 4 angegeben. Zum Anbringen der Leitwand in den Öffnungen wurden in den Drittelpunkten

Pfähle geschlagen, die durch kräftige Sprengwerke gegen die Spundwände abgestützt sind (Abb. 7). Die Öffnungen sind durch Laufstege überbrückt, die bei Eisgang leicht entfernt werden können. An der Spitze der Mole befindet sich ein Poller, um den bei etwaigen Havarien Schiffe festgelegt werden können.

Die als Abb. 8 gegebene Fliegeraufnahme gibt eine gute Aufsicht auf die fertige Mole bei um 1 m abgesenktem Stau.

Die Kosten der Mole haben einschließlich der Modellversuche 37 000 RM betragen.

Nach zweijährigem Betriebe läßt sich sagen, daß sich das Bauwerk recht gut bewährt hat. Das Vertrauen der Schiffer in die Sicherheit der Einfahrt ist sehr gestiegen. Während sie früher so weit wie möglich die rechte Seite des Kanals hielten, bevorzugen sie jetzt die Mitte. Kolke und Barren waren bisher nicht festzustellen.

Alle Rechte vorbehalten.

Schweißen im Brückenbau bei der Reichsbahndirektion Wuppertal.

Von Reichsbahnoberrat Leopold, Wuppertal-Elberfeld.

(Schluß aus Heft 25.)

Im Jahre 1932 sind drei weitere Brücken durch Schweißung hergestellt worden. Bei diesen Stahlkonstruktionen wurde kein Niet mehr verwendet.

3. Brücke in km 101,9 + 70,7 der Strecke Hagen—Siegen.

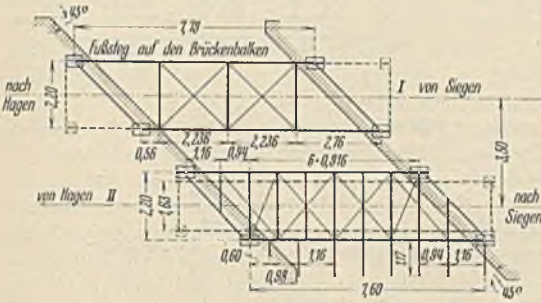
Die erste dieser drei Brücken liegt in km 101,9 + 70,7 der Strecke Hagen—Siegen. Die alten unter 45° schiefen schweißeisernen Über-

und für Klasse G ausreichend, lagen die Brückenbalken unmittelbar auf den Hauptträgern, bei Überbau II aus dem Jahre 1872, der Klasse K angehörend, lagen die Schienen ursprünglich unmittelbar auf den Querträgern auf. Später sind wegen des großen Abstandes dieser Querträger (> 90 cm) Längsträger zur Aufnahme von Brückenbalken einge-
zogen worden; auch wurden beide Überbauten durch gerade Bettungsabschlüsse verbessert (in Abb. 9 punktiert angedeutet). Bei Stützweiten, wie im vor-

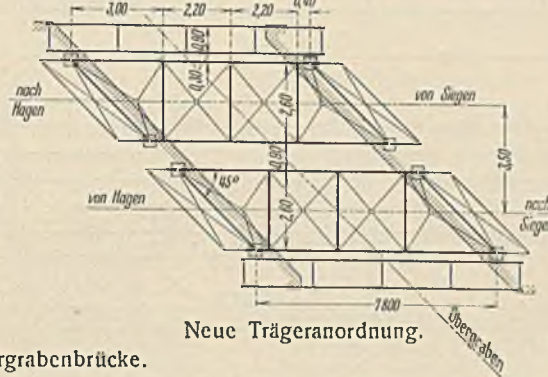
liegenden Falle, wird stets Durchführung des Schotterbettes anzustreben sein. Eine dafür zunächst nicht ausreichende Bauhöhe kann nicht selten durch Senkung der K.-U. bzw. Hebung der S.-O. vergrößert werden.

Eine Bauhöhe von 1,25 m stand zur Verfügung. Abb. 9, rechts enthält auch das neue Trägersystem im Grundriß mit seinen Hauptmaßen. Abb. 10 gibt den Querschnitt eines Überbaues für die neue Brücke wieder. Die beiden Hauptträger, für Lastenzug N berechnet, sind IP 70. Zwischen diese Hauptträger sind die Querträger, drei normale und zwei Endquerträger aus I 40, eingeschweißt.

Die Oberkanten der Träger liegen in einer Höhe für die Auflagerung der Buckelplatten. Da die Querträger an ihren Enden konsolartige Abstützungen aus I 40 gegen die inneren Flansche der Hauptträger haben, ist die Sicherheit der Konstruktion groß. Die Querträgerauflager sind an den Außenseiten der Hauptträger nochmals besonders ausgesteift, und zwar mit Stücken von Grubenschienen 115/24. Diese sind gewählt worden, weil sie einmal eine kräftigere Aussteifung geben als ein eingeschweißtes Blechstück, dann aber besonders wegen ihres Fußes, damit die äußeren senkrechten Schweißnähte nicht an dieselbe Stelle zu liegen kommen wie die inneren senkrechten Schweißnähte für den Steg des Querträgers. Auch in den Feldern selbst sind solche Aussteifungen zwischen den inneren Flanschen der Hauptträger angeordnet. An den vier Auflagern sind die Stege der IP 70 noch durch aufgeschweißte Bleche 350 × 10 besonders verstärkt worden (vgl. Schnitte A—A und B—B in Abb. 10, wo der größeren Deutlichkeit halber die Buckelplatten nicht mit eingezeichnet sind). Der Bettungstrog wird außer den Buckelplatten durch zwei seitliche C 40 gebildet, die auf die oberen Flansche der Hauptträger aufgeschweißt sind. Einen guten Halt bekommen diese C 40 an den Querträgerauflagerpunkten durch besonders geformte, im Querschnitt T förmige Auskragungen, die mit den Köpfen der Grubenschienen verschweißt sind, wie aus der Abbildung ersichtlich. Die seitlichen C 40 reichen über die Enden der Hauptträger an den Auflagern hinaus (Systemskizze in Abb. 9 u. 10, Schnitt A—A und B—B). Zwischen die waagerechten Flansche dieser überstehenden Enden sind die Schleppbleche eingeschweißt, die auf der einen Langseite auf dem Endquerträger liegen, auf der freien Langseite mit einem L besäumt sind. Abb. 11 zeigt einen der beiden Überbauten fertig geschweißt zum Versand bereit auf dem Wagen liegen. Die Buckelplatten sind auch von unten verschweißt worden. Beider-



Alte Trägeranordnung.



Neue Trägeranordnung.

Abb. 9. Obergrabenbrücke.



Abb. 11. Werkstattfertiger versandbereiter Überbau.

