

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 10. März 1939

Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die Triebtalbrücke im Zuge der Reichsautobahn Chemnitz—Plauen—Hof.

Von Oberreichsbahnrat Ernst Weiß, Dresden.

Die Reichsautobahn Chemnitz—Plauen—Hof bildet die Eckverbindung der sich in Hermsdorf schneidenden Reichsautobahnen Dresden—Weimar und Berlin—München (Abb. 1). Sie verbindet die Landesteile Schlesien sowie Ost- und Mittelsachsen auf kürzerem Wege mit dem Süden des Reiches. Außerdem dient sie der Erschließung des dicht besiedelten südwestlichen Teiles von Sachsen. Ihre Lage ist gekennzeichnet durch die Städte Chemnitz, Stollberg, Zwickau, Plauen und Hof.

Die Bahn verläuft von Chemnitz aus in südwestlicher Richtung parallel zum Kamme des Erzgebirges und kreuzt die zahlreichen von diesem Geblirge nach Norden führenden Flußtäler. So geben auch dieser in Sachsen gelegenen Reichsautobahn eine Reihe von gewaltigen Bauten ihr besonderes Gepräge. Dieser Umstand, vereint mit den landschaftlichen Reizen des Erzgebirges und des Vogtlandes, macht die Autobahn Chemnitz—Plauen—Hof zu einer der schönsten Strecken des deutschen Netzes.

Im vogtländischen Teil der Strecke werden nacheinander folgende Täler überschritten: bei Weißensand das Göltzschtal, bei Altensalz das Triebtal, bei Plauen das Friesenbachtal, bei Pirk das Tal der Weißen Elster und bei Hof das Saaletal.

Da das Vogtland die Heimat der Steinviadukte ist — es sei nur an die großen Eisenbahnviadukte über das Göltzschtal und über das Elstertal erinnert — vertrat die Oberste Bauleitung Dresden von Anfang an den Standpunkt, daß auch die Reichsautobahnbrücken des Vogtlandes in Stein gebaut werden müssen. Das Hauptmerkmal von Steinviadukten besteht darin, daß sie monumental sind und einen einheitlichen Charakter aufweisen. Auf diese beiden Eigenschaften kam es besonders an, denn die Aufeinanderfolge von fünf Tälern in einer eindrucksvollen Berglandschaft von durchaus einheitlichem Gepräge verlangte vom gestaltenden Menschen, daß auch die Bauten, mit denen er diese Täler überwinden will, eindrucksvoll und vom gleichen Gepräge sind. Diese Forderung wird aber durch Steinbrücken am vollkommensten erfüllt. Die Absichten der Obersten Bauleitung Dresden wurden wesentlich unterstützt durch zahlreiche Zuschriften und mündliche Anregungen von maßgebenden Stellen der sächsischen Regierung, der Partei und der Städte sowie von Künstlern. Alle sprachen die Erwartung aus, daß die Brücken der Reichsautobahn in Anpassung an die bestehenden Großbrücken des Vogtlandes und mit Rücksicht auf die landschaftlichen Reize des Gebietes sowie in Anbetracht des reichen und schönen Steinvorkommens in Stein ausgeführt werden. So ist es uns gelungen, in einer Zeit, als noch nicht die Stahlknappheit von selbst zum Bau von Steinbrücken führte, die Genehmigung zu erhalten, die großen Brücken des Vogtlandes in Stein zu erstellen.

Da die Strecke Chemnitz—Plauen—Hof fürs erste nur einbahnig ausgebaut wird, war zu prüfen, ob die großen Brücken zunächst auch nur einbahnig gebaut werden sollten. Abgesehen von den bedeutenden Mehrkosten der nachträglichen Erstellung der zweiten Brückenhälfte, hätte diese Art der Ausführung von selbst zu lauter zweitelligen Viadukten geführt. Da aber die Geländeverhältnisse bei allen Brücken außer der Friesenbachbrücke die großen Bogenlichtweiten von 34, 37 und 50 m vorschrieben, war es bei einer geringen Einschränkung der Brückenbreite ästhetisch weit befriedigender, die Brücken ungeteilt auszuführen. Das bedeutet aber, daß die Brücken von vornherein für den zweibahnigen Ausbau der Strecke anzulegen waren.

Von den fünf Brücken sind zur Zeit die Friesenbachbrücke, die Triebtalbrücke und die Göltzschtalbrücke fertiggestellt. Die Elstertalbrücke und die Saalebrücke sind im Bau. Sie werden voraussichtlich Ende 1939 fertiggestellt sein. Im folgenden soll über die Triebtalbrücke berichtet werden.

Bei Altensalz kreuzt die Autobahn das Tal der Trieb in einer Höhe von 25 m über der Talsohle in einer Steigung von 1:333. Die Brücke ist von Ende Widerlager zu Ende Widerlager 373 m lang. Für die Ausführung als Steinviadukt waren zwei Lösungen möglich. Bei beiden wurde von dem Gesichtspunkte ausgegangen, daß die lichten

Räume zwischen den Pfeilern keine Quadrate, sondern langgestreckte Rechtecke bilden sollten. Das bedeutet, daß der eine Entwurf Lichtweiten von 14 bis 16 m, also stehende Rechtecke, der andere Lichtweiten von 35 bis 40 m, d. h. liegende Rechtecke, aufwies. Der erstgenannte Entwurf befriedigte nicht, da er durch die große Zahl der Pfeiler das Tal versperrte. Es wurde daher der zweite Entwurf zur Ausführung bestimmt.

Die Brücke überschreitet das Tal mit sechs Bogen von 37 m Lichtweite. Die kurzen Pfeilerstummel sind 8 m breit. Während das Chemnitzer Widerlager normal ausgebildet ist, wurde das Hofer Widerlager bastionartig zu einem Parkplatz ausgestaltet (Abb. 2). Der Parkplatz ist 60 m lang. Die Aussichtskanzeln am brückenseitigen Ende des Parkplatzes ragen auf beiden Seiten 13 m über die Brückenflucht hinaus (Abb. 2 u. 3). Die Benutzer der Autobahn können von hier aus einen Gesamteindruck der Brücke erhalten. Bei längerem Aufenthalt bietet sich ihnen

auch die Gelegenheit, auf breiten Fretreppen und anschließenden Kieswegen ins Tal hinabzusteigen und von unten einen Blick auf die Brücke zu werfen (Abb. 4).

Die Pfeiler sind aus Stampfbeton hergestellt und mit gespitzten Granitquadern von 50 cm Schichthöhe verkleidet. Sie sind je 20 cm vor die beiden Brückenfluchten und die Gewölbeleibungen vorgezogen (Abb. 5).

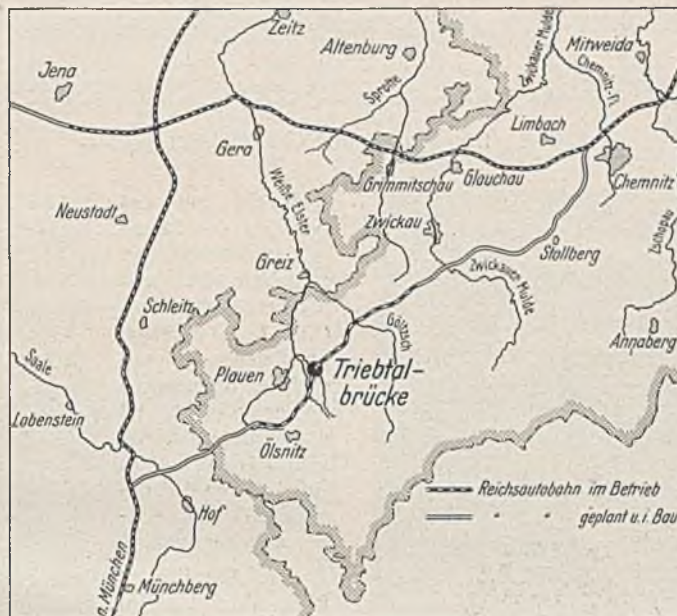


Abb. 1. Lageplan.

Räume zwischen den Pfeilern keine Quadrate, sondern langgestreckte Rechtecke bilden sollten. Das bedeutet, daß der eine Entwurf Lichtweiten von 14 bis 16 m, also stehende Rechtecke, der andere Lichtweiten von 35 bis 40 m, d. h. liegende Rechtecke, aufwies. Der erstgenannte Entwurf befriedigte nicht, da er durch die große Zahl der Pfeiler das Tal versperrte. Es wurde daher der zweite Entwurf zur Ausführung bestimmt.

Die Brücke überschreitet das Tal mit sechs Bogen von 37 m Lichtweite. Die kurzen Pfeilerstummel sind 8 m breit. Während das Chemnitzer Widerlager normal ausgebildet ist, wurde das Hofer Widerlager bastionartig zu einem Parkplatz ausgestaltet (Abb. 2). Der Parkplatz ist 60 m lang. Die Aussichtskanzeln am brückenseitigen Ende des Parkplatzes ragen auf beiden Seiten 13 m über die Brückenflucht hinaus (Abb. 2 u. 3). Die Benutzer der Autobahn können von hier aus einen Gesamteindruck der Brücke erhalten. Bei längerem Aufenthalt bietet sich ihnen



Abb. 3. Parkplatz von oben gesehen.

auch die Gelegenheit, auf breiten Fretreppen und anschließenden Kieswegen ins Tal hinabzusteigen und von unten einen Blick auf die Brücke zu werfen (Abb. 4).

Die Pfeiler sind aus Stampfbeton hergestellt und mit gespitzten Granitquadern von 50 cm Schichthöhe verkleidet. Sie sind je 20 cm vor die beiden Brückenfluchten und die Gewölbeleibungen vorgezogen (Abb. 5).

Die Pfeiler sind aus Stampfbeton hergestellt und mit gespitzten Granitquadern von 50 cm Schichthöhe verkleidet. Sie sind je 20 cm vor die beiden Brückenfluchten und die Gewölbeleibungen vorgezogen (Abb. 5).

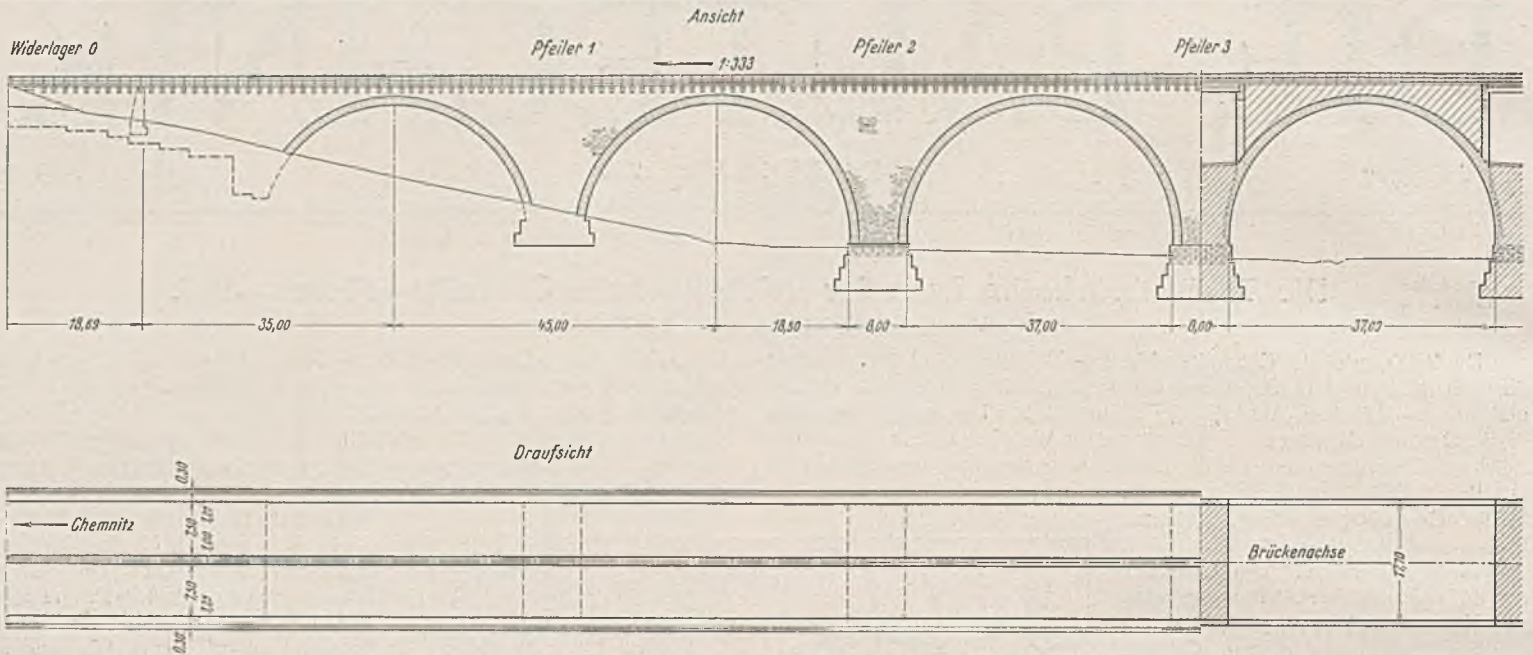


Abb. 2. Längsschnitt und Grundriß der Brücke.

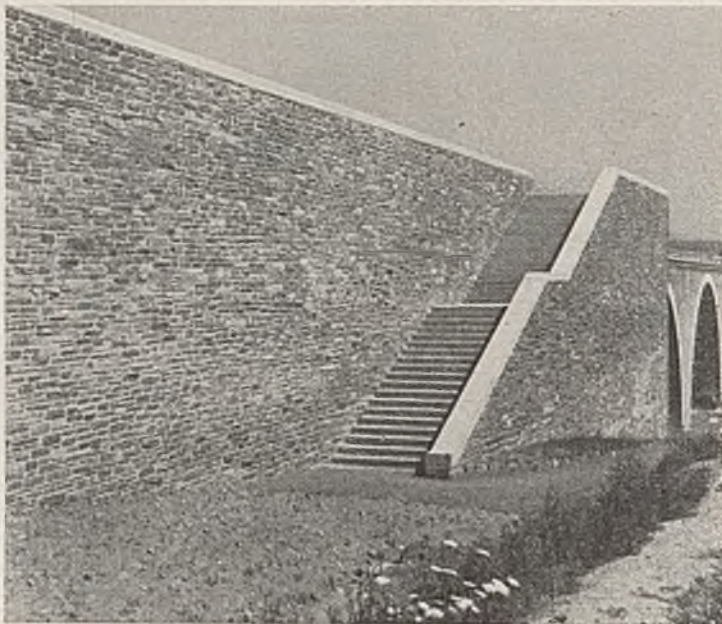


Abb. 4. Parkplatz mit Treppe.

Die Gewölbe bestehen aus Granitquadern. Während die Stirnflächen der Gewölbe eine gleichbleibende Dicke von 1,3 m aufweisen, sind die übrigen Gewölbeteile im Scheitel 1,2 m und an den Kämpfern 1,6 m dick. Die Granitquadern wurden zum Teil aus der Sächsischen Lausitz, zum Teil aus der Bayerischen Oberpfalz bezogen. Die Stirnseiten der Gewölbe und die Leibungen sind grob gespitzt. Die Mischung aus dem blauen Lausitzer Granit und dem gelblich bis braunen Oberpfälzer Granit gibt einen lebhaften Gesamteindruck (Abb. 6). Die Steindicken wurden mit

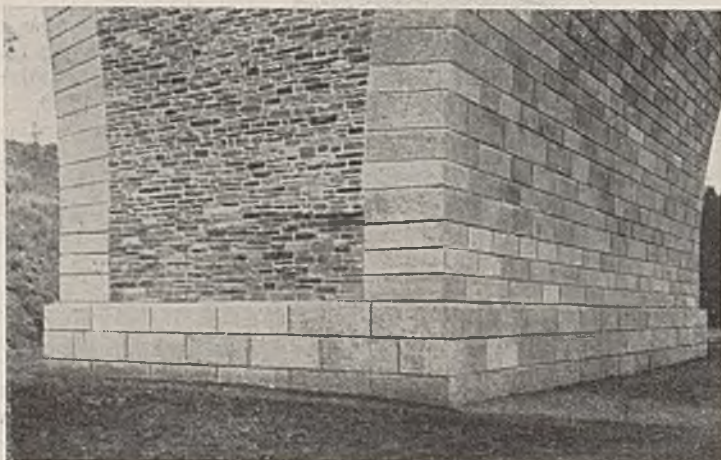


Abb. 5. Quadermauerwerk des Pfeilerfußes.

Rücksicht auf das Anfallen der Steine in den Steinbrüchen zwischen 35 und 50 cm abgestuft (Abb. 7). Die Frage, ob gleiche oder ungleiche Steindicken besser wirken, ist noch umstritten. Wir sind bei den neueren Brücken von den ungleichen Dicken wieder abgekommen.

Die Stirnflächen über den Pfeilern und den Gewölben sind aus dem sogenannten Kopfsteinmauerwerk aus Theumaer und ähnlichem Fruchtschiefer hergestellt. Diese Art von Mauerwerk ist im Vogtland zu Hause. Alle Brücken und Stützmauern und die meisten Häusersockel sind aus diesen plattigen, in allen Farben schillernden Steinen erbaut. Die Maurer des Vogtlandes verstehen es,

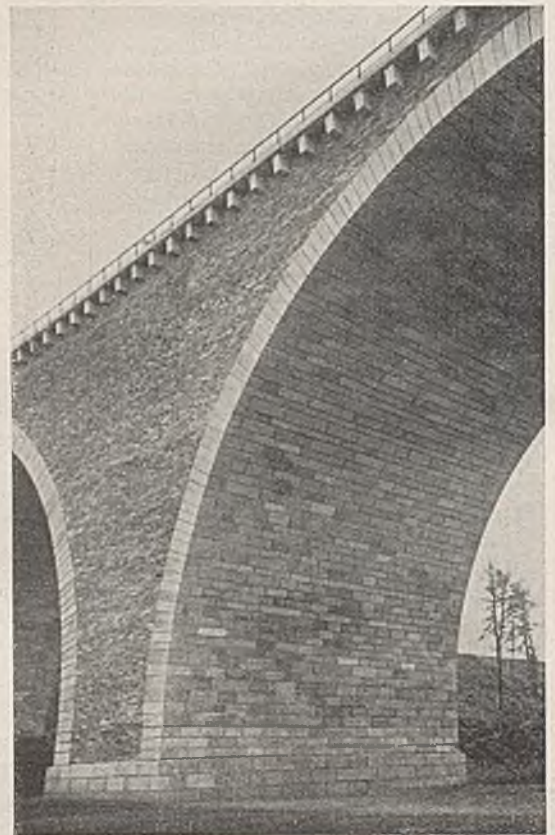


Abb. 6. Die Quadern der Leibung bestehen aus gemischtfarbigem Granit.

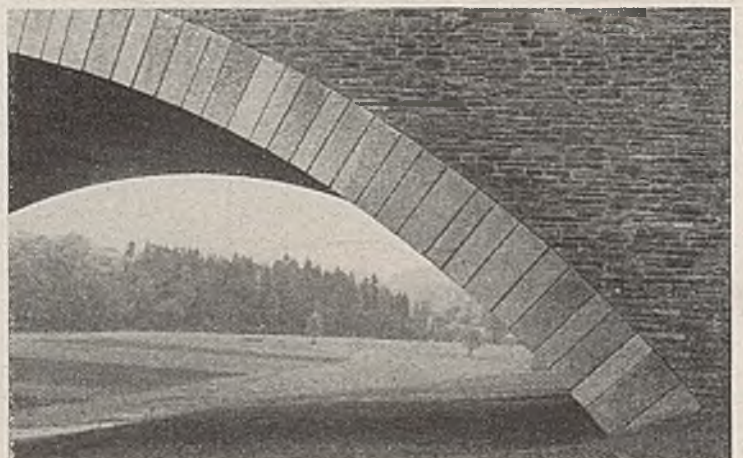
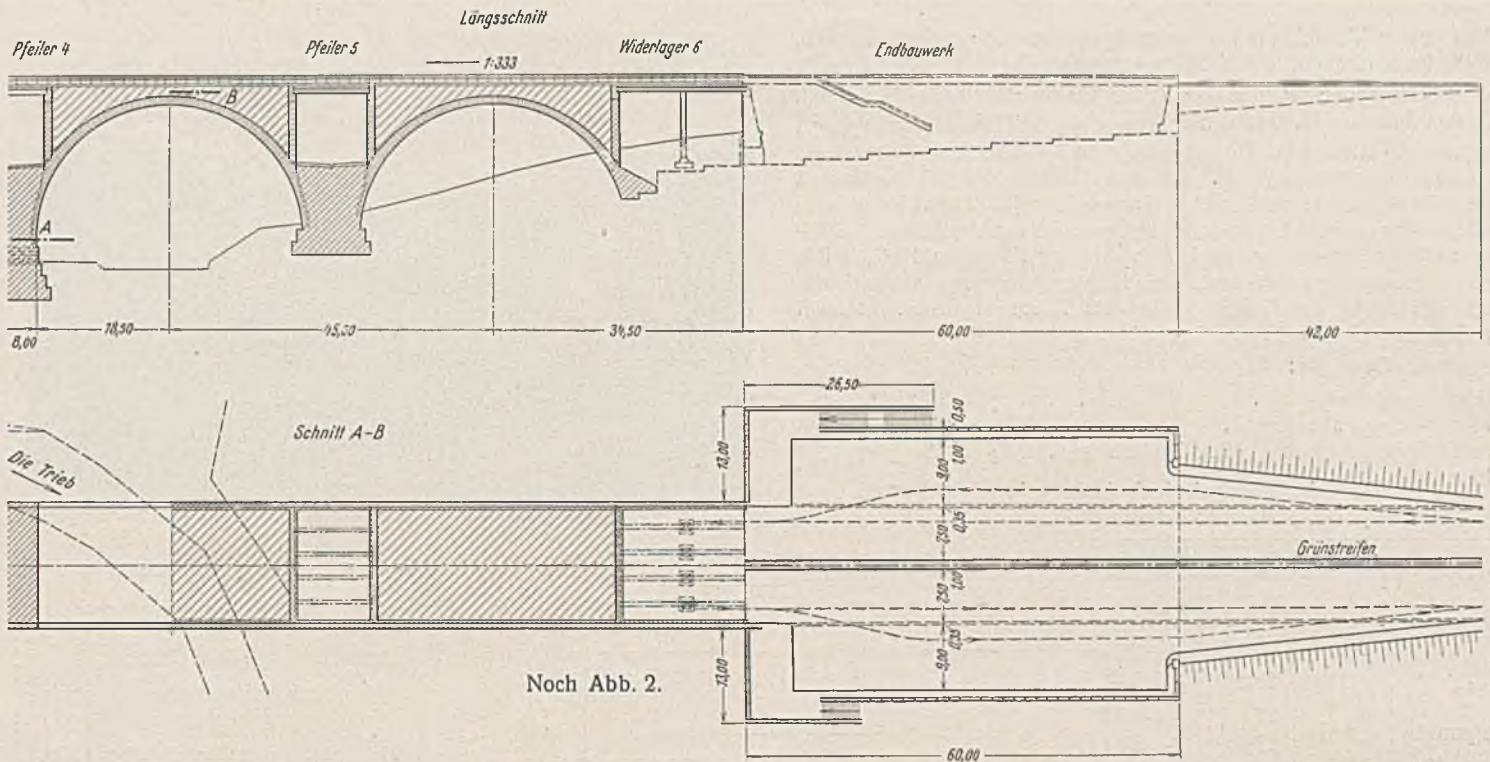


Abb. 7. Die Dicke der Gewölbestirnsteine schwankt zwischen 35 und 50 cm.



aus den kleinen Steinen, die mehr oder weniger den Abfall der Steinbrüche darstellen, ein hervorragendes Mauerwerk herzustellen. Der Materialaufwand für 1 m² Fläche beträgt 4 RM, der Zuschlagpreis zum Beton für die Herstellung des Mauerwerks schwankt zwischen 5 und 6 RM.

Die Verblendung mit diesen Kopfsteinen kostet daher, wenn man die Kosten der Betonschalung berücksichtigt, nicht mehr als eine steinmetzmäßig bearbeitete Betonfläche. Die Wirkung der Kopfsteinverblendung ist aus Abb. 8 bis 11 zu ersehen, wobei zu beachten ist, daß auf den Lichtbildern die Farbwirkung nicht zum Ausdruck kommt.

Der beiderseitige Sims der Brücke besteht aus Konsolsteinen und Abdeckplatten aus blauem Lausitzer Granit. Die Abmessungen der Konsolsteine, ihr gegenseitiger Abstand und ihr Verhältnis zur Abdeckplatte wurden an Hand von naturgetreuen Modellen in den Steinbrüchen festgelegt. Die Abmessungen gehen aus Abb. 12 hervor. Als Abschluß der Fahrbahn wurde mit Rücksicht auf den Benutzer der Autobahn ein durchsichtiges stählernes Geländer gewählt (Abb. 13).

Über den Pfeilern wurden Hohlräume von 9 m lichter Weite ausgespart, die durch Eisenbetonplattenbalken überbrückt wurden (s. Abb. 2). An den Enden der Hohlräume sind die Trennfugen der Übermauerung angeordnet worden. Im Verblendmauerwerk sind die Trennfugen nicht mit durchgeführt worden.