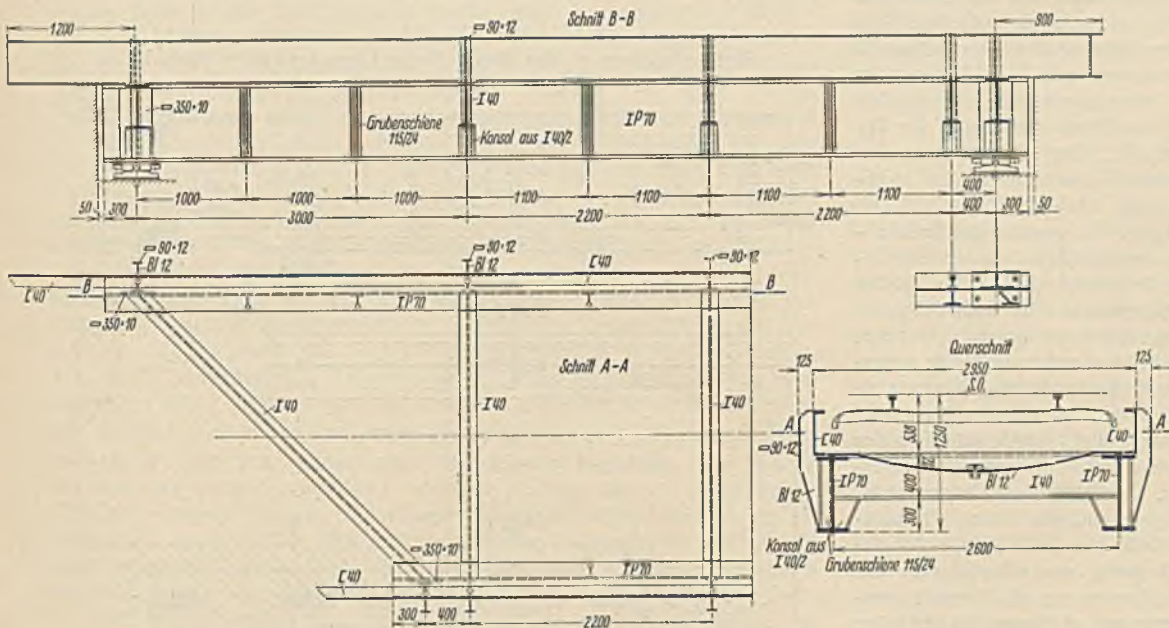


Abb. 10. Längsschnitt, Teilgrundriß und Querschnitt eines Überbaues der Obergrabenbrücke nach dem Umbau.

bauten mit offener unten liegender Fahrbahn führen über den Obergraben eines Industrierwerkes. Abb. 9, links, stellt das alte Trägersystem im Grundriß mit den Hauptmaßen dar. Bei Überbau I, erbaut im Jahre 1861

seitige Fußwege sind ohne Zusammenhang mit den eisernen Überbauten durch je zwei durch einen leichten eisernen Querverband ausgesteifte C 30 mit darauf liegendem Bohlenbelag hergestellt. Der Gleisabstand

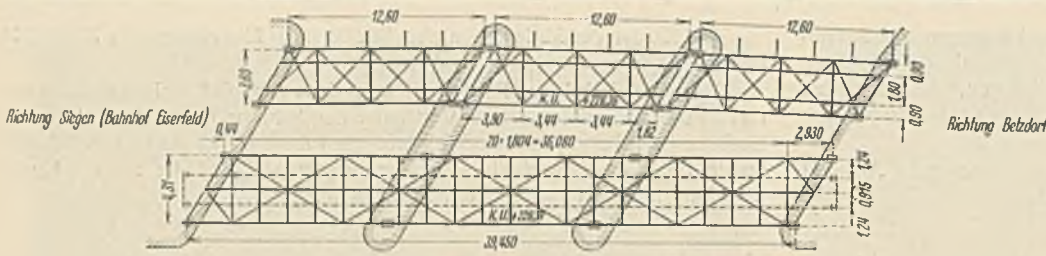


Abb. 12. Alte Trägeranordnung der Siegbücke.

Ist nicht geändert worden. Um ihn aber später auf 4 m bringen zu können, sind die Eisenbetonauflegerbänke so hergestellt, daß die aus den Betonbänken herauswachsenden Auflager nach außen eine Mehrbreite von 25 cm erhalten haben. Gleichzeitig bleiben die Eiseneinlagen an diesen Stellen 15 cm von Oberkante Beton entfernt, um bei einer späteren seitlichen Verschiebung der Überbauten Stemmarbeiten für die neue Lage der Stahlgüßkörper ohne Behinderung durch die Eiseneinlagen ausführen zu können.

an der Stelle C (Abb. 13, Seitenansicht). Die Hauptträger haben nicht gleichen Abstand voneinander, sondern die ganze Brückenbreite wurde in vier Bauelemente I bis IV (Abb. 13, Querschnitt) eingeteilt, um diese Einzelbrücken in der Werkstatt ohne Überkopfschweißung vollständig fertig-

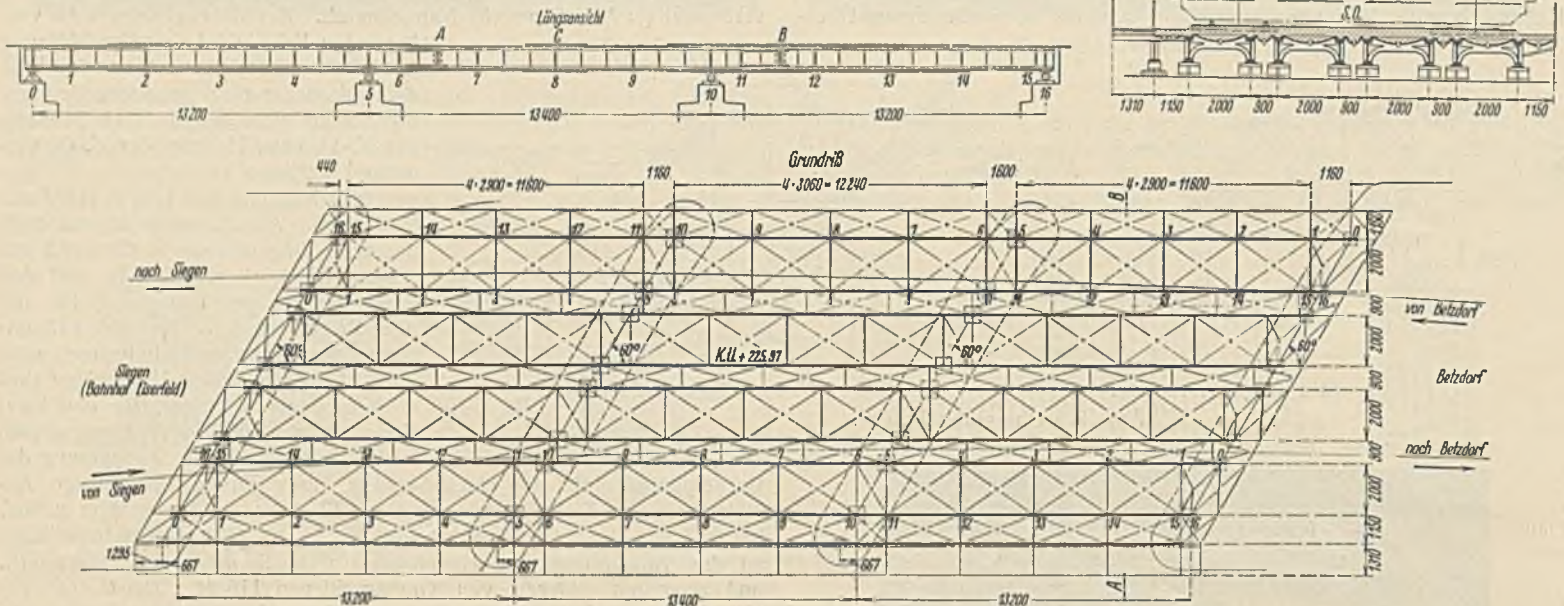


Abb. 13. Grundriß, Längsansicht und Querschnitt der Siegbücke nach dem Umbau.