Der Querschnitt der Brücke ist auf Abb. 14 dargestellt. Außer den beiden Fahrbahnen von je 7,5 m Breite sieht er einen Mittelschrammbord von 1 m und zwei Seitenschrammborde von je 1,2 m Breite vor. Die lichte Weite zwischen den Geländern beträgt 18,42 m, die Breite des Gewölbes 17,70 m. Im Mittelschrammbord ist der Kabelkanal untergebracht (Abb. 15).

Der Baugrund bestand in den oberen Schichten aus Lehm und lehmigem Geröll, dem verwitterter Tonschiefer oder grusiger Diabas und schließlich fester Tonschiefer und gesunder Diabas folgte. Die Pfeiler wurden alle auf gesundem Felsen in 5 bis 8 m Tiefe gegründet. Sie konnten in offenen



Abb. 8. Kopfsteinmauerwerk aus Theumaer Schiefer.



Abb. 9. Das Mauerwerk an der vorspringenden Ecke des Parkplatzes.

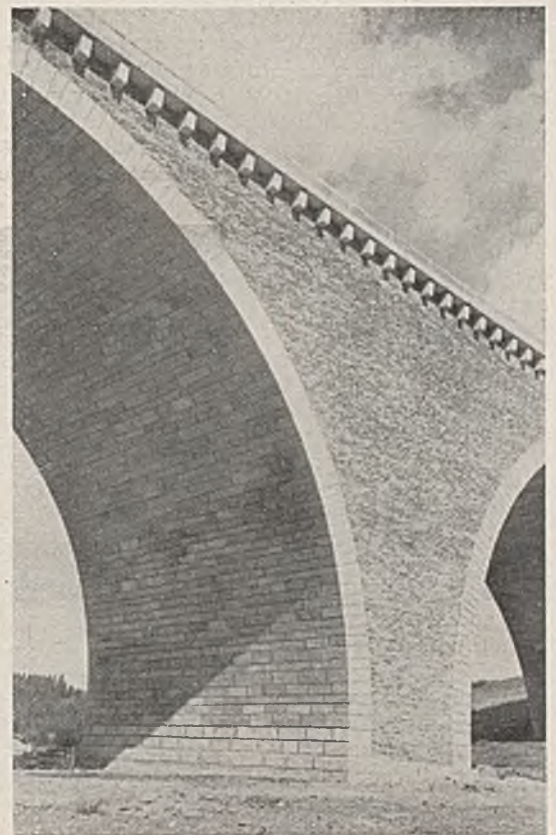


Abb. 10. Das Füllmauerwerk der Zwickel aus Theumaer Schiefer.

Baugruben unter Verzicht auf eiserne Spundwände errichtet werden. Als größter Bodendruck wurde 8 kg/cm² zugelassen.

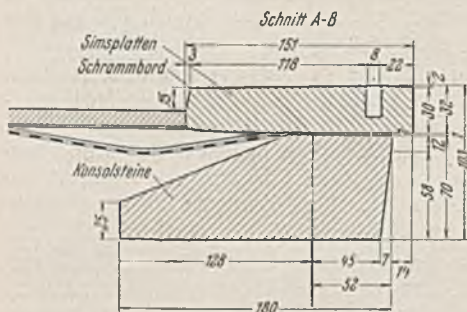
Die Brückenbogen wurden nach der Elastizitätstheorie berechnet. Als zulässige Spannungen waren maßgebend $\sigma_{\text{Druck}} \approx 50 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{\text{Zug}}^{1/5}$ der gleichzeitig auftretenden Druckspannungen im jeweiligen Querschnitt, jedoch nicht größer als 5 kg/cm². Der Belastung lag die Brückenklasse I zugrunde mit 24-t-Walze und zwei Lastwagen von je 12 t auf jeder Fahrbahnhälfte, dazu vor und hinter dem Fahrzeug Menschengedränge. Stoßzuschlag auf dem Bogen für die Lasten auf der Fahrbahn 10%. Die Temperaturschwankungen wurden zu $\pm 15^\circ$ angenommen, obgleich die geringste Abmessung des Bogens größer als 70 cm ist. Elastizitätszahl für den Granitbogen $E = 230\,000 \text{ kg/cm}^2$.

Spezifische Gewichte:

- Granitmauerwerk $\gamma = 2,7 \text{ t/m}^3$
- Pfeiler- und Füllbeton $\gamma = 2,2 \text{ „}$
- Fahrbahnbelag einschließlich Isolierung $\gamma = 2,3 \text{ „}$
- Eisenbeton $\gamma = 2,4 \text{ „}$

Die Grenzwerte der Randspannungen betragen:

Schnitt	Grenzwerte in kg/cm ²		
	max	min	
Scheitel . .	σ_o	+ 27,27	+ 7,63
	σ_u	+ 18,86	- 2,51
Viertelpunkt	σ_o	+ 17,82	+ 9,65
	σ_u	+ 17,38	+ 6,81
Kämpfer . .	σ_o	+ 33,35	+ 1,39
	σ_u	+ 42,36	+ 33,80



Zu Abb. 12.

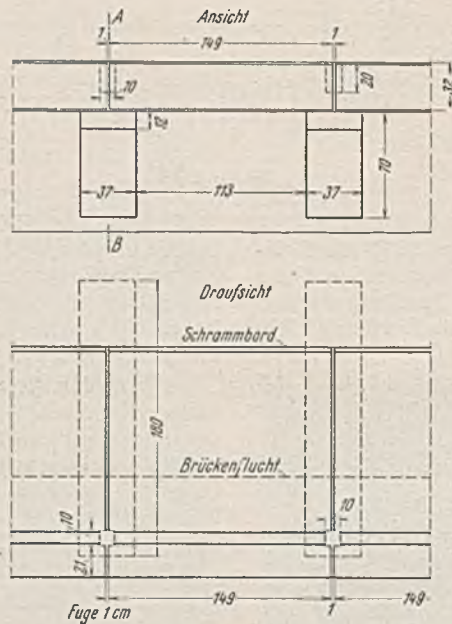


Abb. 12. Abmessungen der Konsolsteine.

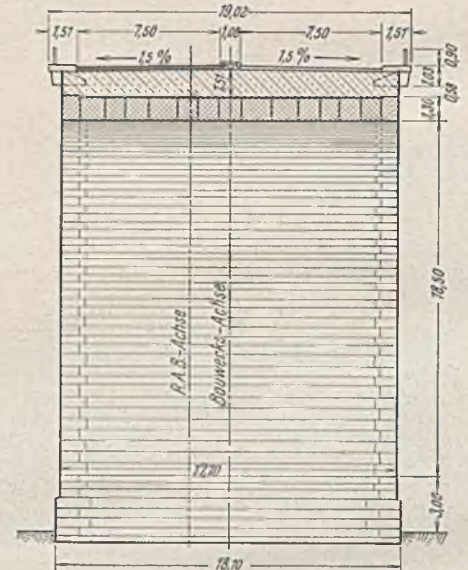


Abb. 14. Querschnitt der Brücke.

Die Zugspannung von 2,51 kg/cm² wurde ausnahmsweise zugelassen, da die angenommenen Temperaturschwankungen von $\pm 15^\circ$ und die Elastizitätszahl $E = 230\,000$ als ungünstig bezeichnet werden können.

Die Lehrgerüste wurden nach Abb. 16 ausgeführt. Besonderer Wert wurde auf ausreichende Diagonalverstreben in jedem Felde gelegt. Ober- und Untergerüst wurden durch kurze Zuganker miteinander verbunden. Ferner wurden waagerechte Windverbände in den Ebenen über und unter den Spindeln angeordnet. Das Lehrgerüst erhielt im Scheitel eine Überhöhung von 6 cm. Diese Überhöhung bedeutet eine Vergrößerung der Gewölbeleibungslinie gegenüber dem Sollmaß um 9 cm. Beim ersten Lehrgerüst, das aufgestellt wurde, waren die Kranzhölzer unter dem Bohlenbelag auf diese Länge zugeschnitten worden. Bei den Stauchungen des Lehrgerüsts, die durch den Wölbvorgang eintreten, entstanden daher Ausbeulungen der Schalung. Es wurden deshalb bei den nächsten Lehrgerüsten die Kranzhölzer so zugeschnitten, daß ihre Stoßflächen erst dann einander berührten, wenn die Leibungsfläche sich um 9 cm verkürzt hatte, d. h., wenn die vorgeschriebene Gewölbeform erreicht war.



Abb. 13.

Als Fahrbahnabschluß dient ein durchsichtiges eisernes Geländer.

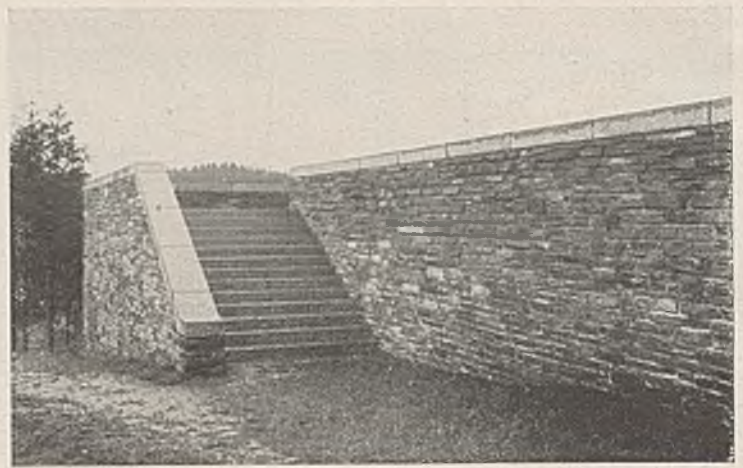


Abb. 11. Mauerwerk aus Theumaer Schiefer am Abgang vom Parkplatz.

Zur Beobachtung der Formänderung des Lehrgerüsts während des Wölbens wurden Messungen an gespannten Drahtzügen, die an der Leibung befestigt worden waren, durchgeführt. Um auch die Bodensetzungen genau zu erfassen, wurden die Betonschwellen, auf denen das Lehrgerüst stand, regelmäßig nivelliert. Die Messungen an den Spanndrähten ergaben anfangs unwahrscheinlich hohe Werte. Das lag daran, daß die an den Drähten hängenden Spannungsgewichte viel zu groß waren; es wurden dazu von den Pollern wahllos Schlenenstücke oder Betonprobewürfel verwendet. Sie hatten, wie die Rechnung dann ergab, zu einer Überschreitung der Streckgrenze der Spanndrähte geführt. Ich erwähne das, weil ich die gleiche Erscheinung auch bei später gebauten Wölbbrücken beobachten konnte.

Neben diesen Setzungsmessungen wurden laufend auch Messungen mit dem Theodolit in der Längsrichtung der Brücke durchgeführt, um seitliche Verschiebungen der Gerüste beobachten zu können.

Der Wölbvorgang ist auf Abb. 17 dargestellt. Wegen der großen Stützweite von 37 m und der zu erwartenden Bodensetzungen wurde das Gewölbe in Lamellen aufgeteilt. Die Lamellengrenzen liegen in der Nähe der Stöße der Kranzhölzer.

Die Nummern der Lamellen zeigen die Reihenfolge der Wölbung an. Die auf Abb. 17 nicht weiter gekennzeichneten Fugen wurden laufend mit dem Fortschreiten des Wölbens geschlossen. Die schrafflierten Fugen der Scheitellamellen 2 wurden, nachdem die Steine erst alle trocken versetzt worden waren, zusammen ausgefüllt. Die dicken schwarzen Fugen der Lamellen 1, 3, 4, 5 blieben offen und wurden erst ausgefüllt, nachdem der Bogen ganz geschlossen war. Der Zusammenhalt der Lamellen 2 wurde durch seitliche Absteifung gegen die Schalung und durch Eisenanker über die Lamellen hinweg gesichert. Die Fugen in den Lamellen 2 wurden durch Holzplatten und Holzkeile offen gehalten.

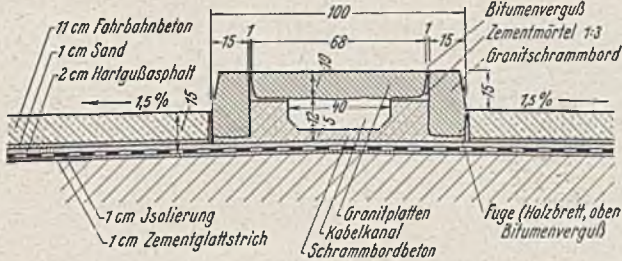


Abb. 15.

Anordnung des Kabelkanals im Mittelschrammbord.

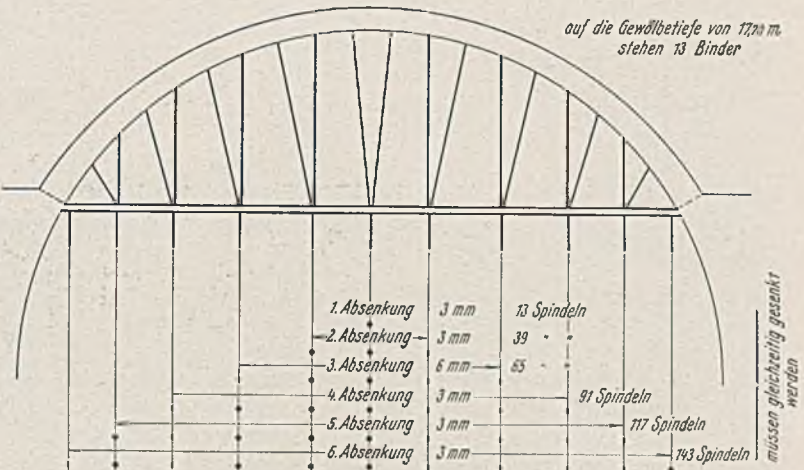


Abb. 18. Der Absenkungsvorgang.

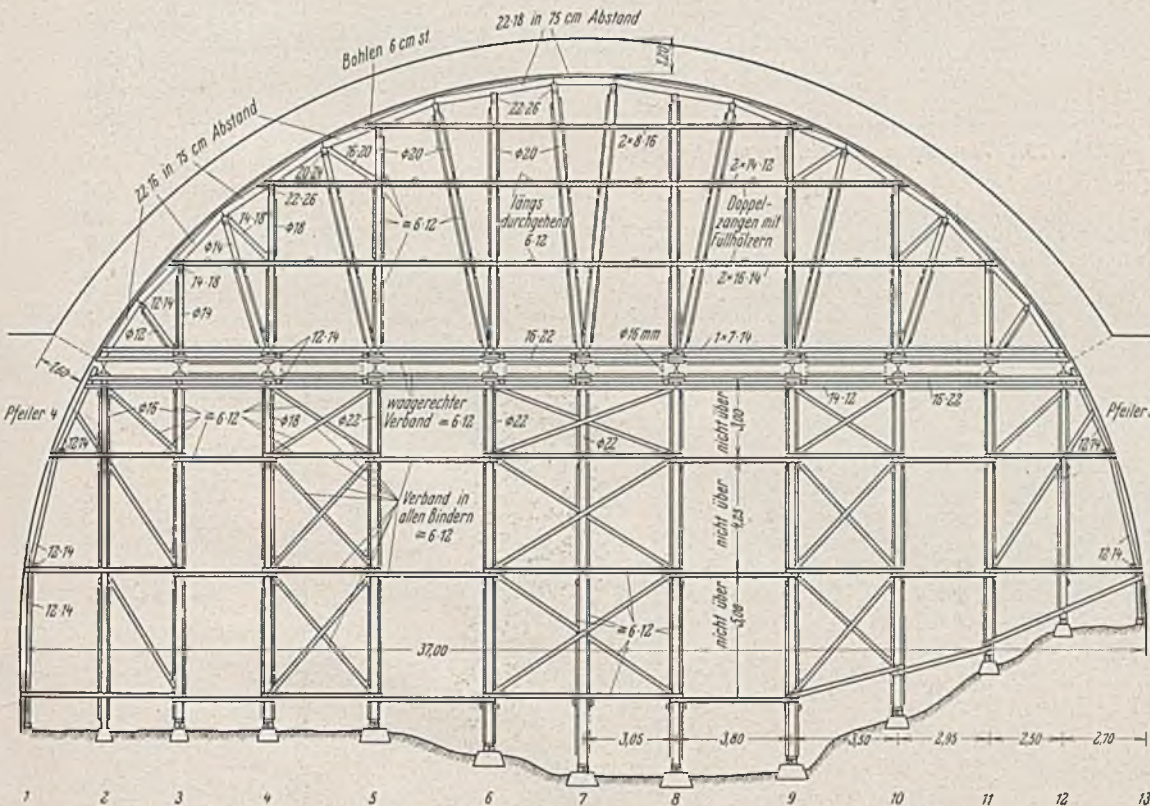


Abb. 16. Das Lehrgerüst.

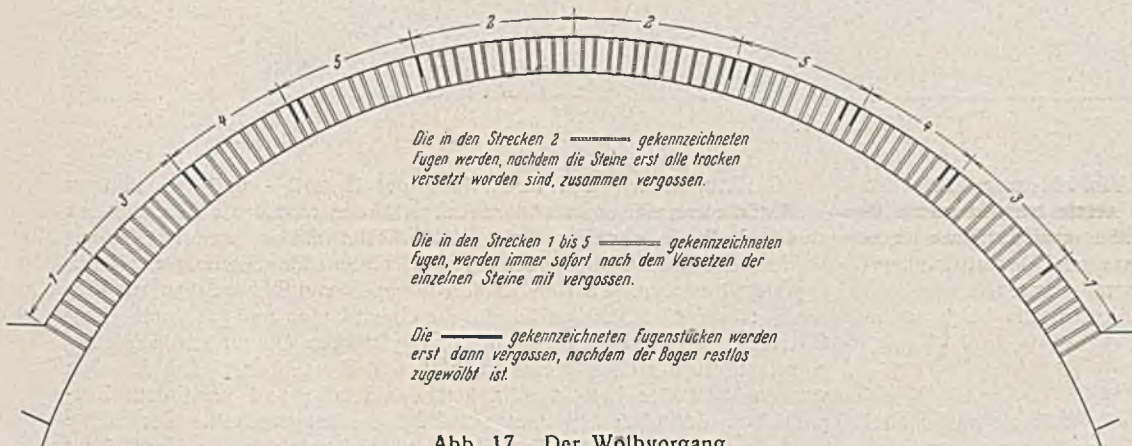


Abb. 17. Der Wölbvorgang.

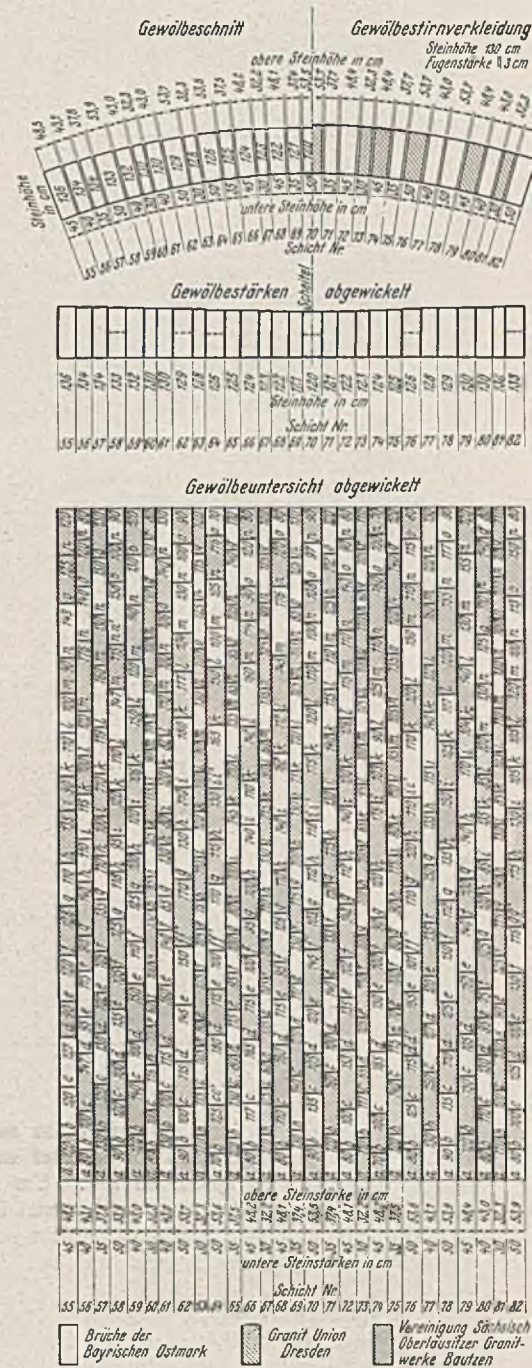


Abb. 20. Vergrößerter Ausschnitt aus Abb. 19

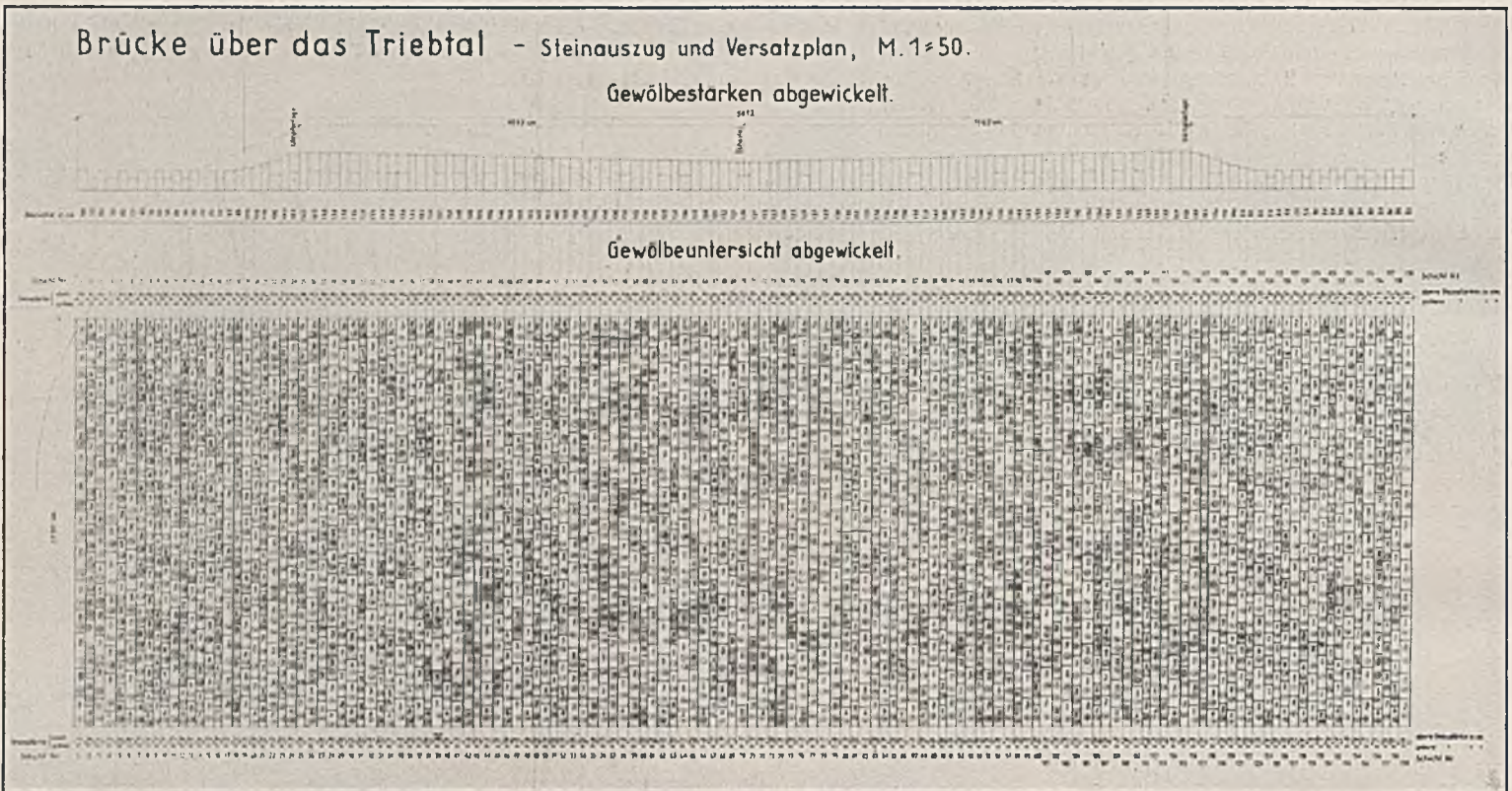
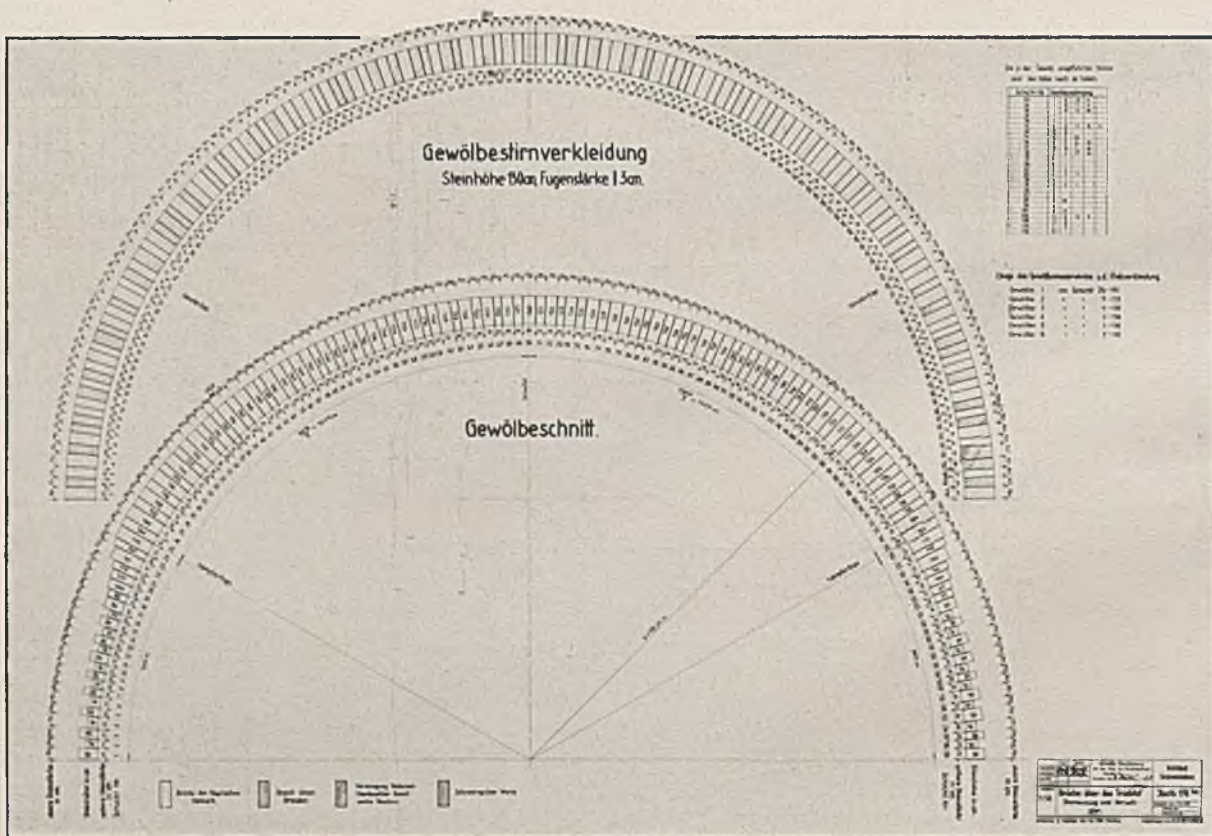


Abb. 19. Versatzplan für einen ganzen Bogen.



Zu Abb. 19.

Die Absenkung der Lehrgerüste ist auf Abb. 18 dargestellt. Die Lösung der Spindein begann im Scheitel und setzte sich in sechs Vorgängen nach den Kämpfern hin fort. Um Fehler und Irrtümer zu vermeiden, wurden jeweils immer nur so viel Leute ins Lehrgerüst hineingeschickt, als zur Bedienung der Spindein notwendig waren.

Die Senkungen des Bogens während des Ausrüstens betragen im Mittel

- a) im Scheitel 4 mm,
- b) in den Viertelpunkten 2,5 mm.

Die Setzung der Lehrgerüste betrug während des Wölbens im Scheitel durchschnittlich 6 cm, d. h. ebensoviel, als die Überhöhung betrug.

Die Anlieferung und Herstellung der Gewölbe- und der übrigen Werksteine erforderten besondere Aufmerksamkeit. Da die OBR Dresden innerhalb 3 Jahren sechs große Wölbbrücken mit insgesamt 56 000 m³ Werksteinen herzustellen hatte, mußte die Steinbeschaffung sorgfältig organisiert werden. Es standen drei Gruppen von Steinbrüchen zur Verfügung: in der Sächsischen Lausitz die Granit-Union und die Vereinigung Oberlausitzer Steinbrüche und in der Bayerischen Oberpfalz die Arbeitsgemeinschaft der Granitwerke in Floß und Flossenbürg. Die Aufträge wurden nach der Leistungsfähigkeit der Brüche und nach dem Bauprogramm der einzelnen Bauten auf Jahre hinaus verteilt. Die Steine wurden, um den rechtzeitigen Bezug zu sichern, von der Verwaltung

beschafft und dem Brückenbauunternehmer an der Baustelle zur Verfügung gestellt.

Um ein flottes Bauen zu gewährleisten, mußte mit der Steinherstellung lange vor Beginn des eigentlichen Brückenbaues begonnen werden. Zu diesem Zwecke wurden von der OBR Dresden Versetzpläne der Gewölbe angefertigt, bei denen im Schnitt und in der Bogenleibung alle Steine nach ihrer Länge, Höhe und Breite festgelegt wurden. Da immer mehrere Steinbrüche für eine Brücke liefern, wurde die Verteilung der einzelnen Steine auf die verschiedenen Brüche durch wechselnde Schraffur in den Versetzplänen festgelegt. Durch die Beschränkung der Steingewichte auf die Tragkraft der Turmdrehkrane wurden außerdem die Steine mit Mehrgewicht als geteilte Steine in dem Versetzplan besonders gekennzeichnet. Alle Steine sind von den Brüchen mit Ölfarbe zu bezeichnen nach Bogen I, II usw., nach Schichtenfolge 1, 2 usw. und nach Schichtenlage a, b usw.

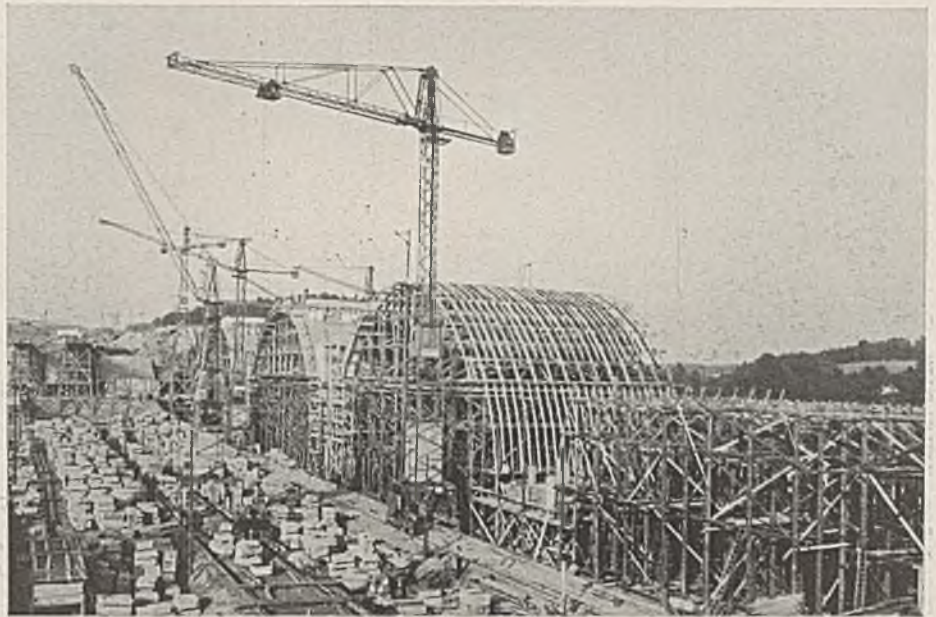


Abb. 21.
Baustelleneinrichtung und Steinlagerplatz.

Die Lieferfirmen dürfen in der Länge der einzelnen Steine bis zu 5 cm abweichen, sie müssen jedoch innerhalb ihrer Teillieferung für eine Schicht die Gesamtlänge einhalten. Nur durch die Versetzpläne ist es möglich, daß alle ankommenden Steine auf der Baustelle nach Gewölbe und Schichten gelagert und bei der Ausführung leicht vom Lagerplatz entnommen werden können. Die Versetzpläne gewährleisten außerdem zu jeder Zeit eine gute Kontrolle über die Anlieferungsmenge und über die Leistungsfähigkeit der einzelnen Steinbrüche. Die für die OBR Dresden beschäftigte Steinindustrie hat diese Form der Steinvergebung immer wieder begrüßt. Abb. 19 u. 20 zeigen die Versetzpläne der Triebtalbrücke, nach denen die Steinbrüche die Steine genau nach Maß herstellen.

Bei der Triebtalbrücke ging die Anlieferung der Steine sehr rasch vonstatten, da die Steinbrüche damals noch nicht so überlastet waren wie heute.

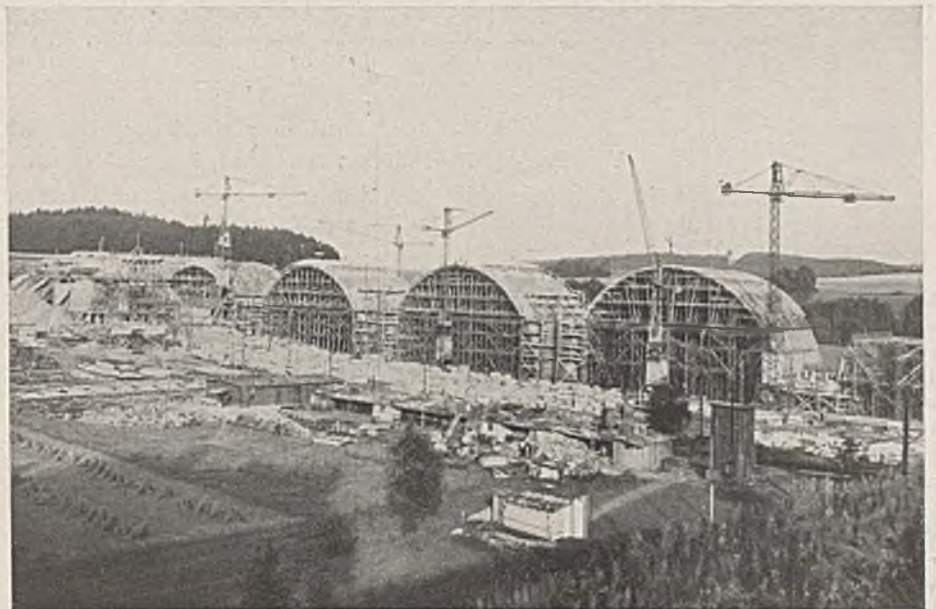


Abb. 22.
Bauzustand im Dezember 1937.

Die Baustelle war anfangs nicht auf den unerwartet schnellen Eingang der Steine vorbereitet und mußte als Folge davon im Verlaufe des Baues viele Unannehmlichkeiten mit dem Heraussuchen der Steine in Kauf nehmen. Wir haben daher bei den nächsten großen Steinviadukten ganz besondere Sorgfalt auf die Größe und die Anlage des Steinlagerplatzes gelegt.

Die Entwässerung der Brücke ist wie folgt ausgebildet. Die Fahrbahn hat vom Mittelschrammbord aus dachförmiges Gefälle nach beiden Seiten. An den Außenschrammborden sind Einläufe angebracht, von denen aus das Tageswasser in Rohrleitungen nach den Sparräumen über den Pfeilern geführt wird. Von hier aus wird es in eine Sammelschleuse und weiter in die Trieb geführt.



Abb. 23. Blick auf die fertige Brücke.



Mit dem Bau wurde im April 1937 begonnen. Die Hauptarbeiten waren Dezember 1937 beendet. Die kurze Bauzeit ließ sich nur dadurch ermöglichen, daß die Ausführende M. G. Richter & Co., Leipzig, nach einem gut durchdachten Baufolgeplan und mit einem reichlichen Einsatz von Großgerät gearbeitet hat (Abb. 21 u. 22). Die durchschnittliche Belegschaft auf der Baustelle betrug 500 Mann.

Die Leistung umfaßt 40 000 m³ Beton, 5700 m³ Gewölbemauerwerk und rd. 7400 m² Mauerwerk der Stirnflächen und Flügel. Die Baukosten betragen 3 800 000 RM.

Der Entwurf wurde von der OBR Dresden unter Mitwirkung von Prof. Freese als künstlerischem Berater aufgestellt. Die örtliche Bauleitung lag in den Händen der Bauabteilung Plauen i. V. Abb. 23 u. 24 zeigen die fertige Brücke.

Abb. 24. Die fertige Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Brücken der Reichsautobahn aus Spannbeton.

Von Dr.-Ing. Paul Müller, Düsseldorf, Brückenzernent der Obersten Bauleitung Essen.

Der Spannbetonbauweise liegt bekanntlich der Gedanke zugrunde, die dem Beton in größerem Maße fehlende Zugfestigkeit durch geeignete Maßnahmen auszugleichen.

Bei den bislang bekanntgewordenen Verfahren geschieht dies in der Weise, daß entweder durch künstlich erzeugte Dehnungen der Bewehrungs-eisen Kräfte in den Beton eingeleitet werden, die sämtliche oder zum mindesten die hauptsächlich tragenden Querschnitte mit so großen Druckspannungen vorbelasten, daß die durch die Gebrauchsbelastung hervorgerufenen sich überlagernden Zugspannungen die vorher erzeugten Druckspannungen entweder überhaupt nicht oder nur unwesentlich überschreiten, oder es wirken die Reaktionen von Zuggurten als Druckkräfte auf den Beton und erzeugen die gleichen Wirkungen.

Es entsteht somit ein Traggebilde, das fast ausschließlich Beton-druckspannungen unterworfen ist. Ein weiterer Vorteil liegt darin, daß ein Spannungswechsel von Druckspannungen in Zugspannungen im Beton, wie ein solcher z. B. bei durchlaufenden Bauteilen mit überwiegender beweglicher Last eintritt, und der für den Beton höchst unerwünscht ist, vermieden wird. Beim Spannbeton findet in der Hauptsache nur ein An- und Abschwellen der Druckspannungen im Beton und der Zugspannungen im Eisen bei gegenseitiger Wechselwirkung statt. Zwei Verfahren gelangen zur Zeit in Deutschland zur Anwendung. Das Ziel, das bei beiden erreicht werden soll, ist das gleiche. Die Wege sind völlig verschieden. Die OBR Essen der Reichsautobahnen hat auf Veranlassung des Herrn Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen und der Direktion der Reichsautobahnen je eine Brücke nach der Bauart Freyssinet-Wayss & Freytag und nach der Bauweise Finsterwalder-Dyckerhoff & Widmann ausgeführt, über die ich im folgenden berichten will.

I.

Im Oelder Abschnitt der Strecke Ruhrgebiet—Hannover liegt die recht-winklige Feldwegüberführung Bauer Schulze—Hesseler mit einer Stützweite von 33 m und einer Brückenbreite zwischen den Geländern von 6 m. Die statische Berechnung wurde mit den Lasten der Brückenklasse III/II durchgeführt.

Vier Hauptträger aus Spannbeton Bauweise Freyssinet tragen die Fahrbahn, die aus gewöhnlichem Eisenbeton besteht. Hinsichtlich der allgemeinen Merkmale des Spannbetons Freyssinet verweise ich auf die Veröffentlichungen des Erfinders Freyssinet selbst sowie der Herren Dir. Dr. Lenk der Neuen Baugesellschaft Wayss & Freytag AG und Prof. Dr. Gehler, Dresden, die ich als wenigstens in den Grundzügen bekannt voraussetzen darf. Selbstverständlich ist die Bauweise in ihrer Entwicklung, ihrer Jugend entsprechend, noch nicht abgeschlossen. Die OBR Essen hat daher vor Ausführung der Brücke weitere Forschungen zusammen mit der Firma angestellt, um noch tiefer in das Wesen dieses Spannbetons einzudringen. Zwei Merkmale kennzeichnen den Freyssinet-Spannbeton, nämlich: die durch vorgespannte Eisen in ihm hervorgerufenen Druckkräfte und die eigenartige Herstellung des Betons, der

nach mechanischer Verdichtung durch Rütteln unter Druck bei Wärme-zufuhr in kurzer Zeit erhärtet. Die Versuche erstreckten sich daher auf die Makro- und die Mikrostruktur des Betons und der Eiseneinlagen.

Erstere wurden an einem Versuchsträger im Versuchs- und Material-prüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden durch Prof. Dr. Gehler vorgenommen, letztere werden an Spannbetonprobeflächen im mineralo-gischen Institut der Universität Leipzig durch Prof. Dr. Schiebold durch-geführt. Die bislang gewonnenen Erkenntnisse, die nachstehend mit-geteilt werden, konnten bei der Herstellung der Brücke verwertet werden.

Der Versuchsträger in Dresden war im Herbst 1937 gebaut. Er war 19,00 m lang bei einer Stützweite von 18,50 m. Bei diesem Träger wurde nicht nur die Zugbewehrung vorgespannt, sondern auch die Bügel erhielten eine bestimmte Vordehnung. Dadurch werden die etwa unter 45° ver-laufenden schrägen Hauptzugspannungen in der Nähe der Auflager bei Balken auf Biegung in Druckspannungen umgewandelt. Unter der auf-gebrachten Belastung kriecht der Beton. Die einbetonierten Eisen, die durch den sie umgebenden Beton in Spannung erhalten werden, machen diese Verkürzung des Betons mit und verlieren dadurch an Vorspannung. Man erkennt daher, daß das Kriechmaß des Betons, das nach Möglichkeit klein gehalten werden soll, die Vorspannung wesentlich beeinflußt. Der Versuchsträger sollte im besonderen das Kriechmaß des Betons angeben lassen. Der Träger wurde daher durch drei Monate hindurch mit einer bestimmten Last belastet und die Änderung der Durchbiegung und der Dehnung in Abhängigkeit von der Zeit bestimmt.

Auf der Zugseite lagen 64 Eisen mit einem Durchmesser von 5,4 mm. Sie waren in sechs Reihen übereinander untergebracht. Der lichte Ab-stand der Reihen von 3 mm war durch eingelegte Querdrähte eingehalten worden. In den beiden unteren Reihen befanden sich 14 Eisen, in der dritten Reihe 12, in der vierten 10, in der fünften 8 und in der sechsten waren 6 Eisen angeordnet. Der lichte Abstand der Eisen jeder Reihe voneinander betrug im Mittel 8 mm.

Die Querschnittsdicke war über den ganzen Träger beibehalten. Über den Auflagern auf eine Breite von 50 cm war der Träger voll ausbetoniert, so daß dort der Querschnitt ein Rechteck war.

Von den 64 Längseisen wurden 22 bis über das Auflager geführt. Die übrigen Eisen wurden entsprechend der Momentenlinie nur über den mittleren Teil des Trägers eingelegt.

Die Bewehrungseisen wurden mit Endhaken versehen und waren überdies noch mit einer Spirale umwunden. Die Enden wurden zunächst in sogenannte Ankerklötze aus Beton verankert. Diese Ankerklötze wurden auf einem besonders hergestellten Balken, der Eisenbetonwanne, befestigt.

Die Eisenbetonwanne war mit Längsträgern durchgehend unterstützt. Um die Ankerklötze fest mit der Wanne zu verbinden, wurde die Wanne noch mit sägeblattähnlichen Rillen auf eine Breite von 23 cm versehen, in die die Klötze eingepaßt und schließlich fest verschraubt wurden.

In Trägermitte war die Wanne zur Aufnahme von Druckpressen geteilt. Nachdem die Bewehrung auf der Wanne befestigt worden war, wurden die Druckpressen eingebaut und ein Druck von 80 t aufgebracht, so daß die Vorspannung in der Bewehrung 5500 kg/cm² betrug.

Der Träger wurde in zwölf Abschnitten von je 1,50 m Länge her-gestellt. Zur Herstellung diente eine eiserne Schalung. Die mittleren

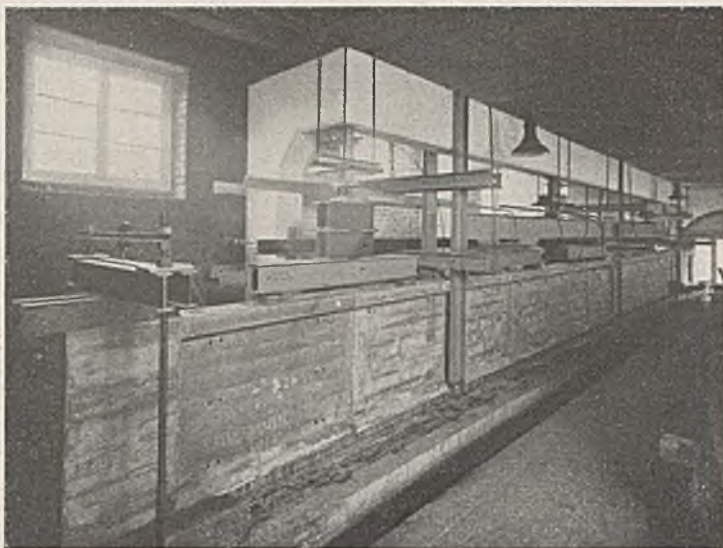


Abb. 1. Versuchsträger Dresden mit Lasteinwirkung.
(Die Wanne ist noch nicht abgesenkt.)

Trägerabschnitte wurden zuerst ausgeführt. Die Bügel von 4 mm Durchm. sind mit je 3 t gegen die eiserne Schalung vorgespannt worden, so daß die Beanspruchung 6000 kg/cm² betrug. Die Bügel von 5,4 mm Durchm. in dem letzten Abschnitt vor den Auflagern erhielten eine Vorspannung von 4500 kg/cm². Die Beanspruchung in der Auflagerverankerung betrug 5500 kg/cm².

Die Zusammensetzung des Betons war für den Obergurt:

- 1 G.-T. Portlandzement,
- 2,15 G.-T. Sand 0 bis 3 mm Korngröße,
- 1,45 G.-T. Kies 3 bis 12 mm Korngröße.

Für 1 m³ Beton wurden 520 kg Portlandzement verwendet.

Für den Untergurt:

- 1 G.-T. Portlandzement,
- 2,10 G.-T. Sand 0 bis 3 mm Korngröße,
- 0,90 G.-T. Kies 5 bis 8 mm Korngröße.

Für 1 m³ Beton wurden 600 kg Portlandzement verwendet.

Die Wassermenge wurde so gewählt, daß das Ausbreitmaß 61 cm war. Bei der Betonierung wurde

- a) die Betonpressung zu 3,5 atü gewählt,
- b) die Heildauer mit Frischdampf betrug 15 min,
- c) die Rüttelzeit 30 min.

Jeder Trägerabschnitt wurde nach drei Stunden Erhärtungsdauer ausgeschalt, da nur ein Satz der eisernen Schalung zur Verfügung stand.

Mit der Betonierung des Trägers wurde am 10. November 1937 begonnen. Der Träger war am 28. November 1937 fertiggestellt. Von der Firma Wayss & Freytag war der Balken so bemessen worden, daß das zulässige Biegemoment 53,9 tm betrug.

Um schädliche Zugrisse im Obergurt des Trägers auszuschließen, mußte ein Mindestmoment durch Eigengewicht und Zusatzlast eingehalten werden, das sich aus der ungünstigsten Beanspruchung im Viertelpunkte ergibt. Die Spannung im Obergurt des Trägers im Viertelpunkte wird Null, wenn das Moment in Trägermitte 22,4 tm beträgt.

Am 8. Dezember 1937 wurde der Träger durch vier Druckpressen belastet. Die Pressen wirkten auf einen lastverteilenden Aufbau, so daß die Last an zwölf Stellen auf den Träger einwirkte (Abb. 1).

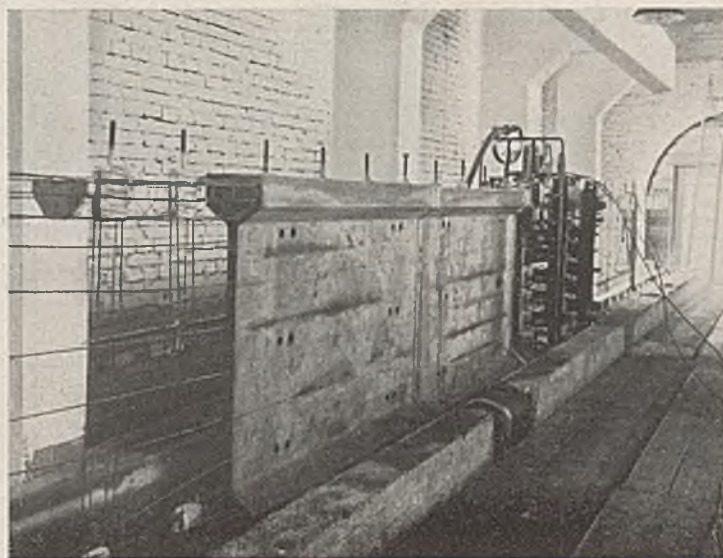


Abb. 3. Die beiden ersten Trägerstücke sind fertiggestellt.

Der Abstand der Lasteintragungsstellen war 1,50 m. Die erste Laststufe wurde so gewählt, daß das Moment in Balkenmitte 22,47 tm betrug. Gleichzeitig wurde der Druck in der Wanne abgelassen, so daß der Beton nunmehr Spannungen erhielt.

Hierauf wurden die mittleren Teile der Wanne abgesenkt, und die Last wurde stufenweise bis zur zulässigen Last gesteigert. Die Laststufe, bei der die Nutzlast aufgebracht war, wurde dreimal nach vorheriger Entlastung auf die Grundlast erstiegen. Nachdem diese Last aufgebracht worden war, wurde der Träger mit einer solchen Last belastet, daß die Spannungen im Obergurt und Untergurt des Trägers nahezu gleich waren. (Diese Last beträgt rd. $\frac{2}{3}$ der Nutzlast.) Mit dieser Last wurde der Träger vom 11. Dezember 1937 bis 4. Februar 1938 dauernd belastet. Am 4. und 5. Februar 1938 wurde wiederum die volle Nutzlast aufgebracht und der Träger mit dieser Last zweimal, nach vorheriger Entlastung bis zur Grundlast, beansprucht. Am 5. Februar 1938 wurde der Träger wieder mit $\frac{2}{3}$ der Nutzlast belastet.