4. Die Eisenbahnbrücke über die Sieg in km 110,7 + 24,6 der Strecke Siegen—Betzdorf

Ist das zweite im Sommer 1932 fertig gewordene geschweißte Bauwerk. Die Brücke hat drei Öffnungen, wie im Grundriß (Abb. 12) dargestellt. Sie liegt am westlichen Ende des Bahnhofs Eiserfeld, wo die Bahnhofsgleise bereits wieder in die beiden Streckengleise zusammenlaufen. Aus dem Grundriß (Abb. 12) ist auch die Trägeranordnung der alten schweiß-eisernen Brücken zu ersehen. Die Gleise liegen auf dem Bauwerk in einer Kurve. Während das Gleis Eiserfeld—Betzdorf einen durchgehenden geraden Überbau auf vier Stützen hat, sind die Einzelüberbauten für das Gleis Betzdorf—Eiserfeld der Kurve angepaßt. Die Einzelüberbauten stammen aus dem Jahre 1889 und gehören der Klasse J an, der durchgehende Überbau aus dem Jahre 1861 genügt nur der Klasse K. Die Höhenlage der K.-U. ist in der Abb. 12 eingetragen. Gelegentlich des Brückenumbaus wurde eine Linienverbesserung vorgenommen, deren Durchführung bisher wegen der auf den alten Brücken festliegenden Gleise nicht möglich gewesen war. Die letzte Bahnhofswiche kam teilweise bereits auf das Bauwerk zu liegen. Es mußte daher versucht werden, die bei den alten Überbauten bisher vorhandene unten liegende unterbrochene Fahrbahn durch eine Fahrbahn mit durchgehender Bettung zu ersetzen, und zwar über die ganze Brückenbreite, um bei der Nähe des Bahnhofs Bewegungsfreiheit zu haben für ein beliebiges Verschieben der Gleise oder Einlegen von Weichen. Die neue unter 60° schiefe Trägeranordnung im Grundriß stellt Abb. 13 dar, darüber eine Längsansicht. Im Grundriß ist auch die neue K.-U. eingetragen, die durch Verhandlungen mit der Wasserbehörde 36 cm über HHW vom Juli 1890 (+ 225,61) auf Ordinate 225,97 festgelegt wurde. Dadurch vergrößerte sich die Bauhöhe gegenüber den alten drei Einzelüberbauten um rd. 40 cm, gegenüber dem alten durchgehenden Überbau sogar um rd. 60 cm, so daß eine einheitliche neue Bauhöhe von 138 cm zur Verfügung stand. Mit dieser neuen Bauhöhe war es möglich, die Bettung durchzuführen, wenn gleichzeitig die Hauptträger als durchgehende Vollwandträger auf vier Stützen mit mittiger Auflagerung auf den Pfeilern ausgebildet wurden. Den neuen Brückenquerschnitt zeigen Abb. 13 u. 14a. Die für Lastenzug N berechneten Hauptträger sind wieder gewalzte Träger, und zwar als Grund-

stellen zu können, so daß bei der Montage nur die die Einzelbrücken verbindenden Tonnenbleche einzuschweißen waren. Die Querträger haben eine besondere Form erhalten. Es sind I 40, die durch Aufschlitzen des Steges an den Enden und Herunterbiegen der unteren Querschnittshälfte

Abb. 14. Stoßausbildung an der Stelle B der Längsansicht in Abb. 13.

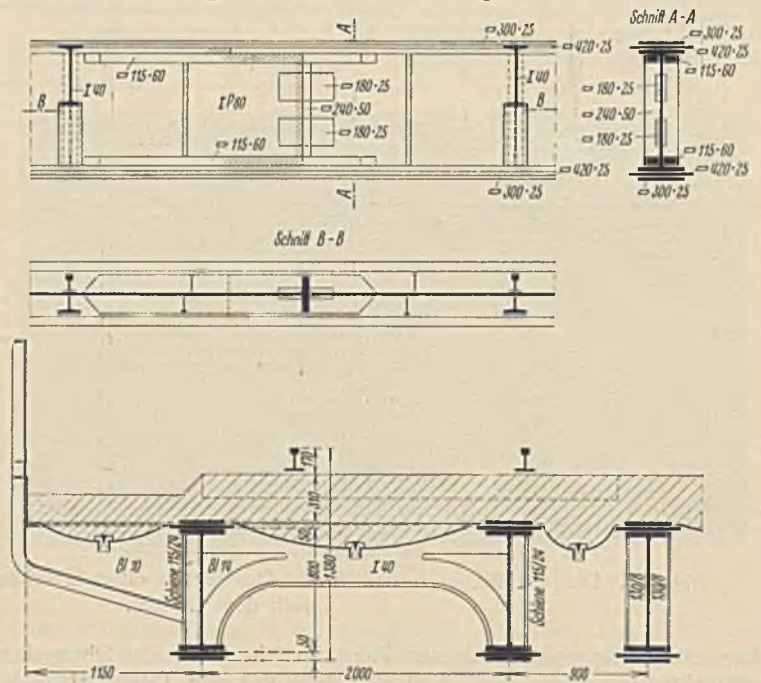


Abb. 14a. Schnitt durch einen Seitenüberbau.

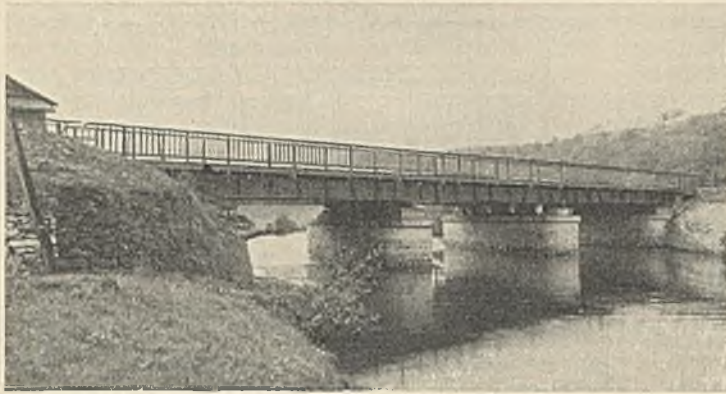


Abb. 15. Stiegbrücke bei Eiserfeld. Gesamtansicht.

nach Abb. 13 u. 14 gestaltet sind. Die Querträger stehen also gewissermaßen auf Füßen auf den inneren Flanschen der Hauptträger. Der Zwischenraum ist durch eingeschweißte halbherzförmige Blechstücke ausgefüllt. Durch diese Anordnung ist eine noch größere Sicherheit geschaffen als durch die Konsolen bei der vorher beschriebenen Brücke, zumal es sich um eine Zusatzsicherheit handelt, da die Schweißnähte zur Aufnahme der Momente und Querkräfte an den Stellen, wo die Querträger mit den Hauptträgern verbunden sind, rechnerisch allein ausreichen. In Höhe der Hauptträgeruntergurte ist ein Windverband nicht vorhanden. Die besondere Form der Querträger erfüllt daher noch einen Nebenzweck. Sie bilden zugleich Halbrahmen, die den Winddruck in die als Windverband dienende Fahrtafel leiten. Die dadurch in den normalen Querträgern entstehende Zusatzspannung ist allerdings sehr gering. Über den Mittelpfeilern ist an jedem Auflager ein Halbrahmen vorgesehen, der Winddruck und Seitenstoß aus der Fahrbahn in die Auflager und Pfeiler leitet. Über den Landwiderlagern sind die Halbrahmen unter 60° gegen die Brückenachse geneigt. Sämtliche Halbrahmen sind der Einfachheit wegen gleich ausgebildet. Besonders zu beschreiben wäre noch die Stoßausbildung (Stoß *B* in Abb. 13). Um Stumpfnähte zu vermeiden, laufen sich die Stege der IP 80 gegen ein Blech 240×50 tot. Die IP 80 sind an der Stoßstelle so bearbeitet, daß der Stoß des Steges und der Flansche nicht in einer Ebene liegt. Der linke Träger ist nach der schraffierten Linie ausgeschnitten (Abb. 14). Die senkrechten Kehlnähte zwischen Steg und Blech 240×50 genügten aber nicht, es mußten durch das Blech vielmehr noch vier Laschen 180×25 unmittelbar neben dem Steg der IP 80 hindurchgesteckt werden, um weitere waagerechte Kehlnähte zur Aufnahme des Moments und der Querkraft an der Stoßstelle zu schaffen. Die Flansche der IP 80 sind gedeckt durch vier Laschen 115×60 , die ebenfalls zu beiden Seiten des Steges auf die Innenseiten der Flansche aufgeschweißt sind. Das Ganze ist also ein versetzter Stoß. Im Punkte *C* sind die durchlaufenden Gurtplatten 420×25 gestoßen und durch entsprechende außen aufgelegte Laschen gedeckt (oben 300×35 , da die Buckelbleche keine größere Breite zuließen, unten 460×23 , um die Flankennähte herstellen zu können). Die Stoßdecklaschen, ebenso die nicht durchgehenden Lamellen 300×25 sind in ihrem vollen Querschnitt über den theoretischen Endpunkt vorgebunden. Von diesem Punkte ab nehmen die Flankenkehlnähte an den Enden der Platten auf 30 cm Länge allmählich bis auf 3 mm ab. In dieser Stärke sind sie auch um die Abschrägungen und die Stirn der Platten herumgeführt, sind nicht als tragend mitgerechnet, sondern gelten hier nur als Dichtungsnähte, um eine schwächende Kerbwirkung abzumindern. Die durchgehenden Platten 420×25 schließen an den Enden der Hauptträger etwas über die IP 80 vor, um die Schleppbleche dazwischen schweißen zu können (Grundriß, Abb. 13). An den Querträgerauflagern sind die Gurte der Hauptträger außen wieder durch Grubenschienen ausgesteift (in der Ansicht in Abb. 13 durch die senkrechten Doppellinien in den Punkten 0, 1, 2, 3 . . . angedeutet). Zwischen diesen Punkten liegen weitere Aussteifungen aus \uparrow -Eisen, dargestellt durch die einfachen senkrechten Linien. Die \uparrow -Eisen sind außen und innen gegeneinander versetzt. Schnitt *B—B* in Abb. 14 zeigt die Aussteifungen in größerem Maßstabe. Die Brücke hat auf der einen Seite einen breiteren Fußweg für den öffentlichen Verkehr erhalten. Durch die Anlage dieses Fußweges, der unter Zuhilfenahme eines auf Widerlagern und Pfeilern aufgelagerten besonderen Randträgers gebildet ist (Abb. 13, Querschnitt), kam ein durch Schranken abgeschlossener, vom Stellwerk bedienter Planübergang in Wegfall.

Die 40,3 m langen Hauptträger wurden vor dem Zusammenbau zu Einzelbrücken in der Werkstatt einer Probelastung unterzogen, dergestalt, daß mit Wasserdruckpressen den Auflagerbedingungen entsprechende Momente hervorgerufen wurden, die eine rechnerische Beanspruchung von 1400 kg/cm^2 ergaben. Die fertigen Einzelbrücken wurden dann mit Sonderfahrten vom Werk zur Baustelle gebracht und hier mit zwei feststehenden Portalkranen, die in den äußeren Öffnungen aufgestellt waren

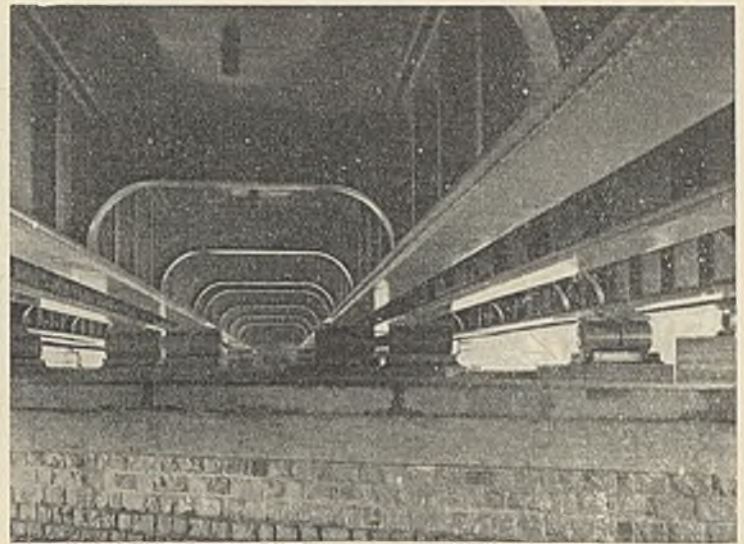


Abb. 16. Stiegbrücke bei Eiserfeld. Unteransicht.

und die ganze Brückenbreite bestrichen, eingebaut. Beim Abbruch des Mauerwerks zur Herstellung der neuen Eisenbetonaullagerbänke zeigte es sich, daß beide Pfeiler vollständig erneuert werden mußten. Abb. 15 gibt das Gesamtbild der fertigen Brücke und Abb. 16 von einem erhöhten Standorte von einem Widerlager aus gesehen über die Pfeiler hinweg noch einen Einblick in die Untersicht einer Einzelbrücke mit ihren für das Auge angenehmen Formen.

5. Brücke über die Leppe auf Bahnhof Engelskirchen.

Die dritte im Jahre 1932 durch Schweißung hergestellte Brücke ist ein Bauwerk von 19 m Stützweite über die Leppe auf dem Bahnhof Engelskirchen, und zwar für Lastenzug E aus St 37. Bei dieser Stützweite konnten keine gewalzten Profile mehr verwendet werden, sondern die Brücke ist ganz geschweißt worden, d. h. auch die Hauptträger sind aus Stegblech und Gurtplatten durch Schweißung zusammengesetzt. Das alte Bauwerk bestand aus zwei einzelnen eingeleisigen Blechträgerüberbauten aus den Jahren 1884 bzw. 1900, trotz Verstärkung nur dem heutigen Lastenzuge H genügend. Die Fahrbahn war tiefliegend und unterbrochen. Es lagen also hier ähnliche örtliche Verhältnisse vor wie bei der Eiserfelder Brücke. Wegen der Lage der Brücke mitten im Bahnhof war die Gleis- und Weichenentwicklung hier besonders ungünstig und eingezwängt, konnte auch nicht verbessert werden, da man abhängig war von den alten Brückenachsen. Eine Weiche reichte mit ihrer Zungenspitze bis zur Mitte des einen Überbaues. Es war also auch hier die vornehmste Aufgabe, ein allseitig durchgehendes Schotterbett mit hochliegender Fahrbahn zu schaffen, um Gleise und Weichen in eine einwandfreie und betrieblich erheblich günstigere Lage zu bringen und spätere Verschwenkungen nicht unmöglich zu machen. Dies war wiederum nur durch Senkung der K.-U. zu erreichen. Auch hier hat die Wasserbehörde zugestimmt, daß die neue K.-U. tiefer gelegt werden konnte, und zwar in diesem Falle um 1,07 m. Dadurch war ein erhebliches Mehr an Bauhöhe gewonnen, so daß der Brückenquerschnitt gemäß Abb. 17 angeordnet werden konnte. Abb. 17 zeigt auch den Grundriß der unter 60° schiefen Trägeranordnung und eine Seitenansicht. Auch in diesem Falle ist das Bauwerk in vier Einzelbrücken quergeteilt. Eine solche Einzelbrücke — und zwar ein Seitenelement mit Fußsteig — zeigt in größerem Maßstabe ebenfalls Abb. 17. Die Hauptträger bestehen aus 1,50 m hohen ungestoßenen Stegblechen von 14 mm Dicke, die Gurtungen aus Platten 400×30 , 300×17 und 270×17 (vgl. auch die Seitenansicht). Über den Anschluß der Gurtplatten über den theoretischen Endpunkt hinaus ist dasselbe zu sagen wie bei der Eiserfelder Brücke. Die normalen Querträger bestehen aus I 38. Ausgesteift ist der Querschnitt durch schräg geschnittene konsolartige Stelzen aus I 38, die in die Ecken zwischen Haupt- und Querträgern eingeschweißt sind, und durch $\perp 12$ zwischen den Untergurten der Hauptträger (vgl. Schnitt durch das Seitenelement, Abb. 17). Auch die schiefen Endquerträger bestehen aus I 38. Das Endquerträgerfeld ist so ausgebildet, daß die Brücke durch zwischen die Auflager angesetzte Pressen im Bedarfsfalle gehoben werden kann. Die Gurte der Hauptträger sind wiederum durch Grubenschienen und \uparrow -Eisen ausgesteift, wie in der Seitenansicht auf Abb. 17 durch die doppelten und einfachen Linien angedeutet. Die Aussteifungen sind mit den Gurtlamellen nur durch leichte Kehlnähte verbunden, ebenso sind die Stege der Querträger an die Gurte nur durch leichte Kehlnähte angeschlossen. Im übrigen wurde für die Werkstattarbeiten ein sorgfältig überlegter Plan für die Reihenfolge der Schweißarbeiten aufgestellt, um die Auswirkungen der Wärme- und Schrumpfspannungen in möglichst engen Grenzen zu halten.