Unter den aufgetragenen Belastungen hat sich der Träger durchgebogen. Risse sind nicht aufgetreten. Die federnde Durchbiegung unter der Nutzlast war $\delta = 18,39$ mm für $M = 54,85$ tm.

Die Grundlast war so gewählt worden, daß das Moment in Feldmitte 22,47 tm betrug.

Die Elastizitätszahl des Betons ist daher für die erste Belastung

$$E = 317\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Während der Belastung mit $\frac{2}{3}$ der Nutzlast durch $1\frac{1}{2}$ Monate hat die Durchbiegung um 3,8 mm zugenommen. Der neue Elastizitätsmodul E_1 kann daher in folgender Weise ermittelt werden.

Bei erstmaliger Belastung war die Durchbiegung $\delta = 11,70$ mm. Diese Durchbiegung hat nun um 3,8 mm zugenommen, so daß man $E = 239\,000 \text{ kg/cm}^2$ erhält.

Das Verhältnis der Elastizitätszahlen von Stahl zu Beton bei der ersten Belastung war: $n = 6,7$ und nach $1\frac{1}{2}$ Monaten $n = 8,8$.

Der Einfluß des Kriechens auf die Größe der Vorspannung ergibt sich wie folgt:

Die Vorspannung wurde zu 5500 kg/cm² gewählt. In diesem Zahlenwert ist für die Verminderung infolge Kriechens des Betons der Betrag von 1500 kg/cm² enthalten, so daß nach Abschluß des Kriechens noch 4000 kg/cm² Vorspannung vorhanden ist.

Die Berechnung der auftretenden Spannungen für die beiden Elastizitätsverhältnisse 6,7 und 8,8 von Stahl zu Beton ergibt einen Spannungsabfall von 570 kg/cm², so daß von der Reserve von 1500 kg/cm² noch 1500 - 570 = 930 kg/cm² für das weitere Kriechen bleiben.

Die Längenänderungen im Zug- und Druckgurt waren in Übereinstimmung mit der Rechnung.

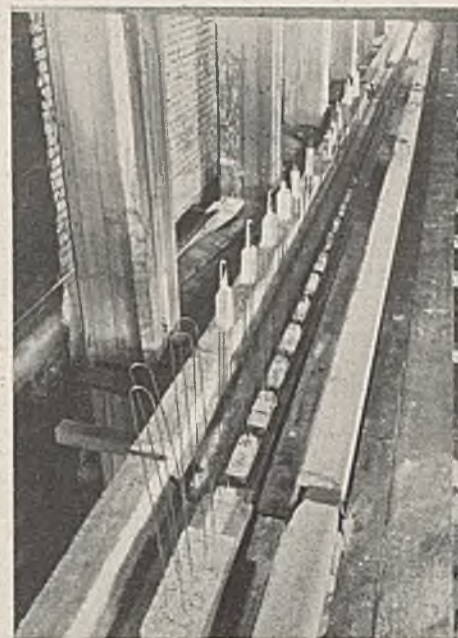


Abb. 2. Die Ankerklötze sind mit der Wanne verbunden.



Abb. 4. Fertiger Träger mit abgesenkter Wanne.

Der Herstellungsvorgang sei noch durch einige Lichtbilder erläutert. In Abb. 2 ist der Zustand festgehalten, daß die Ankerklötze mit der Wanne fest verbunden worden sind. Die Eisen sind bereits gespannt. Die Bügel sind eingelegt.

Abb. 3 zeigt die beiden ersten fertiggestellten Trägerstücke. Das dritte Trägerstück ist in der Schalung.

Abb. 4 zeigt den Träger mit dem Aufbau zur Lasteintragung.

Am 14. und 15. März 1938 wurde der Versuchsträger bis zum Bruch belastet.

Die Last wurde gleichmäßig verteilt aufgebracht. Von der Grundlast ausgehend wurde sie stufenweise gesteigert. Nach jeder Laststufe wurde wieder auf die Grundlast zurückgegangen.

Im folgenden werden nur die hauptsächlichsten Ergebnisse zusammengefaßt:

Gemessen wurde die Dehnung in der Zugseite des Trägers an 14 Stellen, die Stauchung des Betons in der Druckseite des Trägers an 16 Stellen. Um die Spannungstrajektorien in der Nähe des Auflagers anzugeben, wurden die Dehnungen an 18 Meßstellen gemessen. Die Meßstellen waren in halber Höhe des Trägers, also in Stegmittle, angeordnet.

2. erscheint es erwünscht, festzustellen, ob chemische bzw. strukturelle Veränderungen im Gefüge des Betons und des Eisens am Übergang der Eisenbewehrung zum Beton vorhanden sind, die Aufschluß darüber geben können, in welcher Weise die Zugspannungen vom Eisen auf den Beton übertragen werden. Diese Fragestellung hat reine Forschungsarbeit zur Folge, die sich mit dem Problem der inneren Spannungs- und Grenzflächenvorgänge heterogener Baukörper aus Eisenbeton befaßt, worüber von anderer Seite Versuchsergebnisse nicht vorliegen. Da es sich hier von erster Linie um Raumgitteränderungen von kristallinen Körpern handelt, erschnen neben mikroskopischen und chemischen Methoden die Anwendung der Feinstrukturuntersuchung ratsam, da sie über derartige Gitteränderungen in einfachster Weise Aufschluß gibt. Diese Methode hat bisher in der Betonforschung noch wenig Eingang gefunden und ist im vorliegenden Falle vollkommen neuartig in der Anwendung; es soll daher im folgenden ein kurzer Überblick über die Grundlagen gegeben werden.

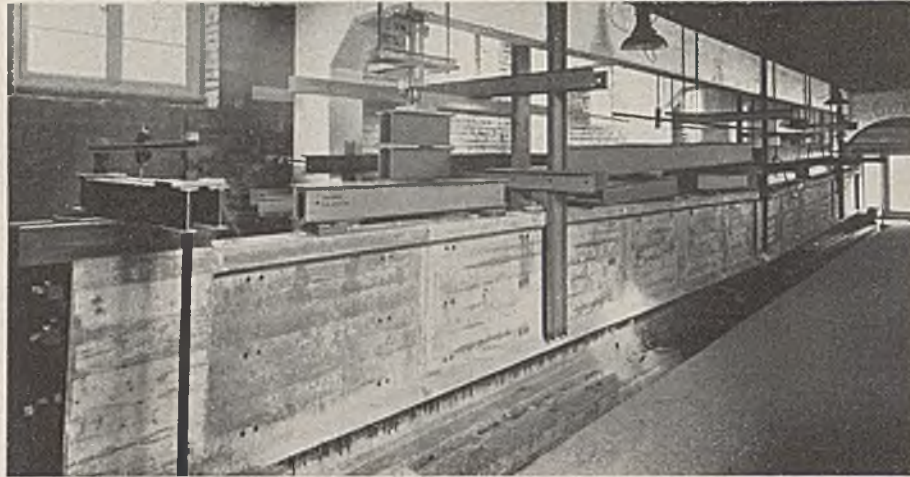


Abb. 5. Der Träger nach dem Bruch.

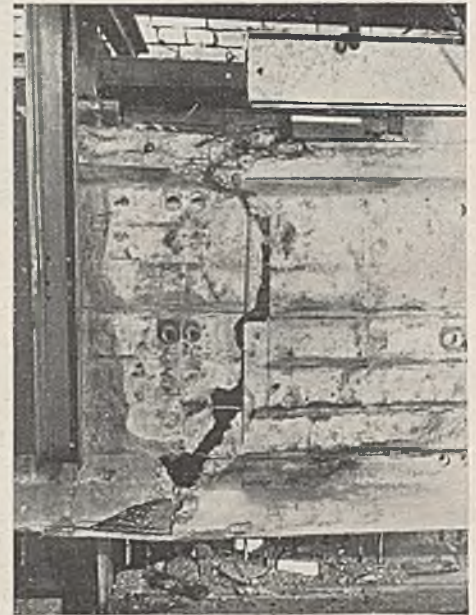


Abb. 6. Die Bruchstelle des Trägers.

Je drei Meßstellen davon waren in einem Punkte zusammengefaßt. In diesem Punkte wurde die Dehnung in drei verschiedenen Richtungen gemessen, und zwar:

- a) waagrecht,
- b) unter 45° und
- c) unter 135° gegen die Waagrechte geneigt.

Außer den Dehnungen wurde die Durchbiegung des Trägers an 14 Meßstellen gemessen. Das Auftreten der Risse wurde bis nahe der Bruchlast verfolgt.

Am Prüfungstag wurde die Festigkeit des Betons an Würfeln mit 20 cm Kantenlänge geprüft. Die Würfel wurden jeweils mit den einzelnen Trägerabschnitten im gleichen Verfahren wie beim Träger selbst hergestellt.

Die Festigkeiten lagen zwischen 285 und 510 kg/cm². Mittelwert rd. 400 kg/cm². Die Würfel waren 16 bis 18 Wochen alt.

Am 5. Februar 1938 war der Träger, wie bereits erwähnt, mit 2/3 der Nutzlast belastet und stand unter dieser Last bis zum 14. März 1938. An diesem Tage wurde die Grundlast aufgebracht und von dieser ausgehend der Träger stufenweise bis zum Bruch weiter belastet.

Bei Laststufe 17 ($M = 80,55 \text{ tm}$) traten die ersten sichtbaren Zugrisse auf. Bei weiterer Belastung zeigten sich in der Nähe der Auflager etwa unter 45° geneigte Risse. Die Risse erweiterten sich ständig bei höherer Last. Bei Laststufe 25 (125,65 tm) trat der Bruch des Balkens ein. Hierbei wurde der Beton im Druckgurt explosionsartig zerstört. Die Eisen im Zuggurt waren nicht gerissen. Abb. 5 u. 6 geben ein Bild des Trägers nach dem Bruch.

Hierzu wird bemerkt, daß nach der Bruchbelastung, nachdem also der Träger in der Mitte durchgebrochen und die Last weggenommen war, die am Auflager eingetretenen Risse sich zum Teil wieder schlossen.

Bei Laststufe 24, also der letzten Laststufe vor Erreichen der Bruchlast, war die Durchbiegung 102 mm.

Der Träger hat mit 125,65 tm demnach das 2,3fache seines zulässigen Moments von 53,9 tm getragen."

Die Problemstellung der Mikrostrukturforschung war u. a. folgende:

1. Die Vorspannung der Eisen des Spannbetons bewirkt, daß sich die Eisenstäbe nach Erhärtung des Betons und Lösung ihrer Befestigung auf der Spannbettung infolge der elastischen Querkontraktion gegen den sie umgebenden Beton pressen und Druckspannungen ausüben, wogegen sie selbst unter Zugspannung stehen. Es sollte versucht werden, diese Wirkungen qualitativ und quantitativ an Strukturänderungen im Eisen und Beton zu erfassen, insbesondere war zunächst die Frage zu prüfen, ob tatsächlich Zugspannungen in den einbetonierten Eisenstäben von dem nach der Herstellung vorausgesagten Betrage nach der Erhärtung des Betons und Lösung der Befestigung vorhanden bzw. wieweit diese ursprünglich vorhandenen Spannungen im Eisen durch Kriechen abgesunken sind.

Man kann sich den Beugungsvorgang der Röntgenstrahlen an den Netzebenen der Kristalle als eine Art Spiegelung des einfallenden Strahles der monochromatischen Wellenlänge λ vorstellen, wobei aber im Gegensatz zum gewöhnlichen Reflexionsvorgang gespiegelte Strahlen nicht unter beliebigem Winkel entstehen, sondern nur unter ganz bestimmten Winkeln α . Dies kommt dadurch zustande, daß der monochromatische Röntgenstrahl nicht nur an der äußersten Netzebene, sondern auch an den darunterliegenden parallel hierzu im jeweilig kürzesten Abstand d verlaufenden Netzebenen gespiegelt wird, wobei sich die von den aufeinanderfolgenden Ebenen ausgehenden reflektierten Strahlen durch Interferenz vernichten.

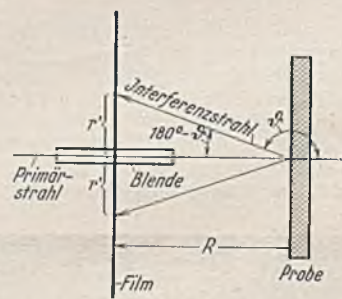


Abb. 7. Schematische Darstellung der Interferenzrückstrahlmethode.

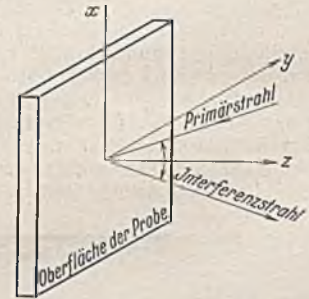


Abb. 8. Abstandsänderung der Netzebenen und zugehörige Spannung.

Der Netzebenenabstand hängt natürlich vom Bau und Zustand des Raumgitters ab. Wird dieses beispielsweise durch eine elastische Deformation gedehnt, so wird auch der Netzebenenabstand größer und bei gleicher Wellenlänge der Winkel kleiner. Man sieht, daß der Röntgenstrahl eine Art Lichtzeiger darstellt, der die Veränderungen des Netzebenenabstandes bzw. des Raumgitters direkt zu messen gestattet.

Praktisch wird die Interferenzrückstrahlmethode so ausgeführt, daß ein durch eine feine Blende begrenztes monochromatisches Primärstrahlbündel senkrecht auf die vorher gut abgeschliffene bzw. abgätzte Oberfläche der Probe fällt, von dort zurückgestrahlt und auf einem ebenen Film, der in der Mitte zwecks Durchtritts der Blende durchbohrt ist, aufgefangen wird (Abb. 7).

Um die Beziehungen zwischen der Netzebenenabstandsänderung und den in der Oberfläche haftenden Spannungen herzuleiten, betrachten wir Abb. 8. Es ist darin z die Normale zur Probenoberfläche, x und y stehen zu einander und zur Normale z senkrecht, und es falle x mit einer Hauptspannung σ_1 , y mit der anderen Hauptspannung σ_2 zusammen, während die dritte Hauptspannung senkrecht zur Oberfläche praktisch

gleich Null gesetzt werden kann für den Fall, daß keine äußeren Lasten an der Oberfläche in dem von Röntgenstrahlen getroffenen Bereich angebracht sind. Sind z. B. σ_1 und σ_2 Zugspannungen in der Oberfläche, so verkürzt sich die Platte in der z-Richtung infolge der Querkontraktion. Die Dickenabnahme, bezogen auf die ursprüngliche Dicke, ist bekanntlich die Querdehnung. Strahlt man in der Richtung z, also senkrecht zur Oberfläche, ein und erzeugt durch Verwendung einer geeigneten Wellenlänge einen unter so großem Winkel reflektierten Strahl, daß er praktisch mit der z-Richtung zusammenfällt (bzw. unter einem kleinen Winkel dazu verläuft), so mißt man praktisch die Abstandsänderung der Netzebenen senkrecht zur z-Richtung.

Vorstehende Betrachtungen führen zu der Formel

$$(\sigma_1 + \sigma_2) = A \Delta r_{fe}$$

worin $\Delta r_{fe} = r_{fe}$ (gedehnt) $- r_{fe}$ (ungedehnt) ist.

Eine Verschiebung der Eisenlinien gegenüber dem Normalzustande des Kristallgitters im ungedehnten Zustande von 0,1 mm entspricht einer Änderung der Hauptspannungssumme von rd. 9 kg/mm².

Da sich noch Linienverschiebungen von einigen Hundertstel Millimetern bei scharfen Linien sicher messen lassen, so kommt man auf eine Genauigkeitsgrenze der röntgenographischen Spannungsmessung von rd. $\pm 2,5$ kg/mm².

Eine zweite, allerdings nicht quantitative Methode des Nachweises innerer Spannungen beruht auf der Verbreiterung der Röntgeninterferenzen bei elastischer und insbesondere plastischer Verformung (durch Kaltreckung). Man benutzt dazu die Interferenzen des Kobalt-Dupletts, deren Wellenlängen sich nur sehr wenig unterscheiden. Im ungedehnten Normalzustande sind die Interferenzen so scharf, daß die beiden Linien des Dupletts deutlich getrennt erscheinen; mit wachsender Verbreiterung durch elastische Vorspannung des Gitters infolge Kaltreckung fließen die vorher getrennten Linien allmählich zu einer Linie zusammen. In letzterem Falle kann jedenfalls behauptet werden, daß das untersuchte Material mit starken inneren Spannungen behaftet ist.

Die vorstehenden Betrachtungen lassen eine grundsätzliche Anwendung auf nichtmetallische Stoffe, z. B. Beton und Zuschläge, zu, so daß auch der quantitative Nachweis der Druckspannungen in den die Eisen umgebenden Quarzkörnern und Betonteilchen möglich erscheint. Hierüber liegen bisher keinerlei Arbeiten vor.

Auch die Frage der etwaigen Strukturänderungen an der Grenze zwischen Eisen und Beton läßt sich mit Hilfe der beschriebenen Methode weiterverfolgen, da z. B. die Entstehung einer Oxydhaut oder sonstigen chemisch veränderten Übergangsschicht bei genügender Dicke an dem Auftreten neuer Interferenzen sichtbar werden muß.

Die quantitativen röntgenographischen Untersuchungen durch Professor Dr. Schiebold, Leipzig, sind noch nicht abgeschlossen.

Vorläufige Ergebnisse lassen erkennen, daß die Stahleinlagen der untersuchten Probekörper verborgene elastische Reckspannungen von rd. 30 kg/mm² aufwiesen, die bei der Erzeugung bzw. Verarbeitung des Stabmaterials entstanden sind. Durch Ausglühen konnten die Spannungen praktisch zum Verschwinden gebracht werden.

Rein elastische Vorspannungen waren in den geprüften Stäben nicht oder nur in geringem Betrage vorhanden. Die Ursache lag daran, daß die untersuchten Probekörper des Spannbetons nur 25 cm lang waren. Die Messungen werden an wesentlich größeren Stücken fortgesetzt.

Abb. 9 zeigt das Rückstrahlendiagramm eines aus dem Spannbeton gelösten und bei 800° etwa 15 min geglühten Drahtstückes, unter 45° zur Stabachse angestrahlt.

Abb. 10 gibt die zugehörigen Photometerkurven parallel und senkrecht zur Stabrichtung.

In Abb. 11 ist die Ausmessung dieser Photometerkurven und die Bestimmung der Maxima für beide Richtungen a und b wiedergegeben.



Abb. 9. Rückstrahlendiagramm unter 45° zur Stabachse angestrahlt.

Aus Abb. 12 ist die Konstruktion der Brücke ersichtlich. Die vier Hauptträger haben I-förmigen Querschnitt. Ihre Höhe beträgt in Brückenmitte 1,60 m, somit nur $\frac{1}{20,6}$ der Stützweite. Die Trägerflansche sind 0,50 m breit und an den Außenrändern 0,12 m dick. Die Stegdicke beträgt 12 cm. Während der Untergurt waagrecht verläuft, folgt der Obergurt dem Ausrundungsbogen der überführten Straße. Diese Ausrundung, auf die die Reichsautobahn nicht glauben zu dürfen, bereitete bei der Durchbildung der stählernen Schalungsform insofern Schwierigkeiten, als diese Form den Wünschen der Firma entsprechend auch für

Parallelträger Verwendung finden sollte. Die Kosten der stählernen Form sind naturgemäß erheblich und müssen auf eine größere Anzahl von Trägern verteilt werden, um die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens zu sichern. Die Ausrundung wird mit Hilfe von Einsatzstücken geschaffen, die aus Hartholz mit Stahlblechbeschlag bestehen.

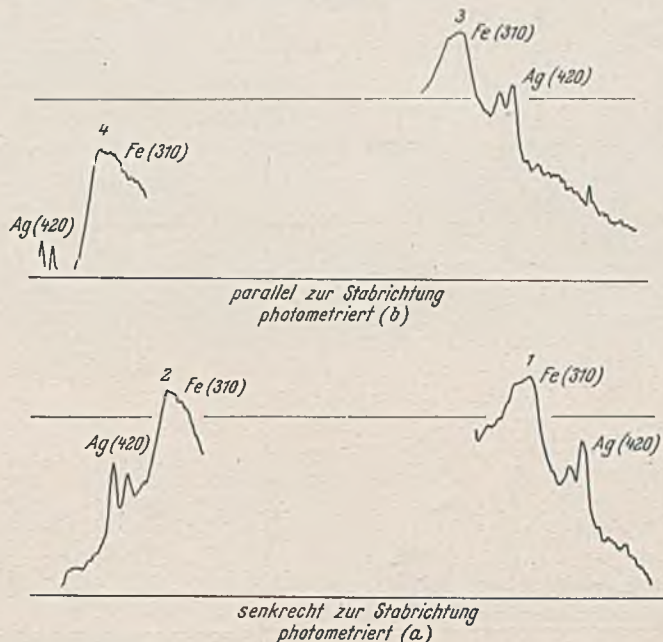


Abb. 10. Photometerkurven parallel und senkrecht zur Stabrichtung.

Vier Querträger aus gewöhnlichem Eisenbeton steifen die Hauptträger gegenseitig aus, wobei Eiseneinlagen Haupt- und Querträger verbinden. Diese werden durch Löcher in den Stegen der Hauptträger geführt, die beim Einschalen entstehen. Die Fahrbahnplatte liegt zwar auf den Hauptträgern frei auf, wird aber durch aus letzteren herausstehende, unter 45° abgegebene Bügel schubsicher mit ihnen verbunden und somit auch in der statischen Berechnung als Bestandteil der Hauptträger zum Tragen des Fahrbahnbelages und der Nutzlast mit herangezogen.

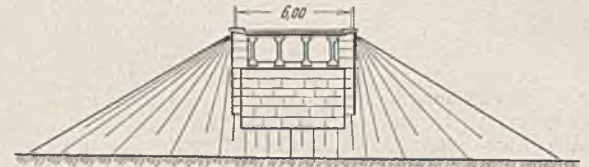
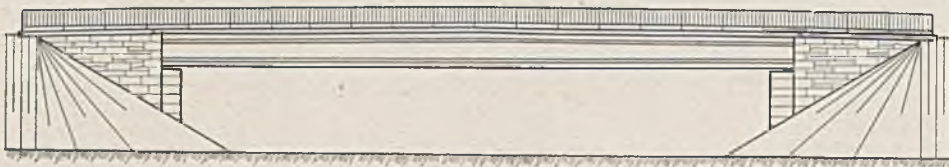
Unterhalb der Fußwege sind keine Konsolen angebracht. Diese Tragglieder würden die ruhige, geschlossene Wirkung der klar profilierten Hauptträger stören. Statisch sind sie nicht erforderlich und somit auch nicht gerechtfertigt. Die Hauptträger ruhen auf stählernen versenkten Lagern. Widerlager und Flügel bilden einen zusammenhängenden kubischen Körper aus Stampfbeton, der eine parabolisch geformte Sparöffnung in der Längsrichtung ohne Sohlplatte enthält (vgl. Abb. 12). Diese abweichende Form wurde gewählt, um den Einfluß der Verdichtung der Hinterfüllung auf die Stützkörper, der gerade bei schmalen Bauwerken erhebliche Werte annehmen kann, auszuschalten.

Des unzuverlässigen und vor allem ungleichmäßigen Baugrundes wegen wurde die Gründung mit Eisenbetonrammpfählen bis in den tragfähigen Mergel vorgenommen, wobei die Pfähle vollständig ausgerammt sind. (Eindringung im Mittel 10 mm bei den letzten 20 Schlägen mit einem 3-t-Bären bei 50 cm Fallhöhe.) Die Gefahr gegenseitiger ungleichmäßiger Setzungen der Widerlager, die für die Spannbetonträger natürlich unerwünscht sind, besteht somit nicht. Aus der statischen Berechnung der Hauptträger interessiert folgendes:

Die Bewehrung im Zuggurt in Trägermitte besteht aus 52 Rundstählen $\phi 14$ mit einem Gesamtquerschnitt von 80,1 cm². Im Steg und im Obergurt liegen weitere 24 $\phi 10$, so daß der gesamte Stahlquerschnitt

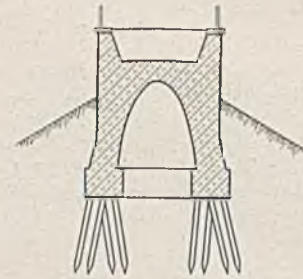
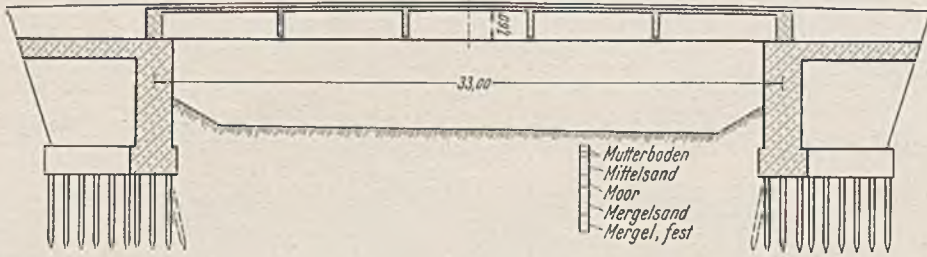
Ansicht

Schnitt A-B



Langsschnitt

Schnitt C-D



Grundriß

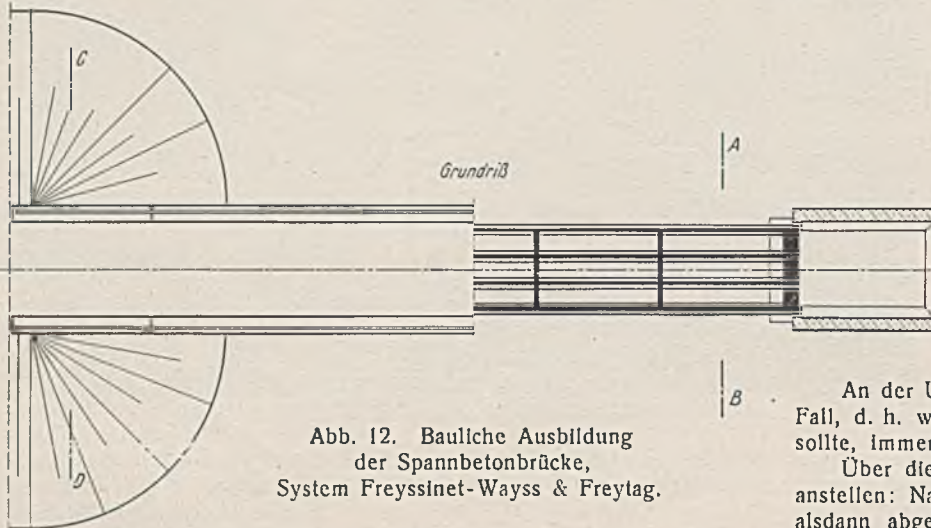


Abb. 12. Bauliche Ausbildung der Spannbetonbrücke, System Freyssinet-Wayss & Freytag.

ideelle Eisenvorspannung hierbei auf 4000 kg/cm^2 ermäßigt. Bei diesem Spannungszustande sind Platte und Querträger zwar bereits betoniert, werden aber rechnungsmäßig zur Spannungsaufnahme noch nicht mit herangezogen.

Erst für den Fahrbelag und die Nutzlast wirkt die Fahrbelagplatte bei der Aufnahme der Momente mit. Es entsteht aus diesen Lasten allein an der Unterseite der Träger im Beton ein Zug von $49,9 \text{ kg/cm}^2$, der den dort nach dem Kriechen und Schwinden vorhandenen Druck von $70,2 \text{ kg/cm}^2$ überlagert. Aus dem Schwinden der schubfest mit den Trägern verbundenen Platte gegenüber letzteren wird in der Unterkante der Hauptträger schließlich noch ein Zug von $4,1 \text{ kg/cm}^2$ hervorgerufen.

An der Unterkante der Hauptträger herrscht somit im ungünstigsten Fall, d. h. wenn die ideale Vorspannung bis auf 4000 kg/cm^2 absinken sollte, immer noch eine Druckspannung im Beton von $16,2 \text{ kg/cm}^2$.

Über die Zugspannungen im Eisen kann man folgende Überlegung anstellen: Nach Beendigung des Kriechens entspricht der angenommenen, alsdann abgesunkenen Vorspannung des Eisens von 4000 kg/cm^2 eine Druckspannung unten im Beton von $70,2 \text{ kg/cm}^2$, die wieder von den Spannungen, herrührend aus dem Fahrbelag, der Nutzlast und dem Schwinden der Platte gegenüber den Hauptträgern im Gesamtbetrage von 54 kg/cm^2 überlagert wird. Da bei dieser Rechnung $n=7$ gesetzt wurde, folgt für die zugehörige Eisenzugspannung $\sigma_e = 4000 + 7(70,2 - 16,2 - 70,2) = 3887 \text{ kg/cm}^2$. Sinkt die ideale Vorspannung nicht bis auf 4000 kg/cm^2 ab, so wird zwar die im Eisen alsdann vorhandene Zugspannung größer als 3887 kg/cm^2 , kann aber den ursprünglichen Wert von 5500 kg/cm^2 niemals überschreiten.

Die Längsbewehrung ist dem Momentenverlauf angepaßt, d. h. die einzelnen vorgespannten Stahleinlagen haben verschiedene Längen. Infolgedessen ist das durch die Vorspannung in den Träger hineingebrachte Biegemoment nicht konstant über die ganze Trägelänge, und es ergeben sich somit auch Schubspannungen aus der Vorspannung. Am oberen Trägerend sind diese gleich Null und wachsen bis zur Mitte des Steges auf $-0,28 \text{ kg/cm}^2$ an; im Schwerpunkte der unteren Bewehrung herrscht im Beton aus der Vorspannung eine Schubspannung von $+9,63 \text{ kg/cm}^2$,

$98,9 \text{ cm}^2$ ausmacht. Der gegenüber beträgt der Betonquerschnitt ohne Abzug der Eisen 3761 cm^2 , die Bewehrung somit $2,6\%$ dieses Querschnitts.

Als Eiseneinlage dient hochwertiger Manganstahl mit einer Festigkeit von 98 kg/mm^2 , einer Streckgrenze von 62 kg/mm^2 und rd. 12% Bruchdehnung. Es liegt in der Eigenart des Spannbetons Freyssinet, daß die beim Vorspannen in der Bewehrung erzeugten Zugspannungen die Höchstspannungen dieser Stahleinlagen überhaupt sind.

Die Stahleinlagen werden bei der Montage mit 5500 kg/cm^2 vorgespannt. Wir haben in der Berechnung vorausgesetzt, daß durch das Kriechen und Schwinden des Betons bzw. Zements die Längung der Eisen so weit zurückgeht, daß die zugehörige Zugspannung nur noch 4000 kg/cm^2 beträgt.

Unmittelbar nach dem Ausschalen der Hauptträger ist die Druckspannung im Beton des Untergurtes an der Unterseite $193,6 \text{ kg/cm}^2$. Infolge des Kriechens und Schwindens des Betons sinkt diese Spannung auf $70,2 \text{ kg/cm}^2$ Druck, wenn wir annehmen, daß sich die zugehörige

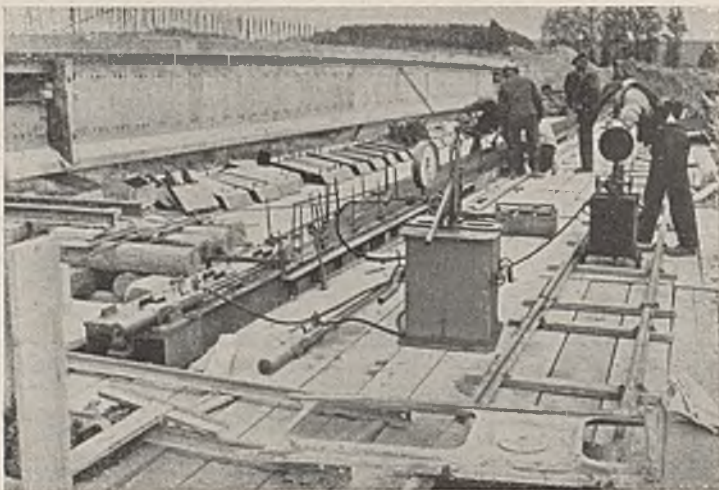


Abb. 13. Spannen der Eisen im Untergurt.

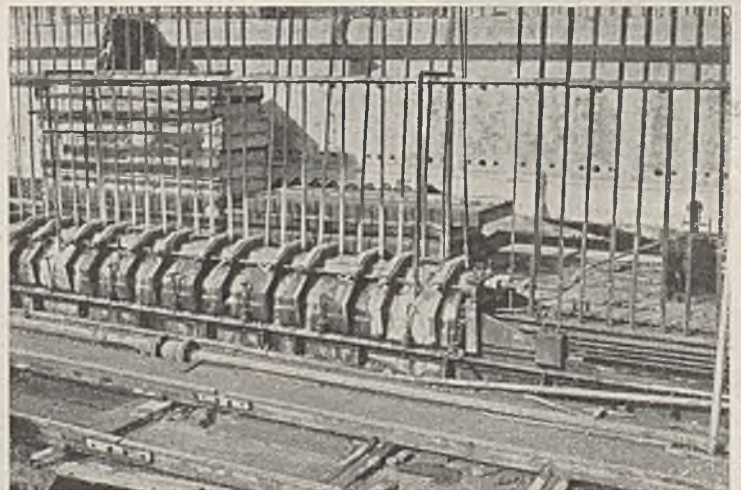


Abb. 14. Untergurt in der Stahlform. Bügel eingesetzt.

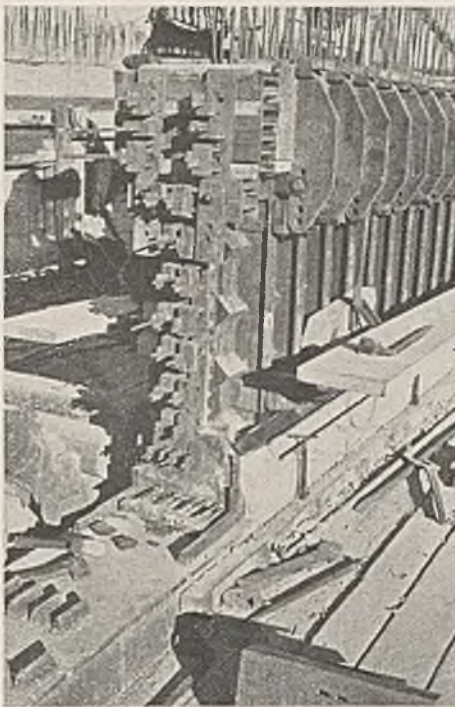


Abb. 15. Steg- und Obergurtform mit gespannter Längsbewehrung.

am unteren Rande der Bewehrung eine solche von $0,17 \text{ kg/cm}^2$; am unteren Trägerrande ist die Schubspannung natürlich Null.

Die überhaupt größte Schubspannung aus allen Einflüssen herrscht in der Mitte des Steges, 2,83 m vom Auflager entfernt, und beträgt rd. $33,3 \text{ kg/cm}^2$.

Die schiefen Hauptzugspannungen werden durch vorgespannte Bügel ausgeschaltet, die im Steg Druck erzeugen. Am Auflager sind 16 Bügel $\phi 10$ vorhanden, die auf 50 cm Trägerlänge mit einer endgültigen Vorspannung nach Beendigung des Kriechens von 3000 kg/cm^2 eine

Druckspannung von $62,5 \text{ kg/cm}^2$ im Steg hervorrufen. Die schiefen Hauptzugspannungen im

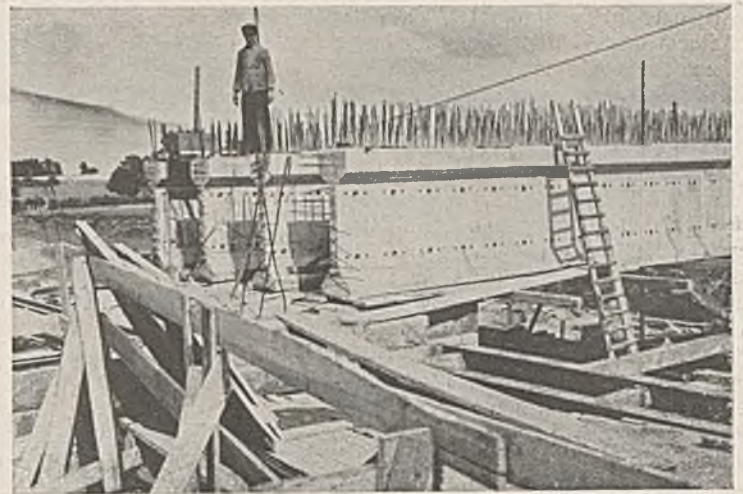


Abb. 18. Vier fertige Träger.

Abb. 13. Spannen der Eisen im Untergurt; Abb. 14. Untergurt in der Stahlform, Bügel eingesetzt; Abb. 15. Steg- und Obergurtform, Längsbewehrung im Steg und Obergurt gespannt; Abb. 16. Spannen der Bügel an der Obergurtform; Abb. 17. Verschiebevorrichtung am Trägerende; Abb. 18. Vier Träger fertig; Abb. 19. Ansicht der fertigen Hauptträger; Abb. 20. Gesamtansicht der fertigen Brücke.

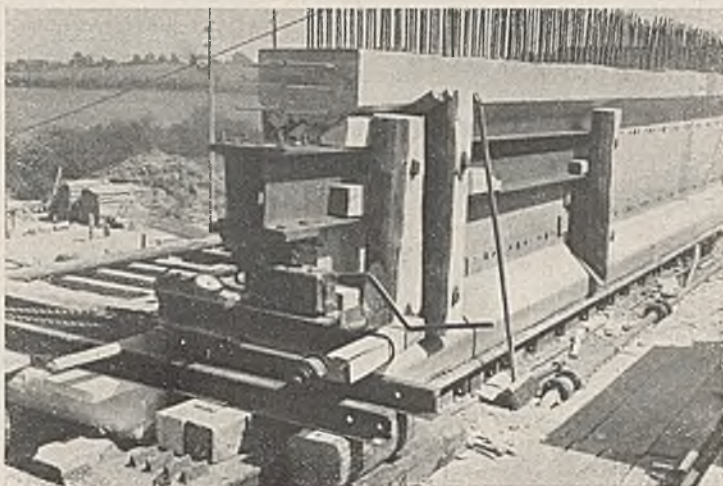


Abb. 17. Verschiebevorrichtung am Trägerende.

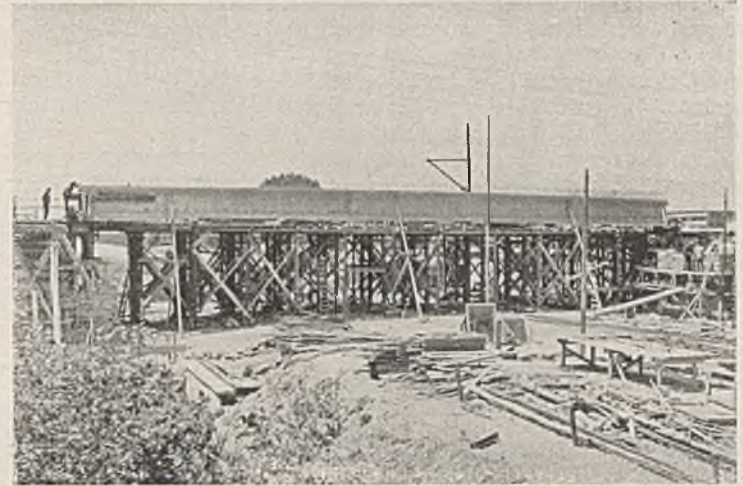


Abb. 19. Ansicht eines fertigen Trägers.
Man beachte die infolge der Vorspannung eingetretene Sprengung.



Abb. 16. Spannen und Festkeilen der Bügel an der Obergurtform.

Steg liegen hierdurch zwischen $10,2$ und $87,9 \text{ kg/cm}^2$ Druck; an keiner Stelle treten schiefe Hauptzugspannungen auf.

In einigen Abbildungen wird der Herstellungsgang eines Hauptträgers verdeutlicht:

II.

Bei Gütersloh in km 142,940 der Strecke Ruhrgebiet—Hannover liegt die Überführung des Mühlenweges, die als Eisenbetonbalkenbrücke mit selbsttätiger Vorspannung nach der Bauweise Finsterwalder-Dyckerhoff & Widmann ausgeführt ist.

Die Brücke besteht aus zwei in Feldmitte unterteilten und gelenkig miteinander verbundenen Trägertellen, die sich auf einen darunterliegenden, an den Trägerenden über den Auflagern verankerten Zuggurt abstützen (Abb. 21).



Abb. 20. Gesamtansicht der fertigen Spannbetonbrücke System Freyssinet-Wayss & Freytag.

Es entsteht somit ein Tragwerk, das mit einem umgekehrten Dreigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub verglichen werden kann. Die Träger sind aus Eisenbeton und haben zwei 25 cm dicke Rippen mit einer darüberliegenden, 20 cm dicken Platte, die zugleich die Fahrbahn bildet. Die Konstruktion ist nur schwach bewehrt, da sie in jedem Belastungszustande fast ausschließlich unter Druck steht. Die Druckkraft wird in die Träger durch das zweiteilige Zugband eingebracht. Das Zugband stützt sich gegen die Querträger mit Eisenbetonpendeln ab. Durch diese Anordnung ist der statische Zusammenhang zwischen den beiden Trägerteilen mit dem Zugband statisch bestimmt, d. h. die auftretenden Kräfte lassen sich aus den Gleichgewichtsbedingungen allein berechnen und sind von den Formänderungen des Tragwerks unabhängig. Die Brücke erhielt bei der Ausführung eine Überhöhung und setzte sich beim Ausrüsten selbsttätig in Spannung. Das zweiteilige Zugband besteht aus 2×6 Rundstählen St 52 $65 \text{ mm } \phi$. Es wurde erst nach dem Ausrüsten der Brücke durch Einbetonierung in eine Eisenbetonkonstruktion umgewandelt. Das Gelenk in der Mitte der Brücke ist als ein in der Höhe der Fahrbahnplatte liegendes Bleigelenk ausgeführt. Die Breite des Gelenkes entspricht der Brückenbreite. Eine besondere Dichtung dieser Gelenkfuge erübrigte sich deshalb. Das feste Auflager der Brücke besteht ebenfalls aus einem Bleistreifen, das bewegliche aus einer Rolle, die in einer Vertiefung der Auflagerbank angeordnet ist und mit Bitumen vergossen wurde, so daß an der Brücke keinerlei Teile sind, die einer Unterhaltung bedürfen. Abb. 22 zeigt die Verankerung des Zugbandes.

Der Berechnung wurden die Belastungen der Brückenklasse III zugrunde gelegt. Wie aus der statischen Berechnung hervorgeht, beträgt das Moment eines Trägers in Feldmitte für Eigengewicht 462 tm und für Vollast 648 tm. Dementsprechend schwankt die Zugbandkraft zwischen

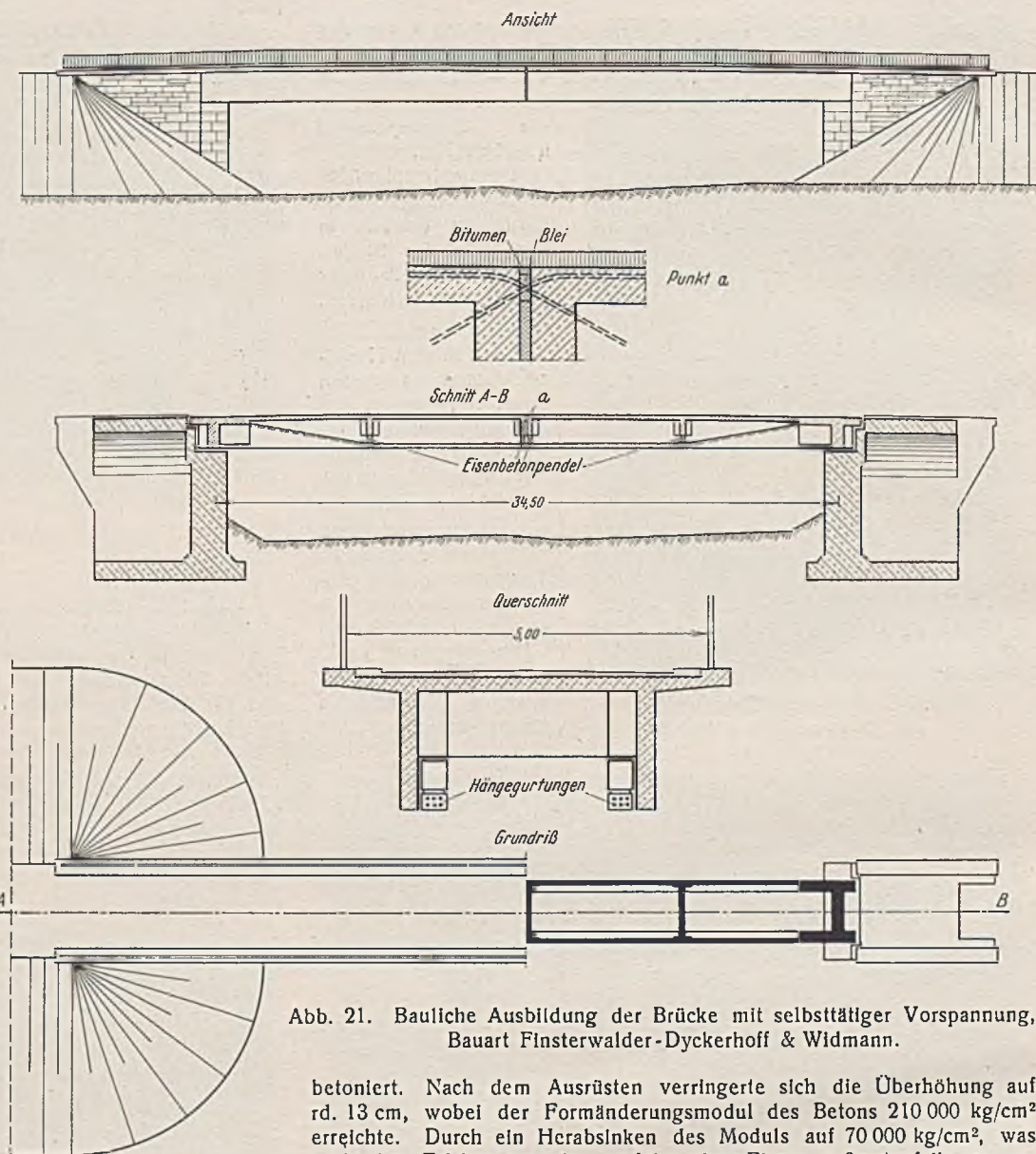


Abb. 21. Bauliche Ausbildung der Brücke mit selbsttätiger Vorspannung, Bauart Finsterwalder-Dyckerhoff & Widmann.

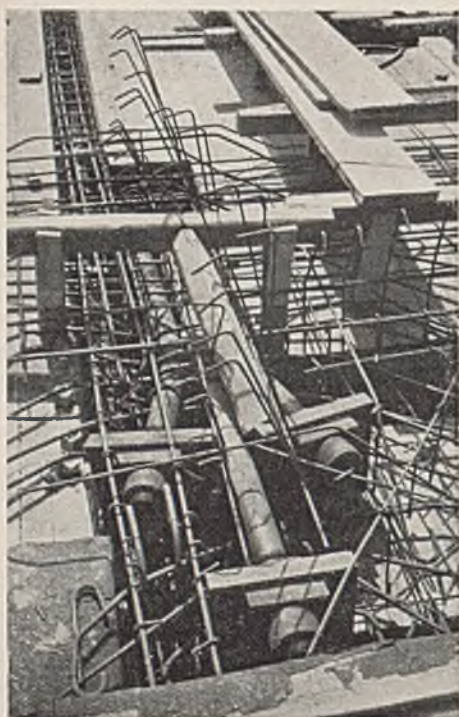


Abb. 22. Verankerung des Zugbandes.

rd. 1 m² Querschnitt erhält hierdurch eine mittige Vorspannung von 29,1 bzw. 40,8 kg/cm², wobei sich die Größe der Vorspannung selbsttätig nach der Größe der auftretenden Belastung reguliert. Je größer die Belastung, desto größer wird auch die Fähigkeit des Trägers, Momente aufzunehmen, die durch eine Ungleichmäßigkeit in der Belastung hervorgerufen werden. Die statische Berechnung zeigt dann auch, daß Blegezugschaltungen im Beton weitgehend vermieden werden.

Der Spannungszustand der Konstruktion ist klar und einfach; Formänderungen des Betons durch Schwinden oder Kriechen oder durch Temperaturunterschiede zwischen Druck- und Zugzug beeinflussen ihn nicht. Die Brücke wurde mit einer dreieckförmigen Überhöhung mit einem Maximum von 27,25 cm am Gelenkpunkte

betont. Nach dem Ausrüsten verringerte sich die Überhöhung auf rd. 13 cm, wobei der Formänderungsmodul des Betons 210 000 kg/cm² erreichte. Durch ein Herabsinken des Moduls auf 70 000 kg/cm², was nach den Erfahrungen der ausführenden Firma äußerstenfalls zu erwarten ist, ergibt sich eine weitere Durchsenkung um 4,5 cm auf 8,5 cm. Bei einer Schwindung, die einer Temperaturerniedrigung von 15° entspricht, würde sich noch eine weitere Senkung von 3 cm auf 5,5 cm ergeben.