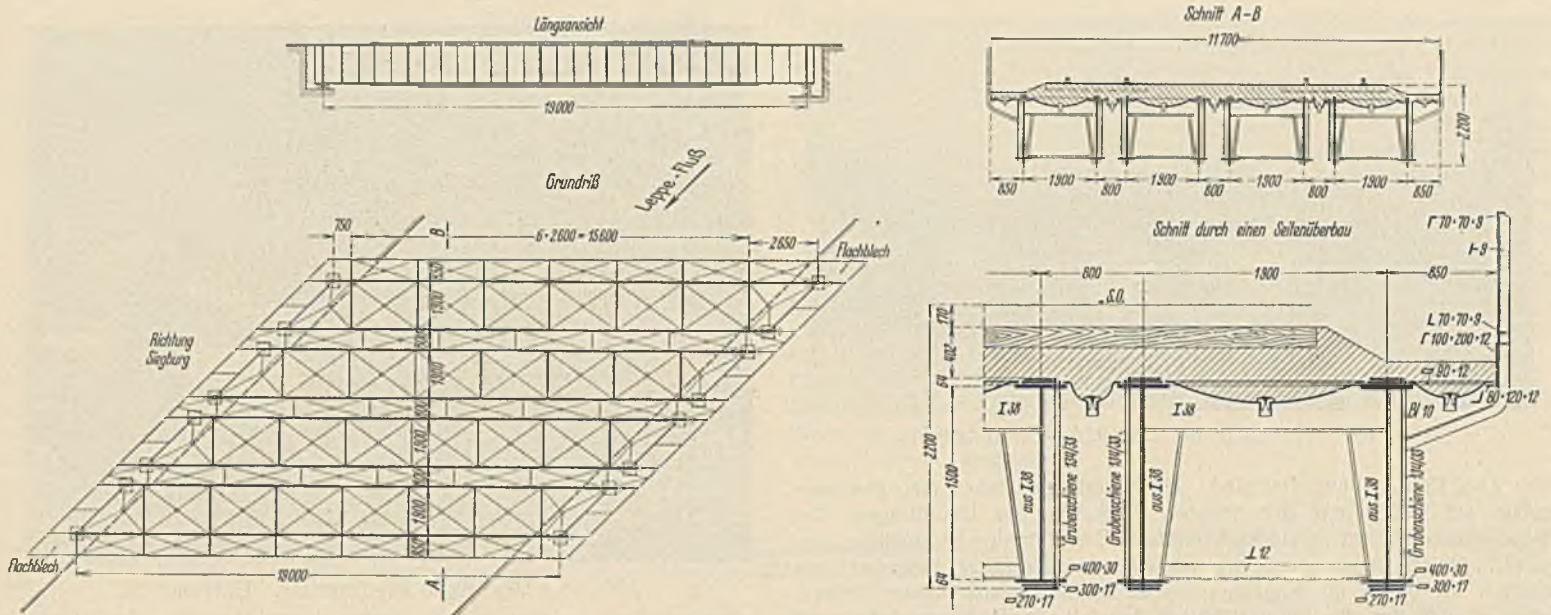


Abb. 17. Grundriß, Längsansicht und Querschnitte der Leppebrücke nach dem Umbau.

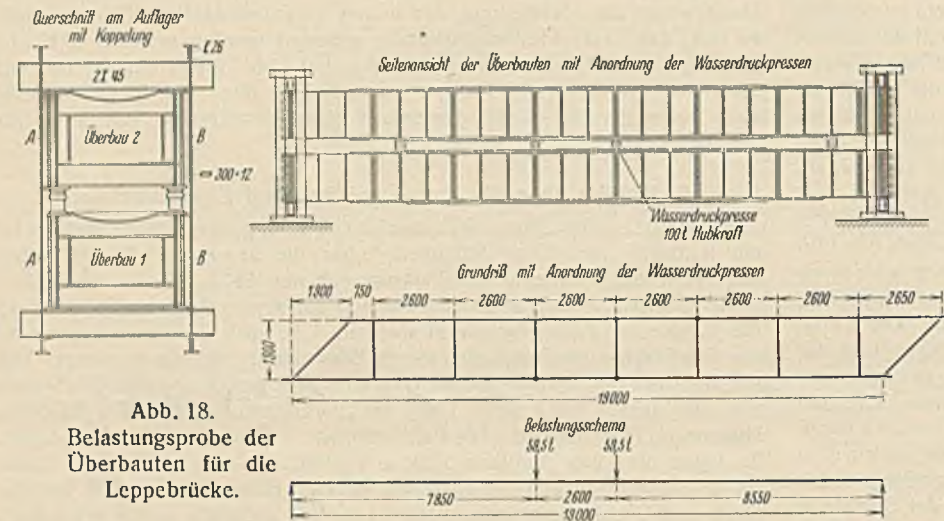


Abb. 18. Belastungsprobe der Überbauten für die Leppebrücke.

Bevor die Brücken die Werkstatt verließen, sind sie gemäß Anordnung der Hauptverwaltung einer Probelastung unterzogen worden. Die vier einzelnen Überbauten waren vollständig zusammengebaut und die Buckelplatten aufgebracht. Wegen der schiefen Endabschlüsse war ein Gegeneinanderlegen der Fahrbahnen nicht möglich. So wurde die in Abb. 18 dargestellte Belastungsprobe gewählt, wobei zwei Überbauten mit den Fahrbahnen nach oben aufeinandergelegt, an den Auflagern zusammengehalten und durch je zwei zwischen die Hauptträger eingeschaltete Wasserdruckpressen belastet wurden. Die Pressen hatten eine Hubkraft von je 100 t und waren durch Kupferrohre gekuppelt und mit einem Druckmesser versehen. Spannungs- und Durchbiegungsmesser wurden jedesmal an den Untergurten des untenliegenden Überbaues angebracht. Die Pressen wurden zunächst auf einen Druck von 52 t aufgepumpt. Dieser Belastung entsprach eine rechnerische Beanspruchung von 1240 kg/cm².

1	2	3	4	5	6	7	8	9
		Gemessene Spannungen	Aus Spalte 3 errechnete Randspannungen	Errechnete Spannungen aus Eigengewicht	Gesamtspannungen (Spalte 4 u. 5)	Errechnete Spannungen	Gemessene Durchbiegungen	Errechnete Durchbiegungen
		kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	mm	mm
Überbau I unten Überbau II oben	Pressendruck = 52,0 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 845 —	+ 903 —	+ 90 + 90	+ 993 —	+ 1241 + 1241	19,5 18,5	24,8 24,8
	Pressendruck = 59,5 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 921 —	+ 984 —	+ 90 + 90	+ 1074 —	+ 1407 + 1407	22,5 21,7	27,8 27,8
Überbau II unten Überbau I oben	Pressendruck = 52,0 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 823 —	+ 880 —	+ 90 + 90	+ 970 —	+ 1241 + 1241	19,5 18,0	24,8 24,8
	Pressendruck = 59,5 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 941 —	+ 1005 —	+ 90 + 90	+ 1095 —	+ 1407 + 1407	23,0 21,0	27,8 27,8
Überbau III unten Überbau IV oben	Pressendruck = 52,0 t Hauptträger A Hauptträger B	— —	— —	+ 90 + 90	— —	+ 1241 + 1241	19,0 18,5	24,8 24,8
	Pressendruck = 59,5 t Hauptträger A Hauptträger B	— —	— —	+ 90 + 90	— —	+ 1407 + 1407	22,3 21,9	27,8 27,8
Überbau IV unten Überbau III oben	Pressendruck = 52,0 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 836 + 853	+ 893 + 911	+ 90 + 90	+ 983 + 1001	+ 1241 + 1241	19,2 19,3	24,8 24,8
	Pressendruck = 59,5 t Hauptträger A Hauptträger B	+ 926 + 942	+ 989 + 1006	+ 90 + 90	+ 1079 + 1096	+ 1407 + 1407	22,4 22,2	27,8 27,8

Für die freigelassenen Spalten sind Werte nicht ermittelt.