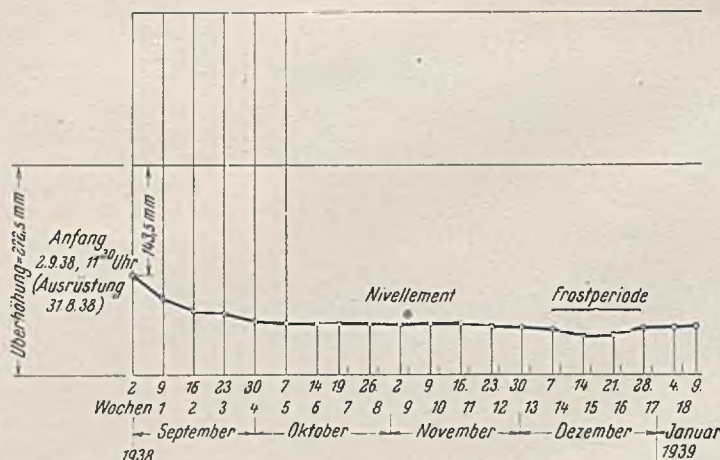


Abb. 23. Überhöhungen der Brücke in Abhängigkeit von der Zeit. Aufzeichnungen des Meßapparates.

Da der Hauptteil des Schwindens erfahrungsgemäß aus der Temperaturerniedrigung des eben erhärteten Betons herrührt und das Zugband erst kurz vor dem Ausrüsten geschlossen wurde, dürfte diese Senkung aus Schwinden kaum in dem errechneten Maße eintreten. Die in der nächsten Zeit noch eintretenden Formänderungen des Betons aus Kriechen, Schwinden und Temperatur werden durch ein eingebautes Kontrollinstrument an der Gelenkfuge in Trägermitte aufgezeichnet. (Siehe Abb. 23.)

Gegenüber Verkehrslasten ist die Brücke genügend steif, da ein alter Beton für kurz dauernde Belastungen einen sehr hohen Formänderungsmodul besitzt. Gleichzeitig behindert die Ummantelung des Zugbandes die Zugbanddehnung. Bei voller Verkehrslast wird deshalb voraussichtlich nur eine Durchsenkung von 3 cm = 1 : 1100 der Spannweite eintreten; sie ist in Anbetracht der Schlankheit der Konstruktion gering. Obwohl die beschriebenen Formänderungsverhältnisse durch zahlreiche Beobachtungen der Firma an weitgespannten Hallenbauten ziemlich klar liegen, ist an der Brücke eine Nachstellvorrichtung für das Zugband vorgesehen, die dazu dient, die Höhenlage der Brückenmitte zu regeln. Die Nachstellvorrichtung besteht aus Muffen in den einzelnen Zugbandeisen, die in Brückenmitte angeordnet sind und nach Entlastung der Brücke beliebig nachgestellt werden können. Um die Brücke zu entlasten, wird sie in diesem Falle an den beiden inneren Querträgern mittels Druckpressen hochgehoben. Die Bewehrung des Eisenbetonträgers ist so bemessen, daß die Brücke auch für diesen Belastungszustand tragfähig ist.

III. Stahlverbrauch der beiden Spannbetonbrücken

(für den Überbau mit Fahrbahndecke und Geländer gerechnet).

a) Für den Überbau „Feldweg Hesseler“ (Freyssinet-Wayss & Freytag), Brückenklasse III (II):

Stahlgewicht: St 65/80 = 15,25 t

Stahlgewicht: St 37 = 7,0 t

$G = 22,25$ t.

Wenn man als Fläche des Überbaues = Stützweite mal lichte Abstand der Geländer nimmt, ist das Einheitsgewicht

$$= \frac{22\,250}{33,0 \cdot 6,0} = 114 \text{ kg/m}^2;$$

Einheitsgewicht bezogen auf den Preis von St 37 = 175 kg/m².

b) Für den Überbau Mühlenweg (Finsterwalder-Dyckerhoff & Widmann), Brückenklasse III:

Stahlgewicht: St 52 einschließl. Muffen = 15,0 t

Stahlgewicht: St 37 einschließl. Muffen = 9,5 t

$G = 24,5$ t.

$$\text{Einheitsgewicht} = \frac{24\,500}{34,5 \cdot 5,0} = 142 \text{ kg/m}^2;$$

Einheitsgewicht bezogen auf den Preis von St 37 = 193 kg/m².

Gewöhnlicher Eisenbetonüberbau, aber mit Mittelstütze, da die Träger sonst zu hoch werden,

a) volle Platte $G = 25$ t St 37: Einheitsgewicht = 125 kg/m²;

b) Plattenbalken $G = 20$ t St 37: Einheitsgewicht = 100 kg/m².

Alle Rechte vorbehalten.

Versuche mit einem neuen Konsistenzmesser für erdfuchten und Gußbeton.

Von Prof. Dr.-Ing. E. Gaber, Versuchsanstalt für Holz, Stein, Eisen, Technische Hochschule Karlsruhe.

Es liegt ein dringendes Bedürfnis vor, beim Beton entweder unmittelbar nach dem Verlassen der Mischmaschine oder kurz vor dem Einbringen in die Schalung den Wassergehalt festzustellen, da ein richtiger Wassergehalt einen ausschlaggebenden Einfluß auf die gesamten mechanischen Eigenschaften nicht nur auf die Festigkeit des Betons ausübt. Bei bekannter Kornzusammensetzung des Betonzuschlags kann man den Wassergehalt am leichtesten durch die Betonkonsistenz feststellen. Den bisher entwickelten Konsistenzmessern haftet der Nachteil an, daß sie im allgemeinen auf der Baustelle nicht verwendet werden können.

Aus einem praktischen Bedürfnis heraus wurde nun hier vor einer Reihe von Jahren ein Konsistenzmesser zunächst für Gußbeton entwickelt,

der bei kräftiger Bauart und einfachster Handhabung auch unmittelbar auf der Baustelle von ungelerten Arbeitern benutzt werden konnte.

sich also ihre Bedingungen nicht. Verschiedener Wassergehalt des Betons bringt bei dieser Versuchsanordnung verschiedene Böschungshöhen. Der Beton mit viel Wasser böschte sich flacher als der Beton mit wenig Wasser. Bei Beton mit gleichbleibender Kornzusammensetzung seiner Zuschläge und gleichbleibendem Wasserzusatz muß sich bei diesem Konsistenzmesser immer ungefähr die gleiche Böschungshöhe einstellen.

Indem man die Böschungshöhe für die vorgeschriebene Konsistenz einige Male sorgfältig feststellt und an dem Meßstab des unteren Tellers eine Eichmarke anbringt, ist es möglich, entweder an der Betonmischmaschine oder noch besser an der Verarbeitungsstelle laufend den richtigen Wassergehalt des Betons zu kontrollieren. Bleibt der Böschungskegel unterhalb der Eichmarke, so erhält der Beton mehr Wasser als vorgeschrieben; bleibt er aber über der Marke, so ist der Beton zu trocken.

Durch frühere Versuche war die zweckmäßige Form des Fülltrichters *F* und des Tellers *T* für Gußbeton bereits gefunden worden. Die Aufgabe bestand nun darin, die geeigneten Formen von Trichter und Teller für

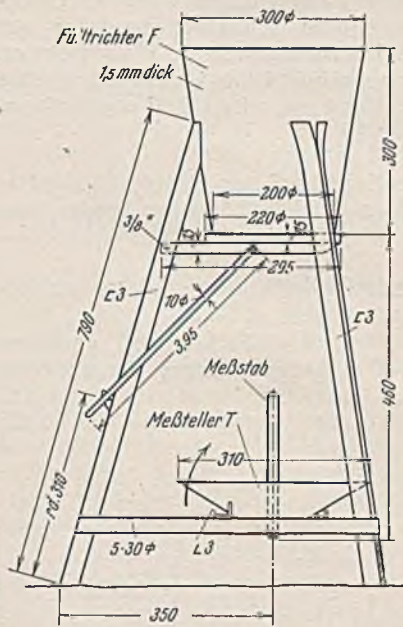


Abb. 1.

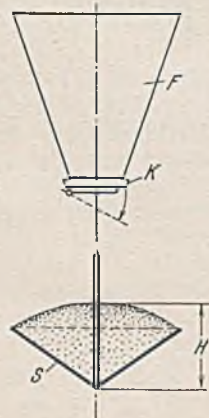


Abb. 2.

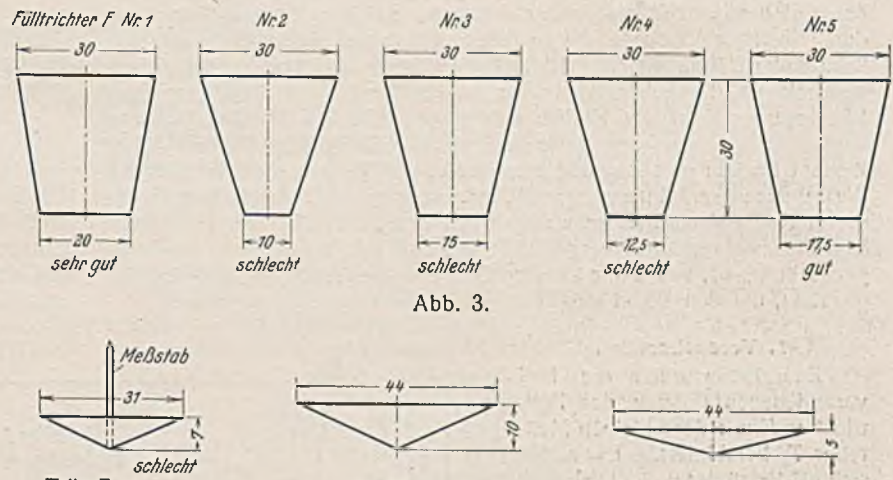


Abb. 3.

Abb. 4.

Dieser Konsistenzmesser (Abb. 1) besteht aus einem Fülltrichter *F* aus Blech, der unten durch eine drehbare Klappe dicht abgeschlossen oder geöffnet werden kann. In diesen Fülltrichter bringt man den zu prüfenden Beton mit der Schaufel ein. Unterhalb des Fülltrichters, mit diesem fest verbunden, befindet sich ein kegelförmiger Teller *T* aus Blech, dessen lotrechte Achse in der Verlängerung der Achse des Fülltrichters liegt. Der Teller trägt in seiner Achse einen Meßstab aus Stahl.

Wenn man den unteren Verschluss des Fülltrichters herausklappt, fällt der Beton in den darunterliegenden Teller und böschte sich je nach seinem Wassergehalt flacher oder steiler auf. Die Böschungshöhe kann an dem Meßstab abgelesen werden. Durch Umklappen des Tellers entleert man seinen Inhalt. Nach Füllen des oberen Trichters mit Beton kann der Versuch gleich wiederholt werden (Abb. 2).

Da der Teller fest mit dem Fülltrichter verbunden ist, hat der Beton immer die gleiche Fallhöhe. Bei der Wiederholung der Versuche ändern

erdfuchten Beton zu ermitteln. Auf weiten Gebieten des Ingenieurbaus ist man bestrebt, den Wassergehalt des Betons weitgehend einzuschränken und dadurch seine mechanischen Festigkeitseigenschaften zu verbessern. Es lag daher ein Bedürfnis vor, dem Konsistenzmesser auch dieses Verwendungsgebiet zu erschließen.

Anlage der Versuche.

Es wurden fünf verschiedene Trichterformen untersucht, bei denen der obere Durchmesser immer 30 cm und auch die Trichterhöhe immer 30 cm betrug (Abb. 3). Beim Teller *T* wurden drei verschiedene Kegelformen betrachtet (Abb. 4).

Die Fallhöhe = dem Abstände von Unterkante Teller bis Unterkante Fülltrichter wurde zunächst konstant gehalten, sie betrug 46 cm. In einer zweiten Versuchsreihe wurde dann untersucht, ob durch Vergrößerung der Fallhöhe sich die Ergebnisse verbessern lassen.

Die Zuschlagstoffe. Zu den Versuchen wurde ein einheitliches Gemisch von Kies und Sand verwendet, dessen Siebcurve Abb. 5 wiedergibt. Raumgewicht lose eingefüllt 1,9 t/m³.

Der Zement war normenmäßiger Portlandzement. Das Mischungsverhältnis war 1:4 nach Raumteilen oder 1:6 nach Gewichtsanteilen einheitlich während aller Versuche. Auf 50 kg Klessand kamen 8,3 kg Zement.

Der Wasserzusatz. Das den Wasserzusatz charakterisierende Wasserzementverhältnis wurde gewählt zu

0,42 — 0,48 — 0,51 — 0,54 — 0,57 — 0,60 — 0,63.

Nachdem ein Versuch mit einer Trockenmischung beendet war, wurde so viel Wasser zugesetzt, bis das nächst höhere Wasserzementverhältnis erreicht wurde. Die neu zugegebene Wassermenge wurde noch um 5% erhöht, um die Verdunstungsverluste auszugleichen.

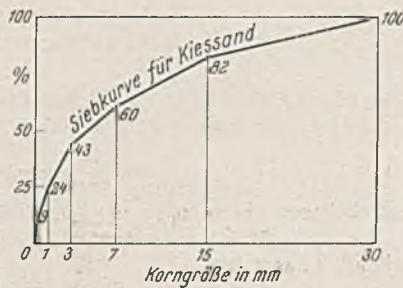


Abb. 5.

3. Versuchsreihe.

Fülltrichter 5 und Meßteller a, b, c.

Auch hier zeigte sich das gleiche Bild, daß der Meßteller a zu klein war und zu große Streuungen brachte.

4. Versuchsreihe.

Man ordnete im Innern des Fülltrichters 1 Blechrippen an, vier Stück von 2 cm Breite, und wollte dadurch erreichen, daß der herunterfallende Beton zerteilt und gegen die Tellerachse zu gedrängt wird. Der Fülltrichter 1 wurde kombiniert mit den Tellern a und b. Aus den Tellern war vorher der Meßstab entfernt worden.

5. Versuchsreihe.

Eine Änderung der Fallhöhe beim Fülltrichter 1 mit inneren Blechrippen und dem Meßteller b, der sich bisher am besten bewährt hatte, brachte so lange keine wesentliche Veränderung der Schütthöhe, als die Fallhöhe nicht über 85 cm gesteigert wurde. Es lag daher keine Veranlassung vor, an der ursprünglichen Annahme einer Fallhöhe von 46 cm etwas zu ändern.

Ergebnis der Versuche.

Die Abhängigkeit der Schütthöhe vom Wasserzementverhältnis zeigt für den Fülltrichter 1 und die Meßteller a, b, c Abb. 6, für den Fülltrichter 5 und die Meßteller a, b, c Abb. 7.

Die Kombination von Trichter und Teller ist natürlich die beste, bei der sich die Schütthöhe am stärksten mit dem Wasserzementverhältnis ändert.

Ausweislich Abb. 6 ist die Kombination des Fülltrichters 1 mit dem Meßteller b seinen Kombinationen mit den beiden anderen Meßtellern überlegen.

Ausweislich Abb. 7 ist auch die Kombination des Fülltrichters 5 mit dem Meßteller b allen anderen vorzuziehen.

Vergleicht man aber Abb. 6 mit Abb. 7, so sieht man einen gleichmäßigeren Verlauf bei der Kurve 1b als bei der Kurve 5b, d. h. der Fülltrichter 1 zusammen mit dem Meßteller b bringt immer eine Abnahme der Schütthöhe, wenn der Wassergehalt im Beton wächst. Hingegen läßt der Fülltrichter 5 zusammen mit dem Meßteller b die Schütthöhe anwachsen, wenn das Wasserzementverhältnis von 0,42 auf 0,54 ansteigt. Daraus folgt, daß für die hier behandelten Wasserzementverhältnisse des Kiesbetons unser Konsistenzmesser am besten den Fülltrichter 1 und den Meßteller b verwendet.

Die Anordnung der Blechrippen im Fülltrichter 1 stört dieses klare Bild, wie man aus den dünn gezeichneten Kurven der Abb. 6 ersehen kann.

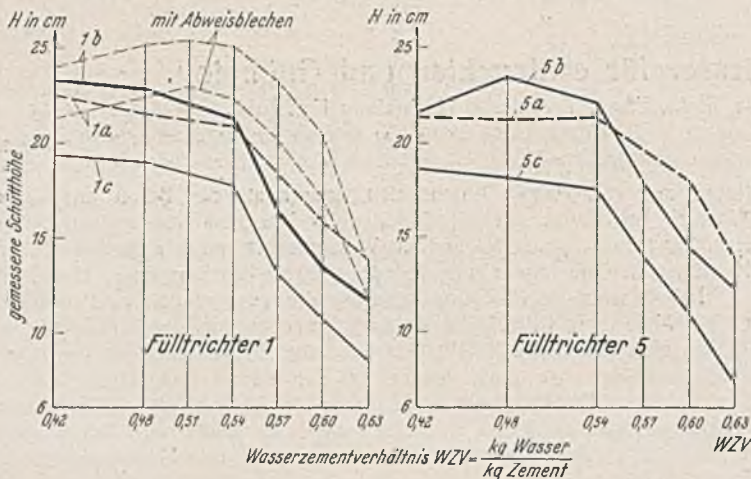


Abb. 6.

Abb. 7.

Durchführung der Versuche.

Es wurden nacheinander die verschiedenen Fülltrichterformen mit den verschiedenen Tellerformen kombiniert. Bei jeder Kombination wurde durch mehrere Versuche die zu jedem Wasserzementverhältnis gehörige Schütthöhe H gemessen. Schließlich wurde in einem rechtwinkligen Achsenkreuz die Abhängigkeit der Schütthöhe H von dem jeweiligen Wasserzementverhältnis bildlich aufgetragen (Abb. 6 u. 7). Die Versuche fanden im geschlossenen Raum statt, indem 50 kg Kiessand mit 8,3 kg Zement trocken gemischt und zunächst so viel Wasser, als dem kleinsten Wasserzementverhältnis entsprach, zugesetzt wurde. Nach Beendigung dieser ersten Versuchsreihe wurde durch Zugabe von Wasser das höhere Wasserzementverhältnis hergestellt. Das Stahlblech, auf dem der Beton gemischt wurde, sowie alle anderen Geräte wurden stets gut angefeuchtet gehalten, um den Beton möglichst vor Wasserverlust zu bewahren.

1. Versuchsreihe.

Zunächst wurden die fünf verschiedenen Formen des Fülltrichters F mit dem kleinen Meßteller T kombiniert. Es zeigte sich bald, daß der verhältnismäßig steife Beton durch die Formen 2, 3 und 4 nicht hindurchfiel, da die Öffnung zu klein und die Seitenwandung zu stark geneigt war. So blieben als brauchbar nur noch die Fülltrichterformen 1 und 5.

2. Versuchsreihe.

Fülltrichter 1 und Meßteller a, b, c.

Der Durchmesser des Meßtellers von 31 cm erwies sich als zu klein, da bei jedem Versuch zu viel Beton über den Tellerrand auf den Boden fiel. Außerdem verursachte der in der lotrechten Tellerachse stehende Meßstab erhebliche Streuungen.

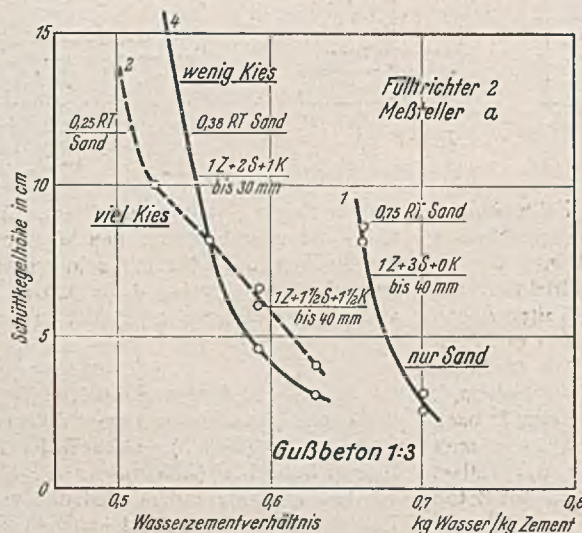


Abb. 8.

Schlußfolgerung.

Zur Konsistenzmessung von erdfeuchten Beton eignet sich das hier entwickelte Gerät unter Verwendung der Fülltrichterform 1 mit 20 cm unterem Durchmesser und der Meßtellerform b mit 10 cm Höhe.

Versuche mit Gußbeton.

Anlage der Versuche (Abb. 1, 3 u. 4).

Der Konsistenzmesser bestand aus dem Fülltrichter 2 und dem Meßteller a und hatte die übliche Fallhöhe von 46 cm, gemessen von Unterkante Trichter bis Unterkante Teller. Es wurde Gußbeton 1:3 und Gußbeton 1:4 mit einem Wasserzementverhältnis von 0,5 bis 0,8 untersucht.

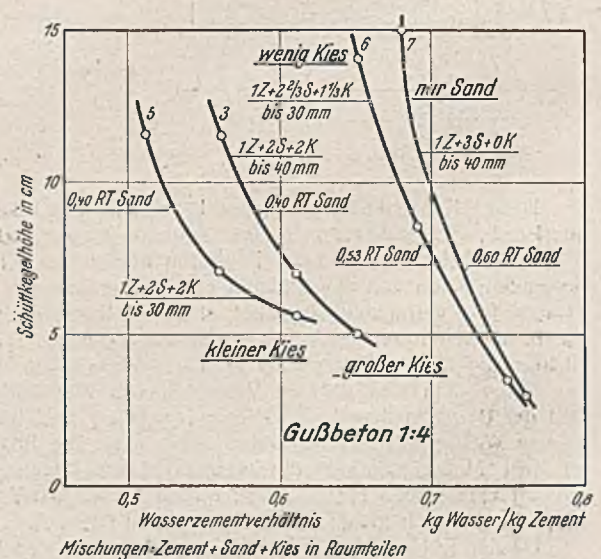


Abb. 9.

Beim Gußbeton 1:3 bestand der Zuschlag entweder nur aus Sand oder aus Sand und wenig Kies oder aus Sand und viel Kies.

1. Mischung 1 Zement : 3 Sand
2. Mischung 1 Zement : 1,5 Sand : 1,5 Kies bis 40 mm Korn in RT.
4. Mischung 1 Zement : 2 Sand : 1 Kies bis 40 mm Korn in RT.

Beim Gußbeton 1:4 bestand der Zuschlag entweder nur aus Sand oder aus Sand und wenig Kies oder aus Sand und viel Kies, wobei der Kies wieder kleine oder große Korngrößen hatte.

3. Mischung 1 Zement : 2 Sand : 2 Kies bis 40 mm, in RT.
5. Mischung 1 Zement : 2 Sand : 2 Kies bis 30 mm
6. Mischung 1 Zement : 2,66 Sand : 4/3 Kies bis 30 mm
7. Mischung 1 Zement : 3 Sand.

Durchführung der Versuche.

Mit jeder Mischung wurden drei Versuche durchgeführt. Die drei am Meßtrichter gemessenen Schütthöhen wurden gemittelt.

Ergebnis der Versuche.

Die Abhängigkeit der Schütthöhe in cm von dem Wasserzementverhältnis bei den beiden untersuchten Gußbetonarten ist in Abb. 8 u. 9 dargestellt.

Die Höhe des Schüttkegels nimmt rasch ab, wenn der Beton feuchter wird. Aber auch die Art des Zuschlags ist von großem Einfluß auf die Schütthöhe. Je weniger Kies oder groben Zuschlag der Beton enthält, desto höher bösch sich offenbar der Schüttkegel. Je mehr Kies der Beton enthält, desto flacher bösch sich der Schüttkegel trotz gleichbleibendem Wasserzementverhältnis.

Schlußfolgerung für den Gußbeton.

Der Konsistenzmesser mit dem Fülltrichter 2 und dem Meßsteller *a* zeigt deutlich den Unterschied im Wassergehalt von Gußbeton an; gleichgültig, ob es sich um Sand- oder Kiessandbeton handelt, ob mehr oder weniger Zement in ihm enthalten ist, immer ändert sich die Schütthöhe stark mit dem Wasserzementverhältnis.

Dieser Konsistenzmesser ist also brauchbar für Wasserzementverhältnisse über 0,5, d. h. für Beton, der mindestens die Hälfte des Zementgewichts an Wasser enthält.

Zusammenfassung (Abb. 10).

Der hier betrachtete Konsistenzmesser wurde auf seine Brauchbarkeit für Gußbeton und für erdfeuchten Beton untersucht. Beim Gußbeton wurden zwei verschiedene Trockenmischungen, beim erdfeuchten Beton eine einzige Trockenmischung genommen. Der Zuschlag bestand beim

Gußbeton teils nur aus Sand, teils aus Sand und Kies; beim erdfeuchten Beton wurde nur Kiessand verwendet. Die erste Aufgabe bestand darin, sowohl für den Gußbeton als auch für den erdfeuchten Beton die richtige Form des Fülltrichters und des Meßstellers zu ermitteln.

Bewährt hat sich

- beim erdfeuchten Beton Fülltrichter 1 und Meßsteller *b*,
- beim Gußbeton Fülltrichter 2 und Meßsteller *a*.

Bei den Versuchen wurde der Zusatz an Wasser zu dem Bindemittel Zement laufend gesteigert. Das Wasserzementverhältnis stieg beim Gußbeton von 0,5 auf 0,8, beim erdfeuchten Beton von 0,42 auf 0,63.

Die zweite Aufgabe bestand darin, festzustellen, ob kleine Schwankungen im Wassergehalt einen merkbareren Einfluß auf die Ablesung *H* am Meßsteller haben. Beim Gußbeton trifft dies tatsächlich in erfreulicher Weise zu.

Beim erdfeuchten Beton zeigen sich auch Unterschiede, die groß sind, wenn das Wasserzementverhältnis 0,5 überschreitet, die aber

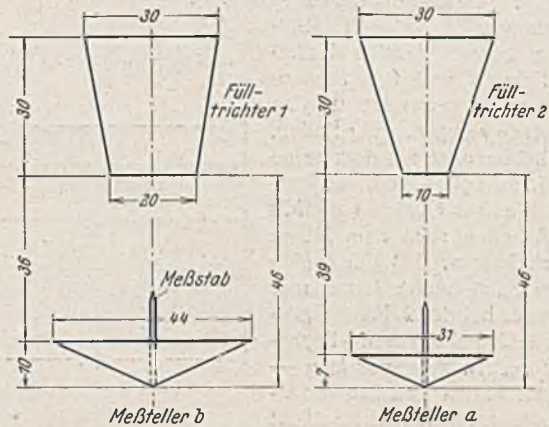


Abb. 10.

kleiner werden, wenn das Wasserzementverhältnis unter 0,5 bleibt. Die Kombination von Fülltrichter 1 mit Meßsteller *b* zeigt aber auch hier bei dem trockenen Beton Änderungen im Wassergehalt sofort an der Messung *H* im Meßsteller an.

Damit scheint der Nachweis erbracht zu sein, daß dieses einfache Gerät mit ausreichender Genauigkeit die Betonkonsistenz auf der Baustelle zu messen gestattet.

Bei gegebener Kornzusammensetzung der Zuschläge kann immer eine Eichmarke am Meßstabe des unteren Meßstellers angebracht werden, bis zu der sich bei jedem Versuch auf der Baustelle der aus dem Fülltrichter heruntergefallene Beton aufböschend läßt. Bösch er sich weniger hoch, so ist der Beton zu feucht; bösch er sich aber höher als die Eichmarke, so ist der Beton zu trocken, verglichen mit dem von der Bauleitung gewünschten Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neueste Ausbildung der Ufer- und Sohlenbefestigung bei den Erweiterungsbauten des Dortmund-Ems-Kanals.

Von Oberregierungs- und -baurat Baertz, Münster (Westf.).

Die Anforderungen, die die Schifffahrt an die künstlichen Wasserstraßen stellt, haben sich ständig vergrößert und sind noch im Steigen begriffen. Im besonderen Maße trifft dies für die westdeutschen Kanäle im Bezirke der Wasserbaudirektion Münster zu. Während der im Jahre 1899 fertiggestellte Dortmund-Ems-Kanal für Fahrzeuge von höchstens 650 t Tragfähigkeit gebaut worden ist, war der Rhein-Herne-Kanal, auf dem der Betrieb im Jahre 1914 aufgenommen wurde, bereits für das 1000-t-Schiff bestimmt. Die Abmessungen des Wesel-Datteln-Kanals lassen das 1250-t-Schiff zu, und der erweiterte Dortmund-Ems-Kanal soll mit 1500-t-Schiffen befahren werden.

Bindiger Boden. Keine Dichtung

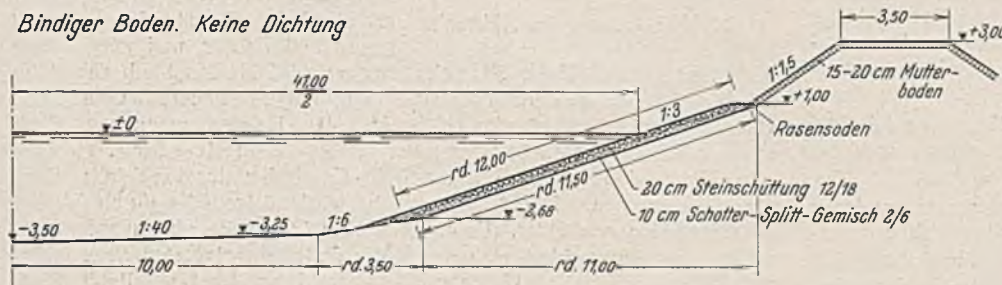


Abb. 1.

In ähnlicher Weise, wie die Abmessungen der geschleppten Fahrzeuge zugenommen haben, ist die Größe und Stärke der Schlepper gewachsen, die zudem noch den Anforderungen einer erhöhten Geschwindigkeit des Schleppzuges genügen sollen. Hinzu kommt die ständig wachsende Zahl der Selbstfahrer, die bereits in ihren Abmessungen beachtliche Größen erreicht haben. Zwar ist der Schiffbau bemüht, für die mit eigener Kraft sich bewegendes Fahrzeuge Formen und Antriebe auszubilden, die mög-

lichst wenig schädigend auf Kanalböschungen und Sohle einwirken, aber für Jahre hinaus werden noch die alten Kanalerstörer im Betrieb bleiben, und auch nach Ausschaltung der veralteten Formen ist es besser, sich nicht allein auf die zweckmäßigere Durchbildung von Schiff und Schraube verlassen zu haben, sondern von vornherein den Kanal in Querschnitt und Befestigung den erhöhten Anforderungen anzupassen.

Zu diesem Zweck hat bereits der Herr Verkehrsminister mit Erlaß vom Jahre 1937 angeordnet, daß die Böschungsneigung im Bereiche der Uferbefestigung im allgemeinen nicht steiler sein soll als 1:2,5, in Dichtungsstrecken nicht steiler als 1:3. Auf Vorschlag der Wasserbaudirektion wurde aus schiffahrtstechnischen Gründen mit Erlaß vom gleichen Jahre genehmigt, daß auch auf nicht gedichteten Strecken die Böschungsneigungen auf 1:3 abgeflacht werden. Hierdurch vergrößert sich die Wasserspiegelbreite von 40 auf 41 m und der wassergefüllte Querschnitt um rd. 1,5 m² auf rd. 108 m².

Auch die Böschungsbefestigung wurde den Anforderungen der erhöhten Beanspruchung der Ufer durch den Wellenschlag der Fahrzeuge mit eigenem Antriebe angepaßt und einer Ausbildung zugestimmt, bei der die Steinschüttung nicht mehr wie bisher 2 m unter dem Wasserspiegel aufhört, sondern nach der Sohle zu fortgesetzt wird, bis sie auf den Zwickel zwischen Sohle und Böschung ausläuft, der zu einer Neigung 1:6 abgeflacht wird und so einen stützenden Fuß für die Steinschüttung bildet. Die Dicke der Uferbefestigung bleibt unverändert mit 30 cm bestehen (s. Querschnittszeichnung Abb. 1).

Bei Kanalstrecken mit Dichtung muß diese noch gegen Zerstörung durch Anker oder Staken geschützt werden, denn wenn auch das Ankern im Kanal verboten ist, so wird in Notfällen doch hiervon Gebrauch ge-

macht. Daher ist unter dem Steinbewurf der Uferböschung eine 70 cm und auf der Sohle eine 1 m hohe Sandschicht, die Ankerschicht, vorgesehen. Dieser Sand muß von bindiger Beschaffenheit sein, damit er unter der Steinschüttung nicht ausläuft und sie nicht ins Rutschen bringt und in der Sohle vom Schraubenwasser aufgewirbelt und am Böschungsfuß abgelagert wird. Besonders beim Füllen einer fertiggestellten Kanalstrecke ist die Gefahr der Auflockerung des Sandes sehr groß, da hierbei das Wasser von unten aufsteigt und den Sand nicht belastet, sondern auftreibt. Ist der Sand zu fein, so sollten die oberen 50 cm der Ankerschicht in der Sohle durch Kies oder ein ähnlich geeignetes, schweres Material ersetzt werden (s. Querschnittszeichnung Abb. 2).

Alle diese Anordnungen, die selbstverständlich nur für die neu herzustellenden Kanalstrecken, d. h. für 2. Fahrten und den Seitenkanal Gleesen—Papenburg angewendet werden können, haben zur Voraussetzung, daß der Boden, in dem der Kanal ausgehoben oder aus dem seine Dämme geschüttet werden sollen, ein einigermaßen standfestes oder bindiges Gefüge hat. Mit dem Fortschreiten der Arbeiten nach dem Meere zu stellte es sich jedoch heraus, daß der Boden immer sandiger und der Sand immer feiner und bindemittelloser wird, bis er bei der 2. Fahrt Glane und noch mehr beim Seitenkanal Gleesen—Papenburg — einige kurze Strecken ausgenommen — nur noch aus Dünsand, einem gänzlich bindemittelfreien Mehlsand besteht. Als Zwischenschicht unter der Steinschüttung bei Dichtungsstrecken und zum Sohlenschutz eignet er sich überhaupt nicht mehr.

Für die noch nicht fertiggestellten Kanalstrecken, nämlich

2. Fahrten Lüdinghausen—Senden	} südlich Münster
Hiltrup	
Ems	} nördlich Münster
Glane	

und den Seitenkanal Gleesen—Papenburg

mußte daher eine Ausführung der Böschungs- und Sohlenbefestigung gewählt werden, die trotz der Vergrößerung der Fahrzeuge und des erhöhten Schiffsverkehrs einen wirksamen Schutz der aus gefährdetem Material bestehenden Kanalufer bildet.

Die Neubauten der Schlepper und Selbstfahrer werden zwar so ausgebildet, daß die Bug- und Heckwellen nicht mehr derartig verheerend auf die Uferbefestigung in der Wasserspiegelinie einwirken, wie es bei den alten Typen der Fall ist, aber die Größe der geschleppten Fahrzeuge wird bei Begegnungen, zu denen es bei dem zu erwartenden Mehrverkehr immer häufiger bis zum Dauerzustande kommen wird, auch die mit eigener Kraft sich bewegendes Schiffe zwingen, nahe am Ufer entlangzufahren. Hierbei wird gerade der untere Teil der Böschung, der bisher nicht geschützt war, durch das Schraubenwasser angegriffen werden. Die alte Anordnung genügt nicht mehr, sondern es muß mit besonderer Sorgfalt ein Böschungsbewurf gewählt werden, der einen festen Halt gegen das Abrutschen gibt, und der auch bei der flachen, gut liegenden 1:3-Böschung nicht entbehrt werden kann. Auf Strecken ohne Dichtung (Abb. 3) ist die Ausführung nach Einzeldarstellung (Abb. 3a) des Punktes A gedacht, bei gedichteten Strecken soll sich der Steinbewurf gegen die Abdeckung der Ankerschicht stützen (Abb. 4).

Bei älteren Kanalbauten, bei denen die Befestigung mehr oder weniger hoch über der Sohle aufhörte, wurde beim Füllen an sandigen Ufern die Wahrnehmung gemacht, daß mit dem steigenden Wasser, unterstützt durch Wind und Wellenschlag, der Sand auslief und sich schließlich am Fuß der Steinbefestigung tiefe Höhlungen bildeten, die auf lange Strecken die Befestigung zum Einsturz und ins Rutschen brachten, wodurch umfangreiche Nacharbeiten nötig wurden (Abb. 5). Bei der vorgeschlagenen Ausführung ist diese Gefahr beseitigt.

Da die noch zu sichernden Kanalstrecken eine Gesamtausdehnung von rd. 90 km besitzen, muß nicht nur die technische, sondern auch die wirtschaftliche Seite der Uferbefestigung berücksichtigt werden.

Das Uferdeckwerk bleibt 30 cm dick und besteht aus dem unteren 10 cm dicken Schotter-Splitt-Gemisch 2/6 cm, das sich auf ungedichteten Strecken deckend über den Sand des Ufers legt und ihn gegen Ausgespült- und Ausgesogenwerden schützt, ohne eine glatte Rutschfläche, wie bei der früheren Splittunterlage, oder eine Rollschicht, wie beim Kies, zu bilden. Über dem Gemisch liegt eine 20 cm dicke Steinschüttung 12/18 cm (Abb. 3). Die Steingröße hat sich bewährt, sie ist klein genug, daß die Steine ungefähr zwischenschichtig ineinander verkeilt liegen, und so groß, daß sie von der Wasserbewegung nicht mitgenommen werden. Die Größen sowohl des Gemisches wie der Schüttsteine sind handelsüblich, worauf zu achten ist. Als Gesteinsart kommen nur wasser- und wetterfeste Sorten von großem spezifischem Gewicht und würfelförmiger Form in Frage. Das Schotter-Splitt-Gemisch ist meist eine Hochofenschlacke,

aber auch bei den Schüttsteinen zwingt der Mangel an Angeboten geeigneter Natursteine und ihr zur Zeit sehr hoher Preis zur Wahl von Hochofenschlackensteinen, die jedoch in besonderem Verfahren, in sogenannten Beeten, gegossen sind, höchstens 43% Kalk enthalten und keine blasige Beschaffenheit zeigen dürfen, sondern möglichst basaltähnlich sein müssen.

Wie bereits angedeutet, fehlen dem Sand jegliche bindige Stoffe, so daß er zur Überdeckung der Dichtung auf der Böschung und zum alleinigen Schutze der Sohle nicht verwendet werden kann. Auf der Böschung wird er daher durch eine 30 cm dicke Schicht aus Bruchabraum, der von den Steinbrüchen bezogen wird, ersetzt (Abb. 4). Die

Bindiger Boden. Mit Dichtung

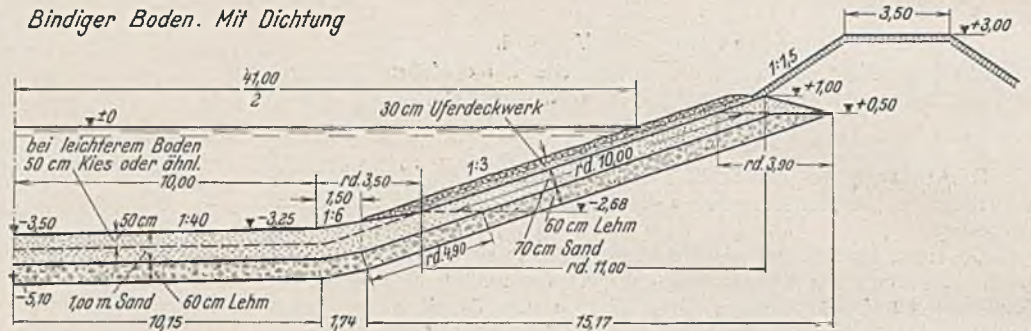


Abb. 2.

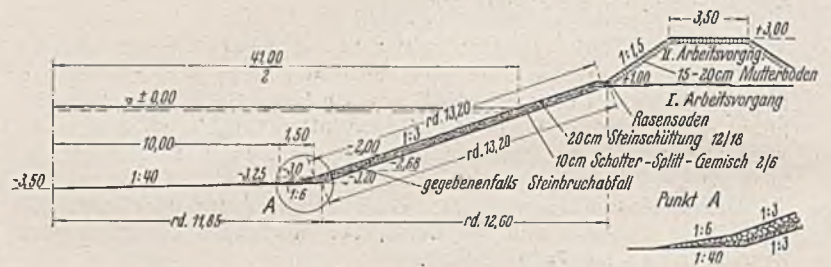


Abb. 3.

Felsandiger Boden. Keine Dichtung.

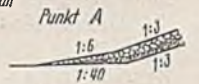


Abb. 3a.

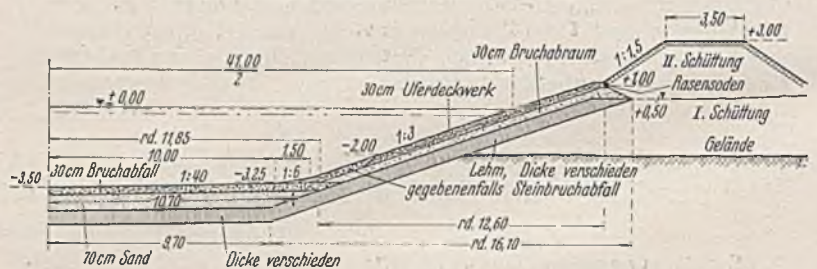


Abb. 4. Felsandiger Boden. Mit Dichtung.



Abb. 5. Böschung im Abbruch.

Uferbefestigung unmittelbar auf die Dichtung zu legen, wobei das Schotter-Splitt-Gemisch leicht in den Lehm oder Ton eingedrückt wird, würde nach den am Wesel-Datteln-Kanal gemachten Erfahrungen angängig sein, doch wird es für besser gehalten, auch hier noch eine Zwischenschicht als elastischen Schutz der Dichtung gegen Schiffsstöße und gegen Ausfrieren zu haben. Unter „Bruchabraum“ wird Haldenabhub aus Steinbrüchen verstanden, der schwer ist, lehmig-tonige Bestandteile enthält und von Abfallsteinen durchsetzt ist (s. Abb. 4). Beimengungen von Sand werden sich meist nicht vermeiden lassen. Sind sie gering, so kann unter Umständen auf das Schotter-Splitt-Gemisch unter den Schüttsteinen verzichtet werden. Die Abraumschicht wird nötigenfalls durch Walzen oder Stampfen verdichtet. Es entsteht eine Art zweite, aber nicht gleichmäßige Dichtungsschicht, die durch die darin eingelagerten Steine Halt und Rauigkeit erhält. Überhaupt ist sowohl bei der Herstellung dieser Zwischenschicht als auch der Dichtung der große Bedacht auf Erzielung einer rauhen Oberfläche zu legen. Die Erfahrungen haben gelehrt, daß dies durch Verwendung von Walzen, die mit aufgeschweißten Winkelleisen versehen sind, oder mit Raupenwalzen, die schräg zur Kanalachse auf der Böschung auf- und abfahren, gut ausführbar ist.

Die Ankerschicht in der Sohle soll zum Festhalten des feinen Sandes 30 cm hoch mit Bruchabfall abgedeckt werden. Auf Herstellung der ganzen Schicht aus diesem Material oder Verstärkung der Decke wurde zur Kostenersparnis und auch aus Mangel an geeignetem

Abfall verzichtet. Bruchabfall sind Steine, die zwar gut und genau so wetterfest sind wie die Schüttsteine, aber den hohen Anforderungen an Form, Größe und Reinheit nicht genügen. Ob dieser Sohlenschutz im Trockenen eingebracht wird oder erst nach dem Füllen des Kanals und vom Schiff aus, bleibt von Fall zu Fall zu entscheiden.

Auch bei nicht gedichteten Strecken kann es nötig werden, die Sohle, wenn sie aus besonders feinem Sand besteht, durch eine etwa 30 cm hohe Schicht aus Bruchabfall zu schützen. Die Entscheidung muß auch hier dem bauleitenden Beamten überlassen bleiben.

Sollte es möglich werden, Bruchabfall in geeigneter Güte und ausreichender Menge zu beschaffen, so empfiehlt es sich zur Kostenersparnis, den unter Ordinate — 2,00 m liegenden Teil der Böschungsbefestigung ebenfalls aus diesem Material herzustellen (s. Abb. 4), wobei nach seiner

Beschaffenheit entschieden werden muß, ob das Schotter-Splitt-Gemisch wegfallen kann oder nicht. Überhaupt lassen sich für die Verwendung des Bruchabfalls und des Bruchabfalls keine bestimmten Regeln aufstellen, sie richtet sich nach Ausfall der Lieferungen, Bezugsmöglichkeiten und Preis und muß dem Urteil des bauleitenden Beamten überlassen bleiben, der jedoch über Zweck und Wirkung des Böschung- und Sohlenschutzes unterrichtet sein muß.

Es ist selbstverständlich, daß eine derartig vervollkommnete Ufer- und Sohlenbefestigung, wie es die zur Ausführung vorgesehene sein soll, höhere Kosten verursacht als die früher in Aussicht genommene.

Die Ausgaben werden durch unerläßliche technische Maßnahmen hervorgerufen und durch die Verminderung der Kanalunterhaltungskosten und Sicherung des Schiffahrtbetriebes wieder eingebracht.

Chemische Verfestigung und Abdichtung im rumänischen Brunnenbau.

Alle Rechte vorbehalten.

Die rumänische Anstalt für Betonbau, Hochbau und Straßenbau (Institutul Român de Betoane, Constructii si Drumuri) hat der Frage der Wasserabdichtung im Hoch- und Tiefbau stets ihr besonderes Augenmerk zugewendet. Hier wollen wir auf die Untersuchungen von Dr. Ing. M. Stamatiu und Ing. X. Leahu von der Autonomen Regie der Staatsmonopole (Casa Autonomă a Monopolurilor Regatului României) mit Rücksicht auf die praktischen Ergebnisse von Wasserabdichtungsarbeiten mittels chemischer Verfahren näher eingehen.

Als besonders bemerkenswert sei über die Wasserhaltung beim Bau des Betriebsbrunnens „Mihar“, der auf dem Gebiete der Salzbergwerke von Uioara in Rumänien abgesenkt wurde, nach Buletinul Institutului Român pentru Betoane, Constructii si Drumuri 1938, Heft 1 bis 3, einiges mitgeteilt.

Bei den Abdichtungs- und Verfestigungsarbeiten an diesem Betriebsbrunnen¹⁾ benutzte man das deutsche Verfahren nach Dr. H. Joosten mittels Einspritzungen von Zement und chemischen Substanzen. Es sei bemerkt, daß die hierzu notwendigen Chemikalien: Natrium-silikat („Natronsäuresalz“) in den Solvaywerken in Uioara, Chlor-kalzium in den Nitrogenwerken von Dicioşanmartin in für industrielle Zwecke ausreichenden Mengen erzeugt werden.

Der Mihaibrunnen hatte in Uioara eine neue Salzmine zu bedienen, da die zahlreichen, bisher im Betriebe stehenden Minen durch Grundwasser, durch Wand- und Deckenschwächung der Betriebskammer gefährdet erschienen.

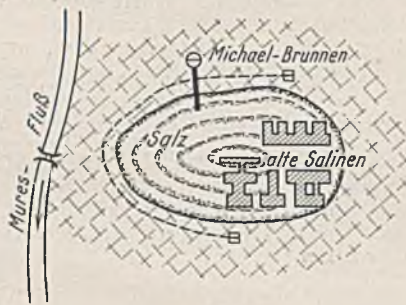


Abb. 1.

Der neue Brunnen (Abb. 1) konnte, der besonderen Salzmassivformation in Uioara wegen, außerhalb dieses Massivs, etwa 100 m von der Salzgrenze entfernt angelegt werden. Der Bau, den eine inländische Bauunternehmung ausführte, wurde in zwei Hauptarbeitsstufen unterteilt: Absenkung samt Ummantelung und Wasserabdichtung.

Die Erdschichtung ergab sich wie folgt (Abb. 2):

1. Von der Erdoberfläche (Kote 3,00) bis Kote 4,80 m Mutterboden;
2. von 4,80 bis 6,70 m Lehm-Sand;
3. von 6,70 bis 9,35 m wasserführende Schotterschicht; diese Wasserschicht steht mit dem Muresfluß in Verbindung (400 m vom Brunnen entfernt);
4. von 9,35 bis 180,00 m geschichteter Lehmmergel mit abwechselnden Kies-Erde-Schichten (58 bis 60° geneigt).

Der Brunnen wurde aus 0,35 m dicken Betonwölbsteinen in kreisrundem Querschnitt hergestellt, dessen Innendurchmesser 4,30 m und dessen Außendurchmesser 5 bis 5,10 m betrug (Abb. 3). Die Wölbsteine wurden von Hand im Mischungsverhältnis 1:5 gefertigt, und ihre Einmauerung geschah mit Zementmörtel, Mischung 600 kg Zement auf 1 m³ Sand, wobei die Innenausfugung auf eine Tiefe von 2,5 cm mit Mörtel im Mischungsverhältnis 1000 kg Zement auf 1 m³ Feinsand hergestellt wurde. Diesem Fugenmörtel wurde — bis zur Tiefe von 66,60 m — Aquabar (1 kg Aquabar auf 50 kg Zement), von Kote 66,60 m abwärts jedoch Normaltricosal (1 kg Tricosal auf 100 kg Zement) beigemischt.

Um die Wasserabdichtung noch zu verbessern, schritt man zu einer Betonstumpfung zwischen dem Brunnenmauerwerk und der dieses umgebenden Erde, wobei man folgendermaßen vorging: Bis zur Kote 10,50 m wurde das Brunnenmauerwerk im Mischungsverhältnis 300 kg Zement auf 1 m³ Fertlgbeton mit Aquabarzugabe um 1 m verstärkt, wobei man übrigens noch auf der Betonaußenseite eine Isolierungsummantelung aus verzinktem Blech angebracht hatte. So konnte der Wasserzudrang, der während der Brunnenabsenkung 8 bis 10 m³/h betrug, auf 10 bis 12 l/h herabgesetzt werden.

In den Höhen 10,50 bis 51,20 m und 104,35 bis 138,00 m wurden die zwischen dem Erdreich und der Außenseite des Brunnenmauerwerks be-

¹⁾ Betriebsbrunnen = Bergwerksschacht, von dem aus waagerechte Stollen in das Salzmassiv vorgetrieben werden. Das Salz wird durch Stollen und im Werkschacht zutage gefördert.

findlichen Hohlräume mit einer 3 bis 5,5 cm dicken Betonschicht (1:8) zufriedenstellend verfestigt.

Von Höhe 51,20 bis 104,35 m hatte die an der Außenseite angebrachte Betonschicht 15 bis 30 cm Dicke. Um deren Wasserundurchlässigkeit möglichst zu erhöhen, verwendete man zwischen den Koten 55,00 und 65,00 m ein Mischungsverhältnis 264 kg Zement + 7 kg Aquabar, auf der Reststrecke 264 kg Zement + 105 kg Traß auf 1 m³ Schottergemisch.