Unter dieser Belastung blieben die Überbauten eine Zeitlang stehen und wurden beobachtet; Spannungen und Durchbiegungen wurden abgelesen. Hierauf wurde der Pressendruck auf rd. 60 t erhöht gemäß einer rechnerischen Beanspruchung von 1400 kg/cm². Auch unter dieser Belastung verblieben die Überbauten einige Zeit und wurden beobachtet; wiederum wurden Spannungen und Durchbiegungen abgelesen. Nunmehr wurden die Überbauten gewechselt. Der bisher untenliegende Überbau kam oben zu liegen und umgekehrt. Die Belastungen wurden genau wie vorstehend beschrieben nochmals ausgeführt. Das Ergebnis dieser Belastungsproben, bei denen sich keinerlei Anstände gezeigt haben, ist in die nebenstehende Tabelle eingetragen. Zu der Tabelle ist zu bemerken, daß die Spalte 3 die gemessenen Werte für die Mitte der ersten Gurtplatte gibt, da an dieser Stelle die Apparate am besten aufgesetzt werden konnten. Die Werte in Spalte 4 sind aus Spalte 3 durch Rechnung bestimmt (Spannung in der äußersten Faser der dritten Gurtplatte). Spalte 5 enthält die rechnerisch ermittelten Werte für die Spannung durch Eigengewicht. Da der untere Überbau diese Spannung vor der Belastungsprobe bereits hat, ist Spalte 6 das Ergebnis der Summe von Spalte 4 und 5. Die Tabelle zeigt eine sehr gute Übereinstimmung sämtlicher Messungen, so daß daraus auf die Gleichwertigkeit der Schweißarbeiten bei sämtlichen vier Überbauten geschlossen werden darf. Die gemessenen Spannungen betragen im Durchschnitt 73,6 % der errechneten, die gemessenen Durchbiegungen 78,1 % der errechneten.

Die Montage ist so vorgenommen, daß die Einzelbrücken seitlich des alten Bauwerks zu der Gesamtbrückentafel zusammengebaut worden sind. Inzwischen wurden unter Behelfsabfängerungen der Gleise die Köpfe der beiden Widerlager umgebaut. In einer größeren Betriebspause folgte dann das Herausnehmen der alten Überbauten mit Kranen und das Einfahren



Abb. 19. Leppebrücke nach dem Einfahren.

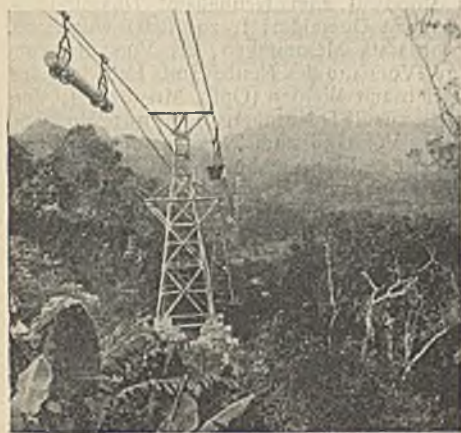
der neuen Brücke. Abb. 19 zeigt den fertigen Zustand kurz nach Inbetriebnahme.

Die Entwürfe zu den vier vorstehend beschriebenen geschweißten Stahlbauten sind von der Brückenbauanstalt Dörnen in Dortmund-Derne in Zusammenarbeit mit der Reichsbahndirektion Wuppertal aufgestellt; auch die Werkstatt- und Montagearbeiten hat die genannte Firma ausgeführt.

Vermischtes.

Eine 42 km lange Drahtseilbahn als Hilfsmittel für einen Eisenbahnbau in Indochina. Obwohl bei Eisenbahnbauten zum Zubringen von Baustoffen oder für Erdbewegungen Drahtseilbahnen bereits öfter verwendet wurden, so ist doch die kürzlich in Betrieb gekommene Drahtseilbahn von 42 km Länge in Indochina, die von Heckel in Saarbrücken gebaut wurde, ein neu- und einzigartiges Hilfsmittel für den Eisenbahnbau.

Für die Ausführung des Eisenbahnbaues von Tanap nach Thakhek entschloß man sich zu diesem verhältnismäßig teuren Hilfsmittel, um während der Bauausführung in dem schwierigen Geländeabschnitt der Eisenbahn zwischen Xom-Cuc und Ban-na-Phao mit der Zufuhr von Baustoffen und Nahrungsmitteln von den weiten Urwäldern und häufigen Überschwemmungen in dieser Gegend unabhängig zu sein.



Teilansicht der Strecke der 42 km langen Drahtseilbahn für den Eisenbahnbau Tanap—Thakhek in Indochina.

Die Zweiseilbahn mit Trag- und Zugseil (Abbildung) setzt sich aus sechs hintereinander geschalteten Einzelstrecken zusammen, die durch Zwischenstationen miteinander verbunden sind. Die Fahrzeuge können die ganze Strecke von der Anfangs- bis zur Endstation durchfahren. In allen Zwischenstationen liegen Hängebahngleise, die nach Lagerplätzen führen, wo die Fördergüter gestapelt werden, falls sie nicht durch Seilbahnwagen oder Lastfahrzeuge weiter zu befördern sind. Seilbahnwagen mit Sand, Kies, Schotter usw. lassen sich auf freier Strecke selbsttätig an den Stellen entladen, von denen der zu

versorgende Bauplatz am nächsten oder günstigsten durch Fuhrwerke erreichbar ist. Holzstämmen, Brettern, Schienen oder andere lange Stücke werden mit je zwei besonderen Laufwerken befördert. Für den Personenverkehr dienen eigens gebaute Fahrzeuge.

Die Förderleistung der Drahtseilbahn beträgt 10 t/h in beiden Fahrrichtungen. Die Tragseile mit 22 mm Durchm. sind aus Einzellängen von rd. 360 m zusammengesetzt und werden durch 14 Spannstellen in der erforderlichen Betriebsspannung gehalten. An das endlose Zugseil von 14 mm Durchm., das mit einer Geschwindigkeit von 2,5 m/sek umläuft, werden die Fahrzeuge in einem Abstände von 180 m selbsttätig an- bzw. abgekuppelt. Bei Vollbetrieb befinden sich 440 Wagen auf der Strecke und 60 Wagen auf den Anschlußhängebahngleisen oder auf den Stapelplätzen. In der Ausgangstation sind zwei selbsttätige Hängebahnwagen zum Verlegen und Aufzeichnen der abgehenden Baustoffe eingebaut.

Die Stützen und Stationsgerüste bestehen aus Eisen. Die größte vorkommende Steigung der Drahtseilbahn beträgt 40%, die größte Spannweite zwischen zwei Stützen 1116 m (waagrecht gemessen). Neben der

Bahn läuft zur Verständigung der Hauptstationen unter sich eine Fernsprech- und Signalleitung.

Der Aufbau der Drahtseilbahn war der Geländeverhältnisse, Unzugänglichkeit der Strecke, Tropenklima, Regenzeit usw. wegen außerordentlich schwierig. Trotzdem wurde der letzte Streckenabschnitt nach etwa 1 1/2 Jahren seit Beginn des Baues in Betrieb genommen. Die ersten Teilstrecken waren schon nach wenigen Monaten fertig. R.—

Das neue Trockendock von Southampton. Am 25. Juli d. J. soll nach Engineer 1933 vom 21. April und Times vom 1. Juni 1933 in Southampton im Beisein des Königs von England das neue große Trockendock eingeweiht werden. Das Dock, dessen Bau bereits vor dem Ausbruch der Weltkrise begonnen wurde, kann Schiffe bis zu 100 000 t aufnehmen und ist somit eines der größten Docks überhaupt. Es war ursprünglich für die geplanten großen Cunard-Dampfer bestimmt, deren Bau aber inzwischen mit Rücksicht auf die ungünstige Entwicklung des Fahrgastverkehrs mit Nordamerika wieder aufgegeben wurde. Trotzdem wurde der Ausbau des neuen Trockendocks fortgesetzt; man nimmt an, daß es vor allen Dingen von den großen Dampfern des Norddeutschen Lloyd benutzt werden wird.

Gefüllt enthält das Dock 260 000 m³ Wasser, es kann aber mit Hilfe der eingebauten Pumpen innerhalb vier Stunden entleert werden. Die Sohle des Docks ist 8,24 m dick. Das Docktor hat eine Länge von 43,23 m, eine Höhe von 17,65 m und eine Breite von 8,10 m. Das Gewicht der Stahlkonstruktion beträgt 1700 t. Mit Wasserballast wiegt das Tor 4600 t; es ist berechnet für einen größten Wasserdruck von 6300 t. Am 31. Mai d. J. ist das Dock bereits zu Versuchszwecken gefüllt worden. Safranez.

Berichtigungen. In dem Aufsätze Heiser, „Landerhaltung und Landgewinnung usw.“ (Bautechn. 1933, Hefte 13 u. 27) sind folgende Berichtigungen auszuführen:

S. 188, l. Sp., Zie. 4 unter Abb. 23: anstatt (Abb. 24) zu setzen (Abb. 24b);
S. 374, l. Sp., in Abb. 48: anstatt + 3,00 m MHW zu setzen + 0,30 m MHW;
S. 384, r. Sp., Zie. 25 v. o.: anstatt günstiger zu setzen ungünstiger;
S. 386, l. Sp., Zie. 4 d. letzten Absatzes: anstatt 11 000 ha zu setzen 110 000 ha.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Neuere Verfahren in der Analyse und Vorhersage von Bauwerksetzungen. Zu diesem in der Bautechn. 1933, Heft 12 u. 15, veröffentlichten Aufsätze von Reg.-Baumeister Dr.-Ing. A. Scheidig gestatte ich mir, einige Bemerkungen zu machen, die als Ergänzung des vom Verfasser Mitgeteilten vielleicht willkommen sein werden.

In Abb. 11 „Grundformen der Oberflächenverformung bei örtlicher Belastung“ ist unter 1) die elastische Oberflächenverformung des elastisch-isotropen Halbraumes als Beispiel für Gummi, Gelatine und Ton veranschaulicht. Die in der Nähe der örtlichen Belastung liegenden Punkte der Oberfläche sinken nach diesem Bilde unter die ursprüngliche Höhe, während die etwas entfernteren sich darüber hinaus erheben. Hier liegt insofern ein Versehen vor, als dieses Bild für den elastisch-isotropen Halbraum nicht zutrifft. Denkt man sich nämlich dessen Oberfläche durch eine starre kreisförmige Platte vom Halbmesser a mit einer lotrechten Last P mittig belastet, dann sinkt ein Oberflächenpunkt im Ab-

stande x vom Kreismittelpunkte, wobei zuerst $x > a$ sein soll (Punkt außerhalb), um die Strecke w_a unter die ursprüngliche Höhe:

$$(1) \quad w_a = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{\pi a E} \cdot \arcsin \frac{a}{x}$$

Hierin sind E und m die beiden den isotropen Stoff eindeutig kennzeichnenden Elastizitätskonstanten.

Ein Punkt innerhalb der Kreisfläche, also wenn $x < a$, verschiebt sich lotrecht nach unten, um:

$$(2) \quad w_i = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{2 a E} = \text{konst.}$$

Hieraus sieht man, daß die elastische Senkung niemals negativ werden kann. Ist der Halbmesser a der starren Platte sehr klein gegenüber dem Abstände x in Gl. (1), dann geht diese in die bekannte Beziehung von Boussinesq:

$$(3) \quad w_x = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{P}{\pi x E}$$

für eine Punktlast P über. Dies ist die Formel, die den Ausgangspunkt der grundlegenden Versuche von A. Föppl (1897) und R. Bastian (1905) über die „Elastizität des Erdbodens“ bildete.

Hat man es nicht mit einer starren Platte, sondern mit einer äußerst biegsamen Membran zu tun und betrachtet die Belastung P als gleichmäßig über den Kreis verteilt, dann ist die elastische Senkung w_R am Rande:

$$(4) \quad w_R = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{4}{\pi^2} \cdot \frac{P}{a E}$$

und in der Mitte:

$$(5) \quad w_M = \frac{m^2 - 1}{m^2} \cdot \frac{2}{\pi} \cdot \frac{P}{a E}$$

Der Wert (4) ist etwas kleiner als (2), der Wert (5) etwas größer als (2). Der Verlauf außerhalb der Lastfläche schließt sich mit größer werdendem Abstände x eng an den durch Gl. (1) gegebenen an.

Die Darstellung in Abb. 11, 1) bezieht sich also nicht auf den elastisch-isotropen Halbraum, sondern auf eine seitlich und unten begrenzte Masse (Gummi, Gelatine, Ton), eine Anordnung, die bei Versuchen im Laboratorium meist vorliegt. Eine solche endliche Masse, auch wenn sie in elastischer Hinsicht völlig isotrop ist, zeigt eine Oberflächenverformung, wie H. Scheidig sie angibt. Die Abweichung der verformten Oberfläche von der durch Gl. (1) beschriebenen hat ihren Grund also zum größten Teil in der seitlichen und unteren Begrenzung der Masse. Ein Vergleich von Ergebnissen ähnlicher „Kasten“-Versuche mit den Gleichungen des elastisch-isotropen Halbraumes ist nur dann angängig, wenn die Kasten sehr groß sind. Dies gilt nicht nur für die Formänderungen, sondern auch für die Spannungsverteilung. Man wird sich daher nicht wundern dürfen, wenn beispielsweise der Verlauf der lotrechten Normalspannungen in einer waagerechten Ebene eines „zu kleinen“ Kastens statt der bekannten „Boussinesqschen Glocke“ eine unruhige, durch schnurrige Auswüchse gestörte Linie zeigt. Solche „Wellen“ oder „Rückfallkuppen“ sind die Wirkung der endlichen Abmessungen gegenüber den als unendlich vorausgesetzten Abmessungen des Halbraumes. Der Spannungszustand der endlichen Masse ist bei weitem verwickelter als der des beliebigen „Halbraumes“.

Die Gl. (1) bis (5) können noch dazu verwendet werden, um den von H. Scheidig auf S. 145 genannten Begriff der „Dicke der äquivalenten Bodenschicht“ etwas näher zu beleuchten. Damit ist die Höhe d eines Bodenprismas gemeint, das bei verhinderter Seitendehnung unter einem lotrechten Druck von $\frac{P}{a^2 \pi}$ kg/cm² dieselbe Setzung erleidet wie eine mit P belastete, starre kreisförmige Platte vom Durchmesser $2a$, bzw. eine mit $\frac{P}{a^2 \pi}$ belastete Membran gleicher Größe, die auf der Oberfläche des elastisch-isotropen Halbraumes liegt. Die Zusammendrückung des Prismas von der äquivalenten Dicke d beträgt:

$$(6) \quad w_d = \frac{P d}{a^2 \pi E} \left(1 - \frac{2}{m(m-1)} \right)$$

Durch Gleichsetzung von (2) und (6) findet man:

$$(7) \quad d = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2 - 2} \cdot \frac{m^2}{m(m-1)} \cdot a,$$

während die Gleichsetzung von (6) und (5)

$$(8) \quad d = 2 \cdot \frac{m^2 - 1}{m^2 - 2} \cdot \frac{m^2}{m(m-1)} \cdot a$$

liefert.

Die Dicke der äquivalenten Bodenschicht hängt also von der Poissonzahl des Stoffes ab. Der Begriff verliert seinen Sinn für raumbeständige Körper ($m=2$). Für einige Sonderwerte von m lauten die Zahlen für d wie folgt:

$m = 2$	3	4	...	∞	
d nach Gl. (7)	∞	1,047	0,883	...	0,785 $\cdot 2a$,
d nach Gl. (8)	∞	1,333	1,125	...	1,0 $\cdot 2a$.

Der von H. Scheidig benutzte Wert von $d = 1,2 \times$ dem Durchmesser der Lastfläche entspricht also dem Falle der Membranbelastung eines den Halbraum erfüllenden elastisch-isotropen Stoffes mit einer Poissonzahl $m \approx 3,4$. Der Unterschied der Ergebnisse der beiden Zahlen-

beispiele (4,0 und 4,8 cm Setzung) rührt nur daher, daß das erste Beispiel (stillschweigend) mit $m = \infty$, das zweite hingegen mit $m = 3,4$ gerechnet wurde.
Dr.-Ing. O. K. Fröhlich, 's-Gravenhage.

Erwiderung.

Zu den von Herrn Dr.-Ing. O. K. Fröhlich begrüßenswerterweise zu meinem Aufsatz von der theoretischen Seite her beigesteuerten Ergänzungen habe ich nur zu bestätigen, daß die von mir mit Abb. 11a gestreiften „Grundformen der Oberflächenverformung“ empirisch durch Versuche an begrenzten Körpern gewonnen worden sind. Der Hinweis des Herrn Fröhlich, daß sich eine elastische Schicht von endlicher Dicke auf starrer Unterlage etwas anders verhalte als der unendlich tiefe „Halbraum“, ist natürlich berechtigt. Die Oberflächenverformung des von Herrn Fröhlich vorgerechneten letzteren Falles habe ich in Übereinstimmung mit seinen Ergebnissen bereits in Bautechn. 1931, Heft 19, S. 276, Taf. 1 dargestellt. — Es bleibt Geschmacksache, den elastischen „Halbraum“ als Grenzfall der elastischen Schicht oder umgekehrt die elastische Schicht als Sonderfall der elastischen Halbraumtheorie anzusprechen. Im letzteren Sinne ist die Bezeichnung in meiner Abb. 11a zu verstehen. Mir kam es dort nur darauf an, den zugfesten Boden und die kohäsionslose Schüttung gegenüberzustellen, ohne auf den von Herrn Fröhlich angeschnittenen Fragenkomplex einzugehen.

Durch seine weiteren Ableitungen hat Herr Fröhlich den Weg gezeigt, um die kleinen Unterschiede in den angeführten Formeln für die „Dicke der äquivalenten Bodenschicht“ aufzuklären.

Freiberg/Sa.

Dr. Scheidig.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Kapeller, Vorstand des Betriebsamts Aschaffenburg, Niehage, Vorstand des Betriebsamts Lichtenfels.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Bohnhoff, Dezernent der RBD Oepeln, als Dezernent zur RBD Essen, Kloninger, Dezernent der RBD Osten in Frankfurt (Oder), als Dezernent zur RBD Stettin, Hammers, Vorstand des Betriebsamts Osnabrück 1, als Dezernent zur RBD Mainz, Dr.-Ing. Joseph Müller, Dezernent der RBD Stettin, als Dezernent zur RBD Oepeln, Capelle, Vorstand des Betriebsamts Nordhausen 1, als Dezernent zur RBD Berlin, Karl Jäger, Vorstand des Betriebsamts Würzburg 1, als Vorstand zum Betriebsamt Schweinfurt, Seuffert, Dezernent der RBD Regensburg, als Dezernent zur RBD Augsburg, Mangold, Vorstand des Betriebsamts Schweinfurt, als Vorstand zum Betriebsamt Würzburg 1; die Reichsbahnräte Widinger, Vorstand des Betriebsamts Eschwege, als Vorstand zum Betriebsamt Hagen (Westf.) 3, Lay, bisher bei der RBD Wuppertal, als Vorstand zum Neubauamt Düsseldorf 3, Rasenack, bisher beim Neubauamt Düsseldorf 1, zur RBD Wuppertal, Niehage, Vorstand des Betriebsamts Memmingen, als Vorstand zum Betriebsamt Lichtenfels, Burger, Vorstand des Neubauamts Ludwigshafen (Rhein), als Vorstand zum Betriebsamt Weiden (Opf.), Meyerhof, Vorstand des Betriebsamts Lichtenfels, zur RBD Nürnberg, Leisner, Vorstand des Betriebsamts Schwandorf, als Vorstand zum Neubauamt Augsburg-Oberhausen, Reinhard, bisher bei der RBD Augsburg, zum RZB in Berlin, Rebmann, bisher bei der RBD München, als Vorstand zum Neubauamt Ludwigshafen (Rhein), Spangenberg, bisher bei der RBD Nürnberg, zur Gruppenverwaltung Bayern in München, Ungewitter, Vorstand des Betriebsamts Weiden (Opf.), als Vorstand zum Betriebsamt Memmingen, Panzer, Vorstand des Neubauamts Augsburg-Oberhausen, als Vorstand zum Betriebsamt Schwandorf, Uhlfelder, Vorstand des Betriebsamts Flöha, zur RBD Dresden, Ehrlich, Vorstand des Betriebsamts Pirna, als Vorstand zum Betriebsamt Flöha, Dr.-Ing. Frohne, bisher bei der RBD Dresden, als Vorstand zum Betriebsamt Pirna, Reger, bisher beim Betriebsamt Stuttgart 2, als Vorstand zum Neubauamt Heilbronn, Weyhing, Vorstand des Neubauamts Heilbronn, zur RBD Stuttgart, sowie der Reichsbahnbaumeister Waltenberg, bisher bei der RBD Frankfurt (Main), zum Neubauamt Düsseldorf 3.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Dr.-Ing. Ernst Fröhlich in Berlin. die Stellung des Vorstands des Betriebsamts Berlin 10.

Überwiesen: Reichsbahnrat Schwenzer, bisher bei der RBD Stuttgart, zum Betriebsamt Stuttgart 2.

Gestorben: die Reichsbahnoberräte Conrad, Dezernent der RBD Kassel, Freyschmidt und Fruhmann, Dezernenten der RBD Augsburg.

Preußen. Zum Rektor der Technischen Hochschule Breslau wurde der ordentliche Professor Wilhelm Rein ernannt.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Walter Gutschke, Friedrich Rieckenberg, Karl Illies (Wasser- u. Straßenbau-fach); Wilhelm Kleine, Kurt Schütze, Adolf Schmidt (Eisenbahn- u. Straßenbau-fach).

INHALT: Die Fortschritte im Italienischen Straßenbau. — Stahlskelettbau für ein Kabarett mit ausfahrbarem Dach. — Verbesserung der Einfahrt in den Schleusenkanal zu Dörverden. — Schweißen im Brückenbau bei der Reichsbahndirektion Wuppertal. (Schluß) — Vermischtes: Eine 42 km lange Drahtseilbahn als Hilfsmittel für einen Eisenbahnbau in Indochina. — Das neue Trockendock von Southampton. — Berichtigungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalmeldungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.