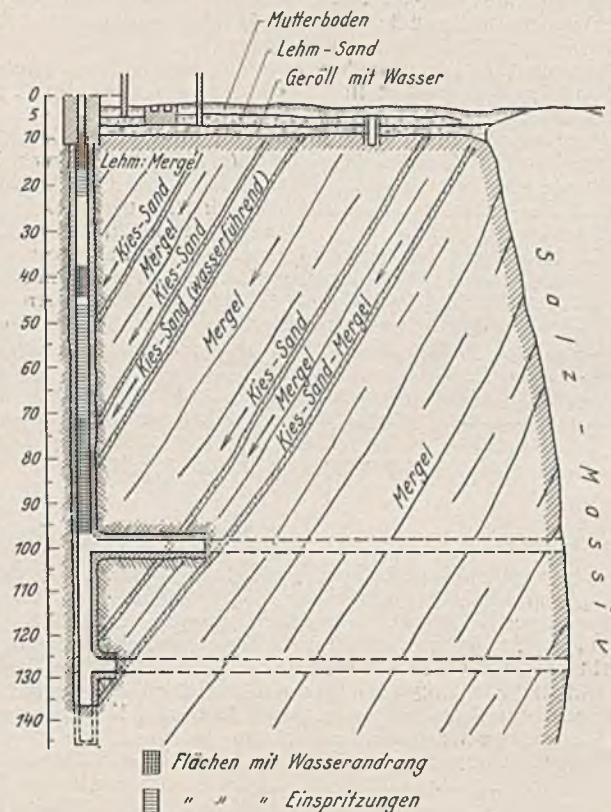


Abb. 2.

Aus Abb. 3 sind die in Abständen von je 2,25 m angeordneten Versteifungsrahmen im Brunnenquerschnitt ersichtlich. Die Brunnenabsenkung geschah normal bis zur Tiefe von 138 m. Der anfängliche Wasserandrang von 4500 l/h sank bis zum Beginn der Einspritzarbeiten auf 2435 l/h herab.

Der Umstand, daß der neue Betriebsbrunnen abseits des Salzmassivs angelegt wurde, schien einen nachteiligen Einfluß des zu erwartenden Höchstwasserandranges von 1,5 bis 2 m³/h ausgeschaltet zu haben. Als man jedoch nach der vollendeten Brunnenabsenkung einen Andrang von 4,5 m³/h gemessen hatte, sah man sich gezwungen, den Andrang durch Verdichtungsmaßnahmen auf etwa 200 l/h herabzusetzen, da man einsah, daß der abseits vom Salzmassiv stehende Brunnen doch einen Wasserstrom vom Salzmassiv her in Bewegung setzen und das Sättigungsgleichgewicht stören könnte.

Von den an der Arbeitsausschreibung beteiligten Bauunternehmungen wurden daher die höchsten Erfahrungen gefordert. Die Gesellschaft für chemische Verfestigung und Abdichtung m. b. H., Berlin, verpflichtete sich zu einer höchsten Abdichtungsgrenze von 100 l/h und vollführte die gesamten Arbeiten innerhalb von 5 Monaten.

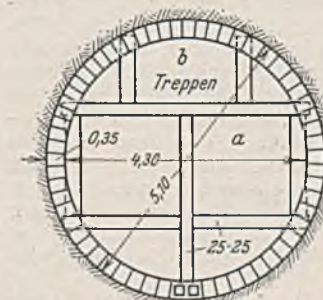


Abb. 3.

Die mit den Arbeiten betraute Unternehmung stellte der rumänischen Verwaltung das gesamte mit Preßluft betriebene Injektionsgerät und zwei Fachleute zur Verfügung. Die elektrische Energie — Dreiphasenwechselstrom von 42 Per./sek und 310 V — lieferte das Elektrizitätswerk der Salzbergwerke von Uioara.

Die Druckluft erzeugte bei 6 bis 7 at Druck und einer Leistung von 4 m³/min ein Demagkompressor.

Der Spritzzement war der mit Traß gemischte „Patriazement“ aus den rumänischen Werken von Dej. Dank dem reichlichen Gehalt (15,20 %) an löslicher Kieselsäure und dem geringen Gehalt an Ca O war dieser Zement, besonders in den Höhen von chemisch angreifendem Wasser, gut geeignet.

Natriumsilikat (Natronsäuresalz) lieferten die Solvaywerke von Uioara, das Chlorkalzium die Nitrogenwerke in Diciosänmartin.

Die Arbeitsorganisation fußte auf folgenden vier Arbeitsstufen:

a) Herstellung der Arbeitsbrücken (in Abständen von je 2,25 m) auf den jeweiligen Verfestigungsrahmen des Brunnens (Abb. 3). Auf einer Brücke wurde stets das Einspritzgerät aufgestellt, während von einigen darüber und darunter gefertigten Brücken aus man an den Bohrlöchern oder an der Montierung von Einspritzröhren arbeitete. In einer Lage konnten die Spritzpumpen eine Länge von 20 m bestreichen.

b) Die Beförderung von Geräten, Baustoffen und Arbeitern in das Brunneninnere wurde mittels der Hubmaschine des Betriebsbrunnens geleistet. Außerdem war für die Arbeiter der Treppenschacht b bestimmt, während für die Druckluft vom Kompressor ein senkrechtes Rohr mit zahlreichen Abzweigungen vorhanden war, an die jeweilig die Bohrer und Einspritzpumpen angeschlossen wurden. Das im Betriebsbrunnen stehende Wasserrohr benutzte man zum Eingießen — von der Erdoberfläche aus — der Lösung von Chlorkalzium.

c) Bohrungen zwecks Einführung von Einspritzröhren wurden mit Ingersollrand Typ L 87 hergestellt. Das Bohrgewicht betrug 12 kg, der Lochdurchmesser 40 mm, die Lochtiefe 50 bis 60 cm.

d) Das Einspritzen in die Brunnenwandungen geschah mit zwei Worthington-Pumpen (Gesamtleistung 500 l/h, ausgeübter Druck 150 at), von denen die eine zum Einspritzen von Zement und Chlorkalzium, die andere zum Einspritzen von Natriumsilikat verwendet wurde.

Die Spritzrohre (0,50 m lang, 13 mm Innendurchmesser), konnten luftdicht ins Mauerwerk versetzt werden, so daß das Einspritzen mit dem höchsten Anfangsdruck vor sich gehen konnte. Nach beendetem Einspritzen konnte das Rohr wiederholt in anderen Bohrlöchern benutzt werden. Die Verbindung zwischen der Pumpe und dem Spritzrohr wurde mittels druckfester, 5 bis 15 m langer biegsamer Kupferrohre hergestellt.

Mit dem Spritzverfahren wurde in Richtung von oben nach unten gearbeitet, um die bereits eingespritzten Flächen verdichten zu können, so daß die Belegschaft nicht unter der hemmenden Einwirkung des durchsickernden Grundwasserregens zu arbeiten brauchte.

Im Durchschnitt kam in dem fast regelmäßig verteilten Bohrlochnetz ein Bohrloch auf 0,90 m² Fläche. Die Bohrlöcher durchdrangen insgesamt die Wölbstein- und die Betonmanteldicke und reichten bis an den gewachsenen Mergel heran, so daß die Durchschnittslänge 50 bis 60 cm betrug.

Die Zementmilch wurde im Brunneninnern auf der Pumpenplattform angerichtet, und zwar im Mischungsverhältnis 1 Teil Zement auf 2 Teile Wasser. Die Zementmilch wurde unter einem Drucke von 20 bis 25 at eingespritzt. War diese Grenze erreicht, so wurde das Bohrloch geschlossen und die Arbeit an einem anderen Bohrloch fortgesetzt.

Die Einspritzarbeiten im Abschnitte Höhe 6,0 bis 21,0 m beanspruchten, bei zwei Arbeitsschichten, 11 Tage. Insgesamt wurden 99 Bohrlöcher hergestellt und 14 150 kg Zement eingespritzt. Der Wasserandrang sank hierbei von 10 auf 1 bis 1,5 l/h. Dieses Ergebnis wurde dann unter Zuhilfenahme von Einspritzungen chemischer Substanzen noch verbessert. Hierbei ging man folgendermaßen vor: Neben der der Zementmilch-einspritzung dienenden Pumpe (auf Kote 12,00) wurde eine solche für Natriumsilikat aufgestellt, während die erstere zum Einspritzen von Chlorkalzium verwendet wurde. Nun wurden die zwecks Zementmilcheinspritzung gebohrten Löcher nochmals angebohrt, mit Wasser gewaschen und das von neuem aufgesetzte Bohrloch mit den beiden Pumpen mittels eines Y-förmigen Zusatzstückes verbunden.

Das Natriumsilikat (38 bis 40° Bè) wurde in Originalfässern an die Pumpenplattform gebracht, während die Chlorkalziumlösung an der Oberfläche (33° Bè) aufbereitet und mit Wasserlösen ins Brunneninnere geleitet wurde. Die beiden Lösungen wurden in ein Mischungsverhältnis 1,3:1 gebracht.

Die Einspritzarbeiten zwischen Höhe 6,0 bis 21,5 m hatten 17 Tage in Anspruch genommen, bei zwei Schichten betrug der Materialverbrauch 9460 kg Natriumsilikat und 3700 kg Chlorkalzium. Das sonst zufriedenstellende Abnehmen des Wasserandranges wurde durch die von dem hohen Einspritzdrucke hervorgerufene Rissebildung ungünstig beeinflusst. Man war daher genötigt, die weiteren Einspritzarbeiten hinauszuschieben bis zum Erproben anderer Arbeitsweisen, die imstande waren, die Rissebildung im Brunnenmauerwerk zu verhindern. Dies tat man im Einvernehmen mit Dr. Joosten.

Der bedeutendste Wasserandrang, 2665 l/h, wurde auf der Brunnenstrecke 46,50 bis 100,00 m gemessen. In der Kieselschicht wurden die Bohrlöcher 2 bis 3 m lang angeordnet, um die Zementmilch möglichst tief in die Schichten zu treiben, und so vermochte man den Wasserandrang auf 1,59 l/h herabzusetzen. Diese Arbeiten nahmen insgesamt (bei zwei Schichten) 20 Tage in Anspruch. Verbrauch wurden 13 000 kg Zement.

Bei den gesamten Verdichtungsarbeiten wurde der Wasserandrang um 99,7 % herabgedrückt. Dr. Joosten stellte das erzielte Ergebnis als sehr zufriedenstellend fest und lehnte den Vorschlag einer Ergänzung der Zementinspritzungen durch weitere Einspritzung von chemischen Substanzen ab.

Ing. O. Bodascher.

Alle Rechte vorbehalten.

Erfahrungen beim Bau von Straßentunneln.

Der Bau der Reichsautobahnen der Ostmark bedingt u. a. auch die Ausführung von Straßentunneln. Über die Ausführung von 23 solcher Bauten aus neuester Zeit und die dabei gesammelten technischen und wirtschaftlichen Erfahrungen berichtet das Bundesstraßenamt der V. St. A.¹⁾ Der Bericht beschränkt sich auf Bauten der Weststaaten. Eine Zusammenstellung enthält die wichtigsten Angaben über Größenbemessung, Gebirgsbeschaffenheit, Ausführungsart, verwendete Baustoffe, Kosten der Portale, sowie die Einheitskosten der wesentlichsten Baueinheiten.

Die Frage, ob im gegebenen Falle ein Straßentunnel oder ein offener Einschnitt die bestmögliche Lösung ist, kann nur nach sorgfältiger Prüfung der wahrscheinlichen Bau- und Unterhaltungskosten entschieden werden. Als wesentliche Vorteile der Tunnel, gegenüber offenen Einschnitten, sind zu nennen: 1. Ermöglichung meist besserer Linienführung durch Abkürzung der Strecken und Vermeidung von Kurven. Dies bedeutet eine Erhöhung der Verkehrssicherheit. 2. Wenn die Ausführung eines Tunnels keine besonderen Einrichtungen für Belüftung und Beleuchtung erfordert, vermindert der Tunnel meistens die Unterhaltungs- und erspart die Schneeräumungskosten. 3. Durch den Bau eines Tunnels werden häufig Auswaschungen der Böschungen und deren nachteilige Folgen vermieden.

Die Notwendigkeit der Portalbauten ist ein wesentlicher Umstand für die Festsetzung der Tunnelmindestlänge, wo kritische Überdeckungshöhen in Betracht kommen. Bei Annahme der durchschnittlichen Portalbaukosten von je 4000 Dollar und einer kritischen Überdeckungshöhe zwischen 24 und 30 m wäre die von den durchschnittlichen Ausschachtungs- und Auskleidungskosten abhängige Mindesttunnelänge größer als 24 m.

In Tunneln von mehr als 450 m Länge oder solchen, in denen sich in aufrechtstehenden Kurven Gassäcke bilden können, sind Belüftungsvorrichtungen notwendig. Zur sachgemäßen Lösung dieser Sonderaufgabe zieht das Bundesstraßenamt stets Sachverständige der Bergbauverwaltung hinzu. Natürliche, durch Unterschiede des barometrischen Druckes bewirkte Entlüftung ist im allgemeinen unzuverlässig. Da CO₂, das als wichtigstes schädliches Gas aus Tunneln entfernt werden muß, leichter als Luft ist, hat es, namentlich erwärmt, das Bestreben, nach oben zu strömen. Unter gewöhnlichen Umständen gibt ein Kraftfahrzeug auf Steigungen von 4% oder weniger 0,042 m³ CO₂/min ab. Bei Zugrunde-

legung von 0,056 m³ und einer Höchstverdichtung von 2 auf 10000 Teile Luft sind Einrichtungen für die Beschaffung von 140 m³ Frischluft je Wagen und min erforderlich. Querlüftung verlangt in Tunneln von mehr als 300 m Länge einen verhältnismäßig großen Raum zum Unterbringen

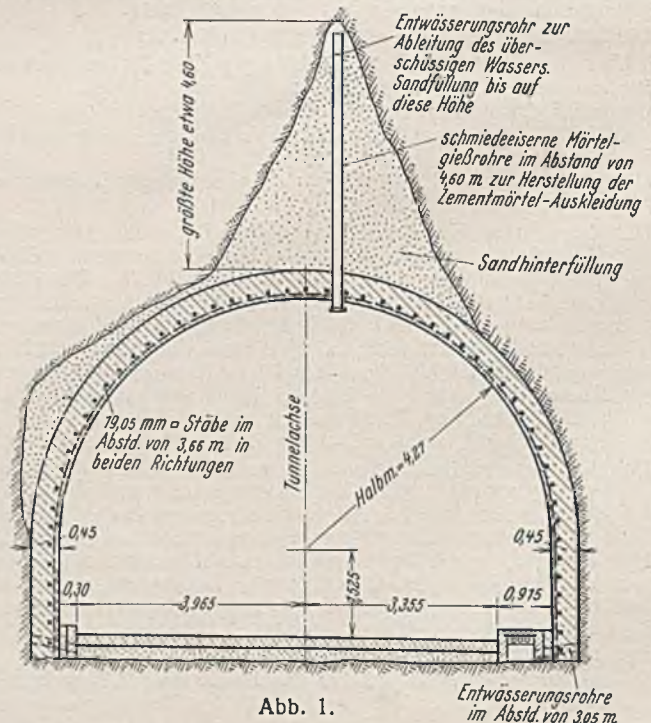


Abb. 1.

der für den Spitzenverkehr zu bemessenden notwendigen Leitungen. Bei Längslüftung können Lufkanäle vermieden werden, wenn Stollen, Schächte u. dgl. für diesen Zweck zur Verfügung stehen, wie z. B. in Abb. 1.

¹⁾ Highway Tunnels in Western States. Public Roads (1938), Bd. 19, Nr. 7, September, S. 125 bis 150, mit 6 Zahlentafeln und 27 Abb.

Bei dieser Durchlüftungsweise wird Vorsorge getroffen, daß die schlechte Luft an bestimmten Stellen entlang des Stollens durch Schächte abgesaugt, die Frischluft durch die Portale zugeführt wird. Diese Langsentslüftung kann ohne Rücksicht auf die Tunnellänge angewendet werden, vorausgesetzt, daß die Abluftschächte im Abstände von nicht mehr als 800 m angeordnet werden. Unter solchen Umständen ist die Belüftung, sowohl hinsichtlich der Anlage- als auch der Betriebskosten, ein wichtiger wirtschaftlicher Gegenstand. Eine Verbindung beider Belüftungsarten (Quer- und Längsbelüftung) kann in Tunneln mäßiger Länge, wo Stollen oder Abzugrohre nicht ausführbar sind, wirtschaftlich sein.

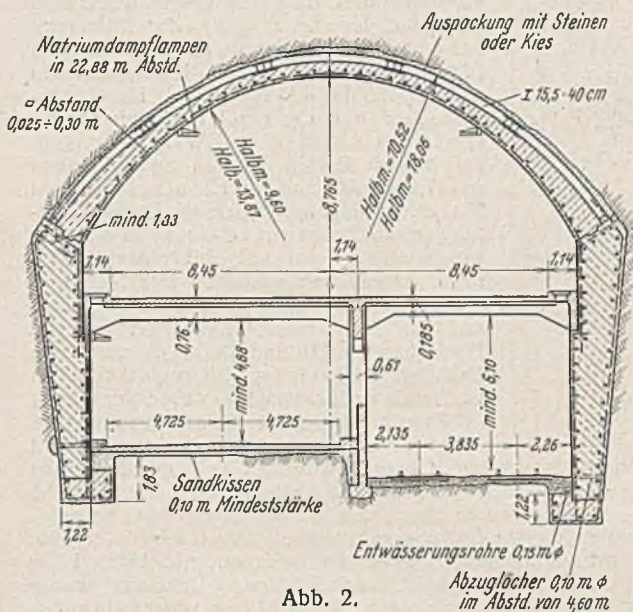


Abb. 2.

Erfahrungsgemäß ist es selbst in standfestem Gebirge vorteilhaft, einen größeren Teil eines Tunnelquerschnitts mit einer inneren Zementmörtelverkleidung von bestimmter Mindestdicke zu versehen. Die Querschnittsbildung einiger neuer Straßentunnel zeigen Abb. 2 bis 4. Abb. 2 zeigt den Querschnitt des Straßentunnels im Zuge der Golden Gate Bay-Brücke bei San Francisco auf der Insel Yerba Buena, Abb. 3 einen Tunnel im Zuge der Zufahrt zu dieser Brücke.

Eine architektonisch wichtige Aufgabe der Ausführung von Straßentunneln ist u. a. die harmonische Ausgestaltung und Einpassung der Portale in das Landschaftsbild, eine Aufgabe, der ja auch beim Bau unserer Reichsautobahnen sorgfältigste Beachtung zuteil wird. Eine Anzahl von Beispielen, wie diese Aufgabe in den amerikanischen Weststaaten gelöst worden ist, zeigt unsere Quelle.

Eine im Hinblick auf die Verkehrssicherheit sehr wichtige Forderung ist eine technisch einwandfreie Beleuchtung der Straßentunnel. Eine bisher sehr befriedigende Beleuchtung hat z. B. der Tooth Rock-Tunnel in Oregon (Abb. 4), der einzige mit Portal-Tagbeleuchtung ausgestattete Landstraßentunnel des Westens, der von besonderem Interesse ist. Die Innenbeleuchtung des Tunnels genügt durchaus für die Gewährleistung eines sicheren Verkehrs bei gewöhnlichen Geschwindigkeiten, selbst bei den verschiedensten Verhältnissen stärkster Sonnenstrahlung. Vor dem Bau dieses Tunnels hat das Bundesstraßenamt gemeinsam mit der Straßenverwaltung für Oregon vergleichende Beleuchtungsversuche an bestehenden Tunneln angestellt. Dabei zeigte sich u. a., daß ein System oben aufgehängter Leuchten wirksamer ist als seitlich angeordnete Lichtquellen. Erstere geben eine volle normale Silhouette der durch den Tunnel fahrenden Fahrzeuge, während die Seitenlichter lediglich die Wagengestelle beleuchten. Die Beleuchtungseinrichtung für den Tooth Rock-Tunnel wurde für einen Übergang von starkem Sonnenlicht an den Portallöchern (im Sommer oft 10 000 bis 15 000 Kerzenstärken) zu einer ausreichenden Stärke der Innenbeleuchtung geplant und ausgeführt. Die meisten Leuchteinheiten sind Natriumdampflampen, die sich bei gleicher Leuchtstärke im Betriebe wirtschaftlicher erwiesen haben als Glühlampen. In der Nähe der Portale dagegen wurden, in Verbindung mit Natriumdampflampen, auch Glühlampen angebracht, um mit wenigen Einheiten eine hohe Lichtstärke zu erreichen. Jede Glühlampe von 1500 W gibt im Innern des Tunnels 33 000, die größte Natriumdampflampe dagegen nur 10 000 Lumen. Die Glühlampeneinheiten mit ihren Reflektoren geben ein gut verteiltes blendungsloses Licht von hoher Leuchtkraft an den Portalen. Der Wechsel des Lichtes von großer Stärke an den Portalen während der Tageszeit zu geringerer Stärke bei Nacht und umgekehrt wird durch ein elektrisches Auge geregelt, das einen Umschalter bedient, wenn die Außenlichtstärke unter oder über 500 Kerzen fällt bzw. steigt. Während der Tagesstunden ist die ganze Beleuchtungsanlage mit voller Leistungsstärke in Betrieb, ausgenommen bei Dunkelheit oder bedecktem Himmel, wo die Glühlampenbeleuchtung durch Handbedienleuchte ausgeschaltet werden kann. Da bei Nacht nur eine Beleuchtung für Fußgänger notwendig ist, brennen dort keine Glühlampen, sondern nur $\frac{1}{3}$ der vorhandenen Natriumdampflampen. Das hier verwendete photoelektrische Relais ist eine erst vor kurzem ausgebildete Konstruktion. Obwohl der Betrieb dieser Beleuchtungsanlage bis jetzt befriedigt, haben sich doch einige kleine Mängel gezeigt, die künftig verbessert werden würden:

1. Die herabhängenden Glühlampen an den Portallöchern fügen sich nicht störungsfrei in das architektonische Gesamtbild ein.
2. Eine geringere Lichtstärke bei Nacht wäre für den Kraftfahrzeug- und Fußgängerverkehr ebenso wirksam und wirtschaftlicher als die vorhandene. Eine Nachtbeleuchtung von geringerer Leuchtstärke, aber kleinerem Abstände der Leuchten wäre wirksamer.
3. Die Übergangsbeleuchtung während der Tageszeit wäre wirksamer, wenn die ersten Einheiten 6 bis 7,5 m statt wie jetzt nur 2,4 m vom Portal entfernt angeordnet wären.

Bei der Ausführung der Innenauskleidung der Tunnel mit aufgespritztem Zementmörtel haben sich gewisse Vorsichtsmaßnahmen als notwendig erwiesen. Die wichtigste ist die Kontrolle der Preßluftzufuhr und Temperaturen während des Betriebes der Zementkanone. Im Warwonatunnel ist diese Kontrolle durch die Aufhängung eines Vorhanges am Portal aus starkem Baumwolltuch vervollständigt worden. Wichtig ist auch eine angemessene Beleuchtung der Arbeitsstelle, da eine gleichmäßige Auftragung des Zementmörtels nur einem sehr geübten Arbeiter bei Vermeidung aller unnötigen Schattenbildungen möglich ist.

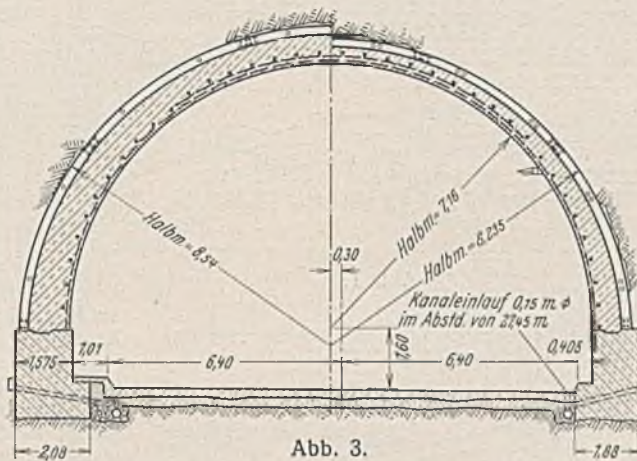


Abb. 3.

Beim Bau des Warwonatunnels überschritt die durch Druckluft aufgetragene Zementmörtelmenge den vorausgeschätzten Bedarf aus folgenden drei Gründen: 1. Häufung des Sandes. Die Vorschriften begrenzen den Feuchtigkeitsgehalt des Sandes auf 4 bis 8%, während die Mischung auf der Grundlage trockenen Sandes zubereitet worden ist. 2. Die große Menge des infolge der Unregelmäßigkeit der Felsoberfläche zurückprallenden Materials. 3. Die verkleidete Oberfläche war, infolge dieser Unregelmäßigkeit der Gesteinsoberfläche, erheblich größer als die vorausberechnete.

Während des Baues des Warwonatunnels konnten auch verschiedene wertvolle Erfahrungen beim Betrieb der Preßluftausrüstung gesammelt werden. Die hier benutzte Zementkanone hatte keinen Luftmanometer oder Geschwindigkeitsmesser. Dies führte hinsichtlich der Unterhaltung eines unveränderlichen Luftdrucks zu einigen Schwierigkeiten.

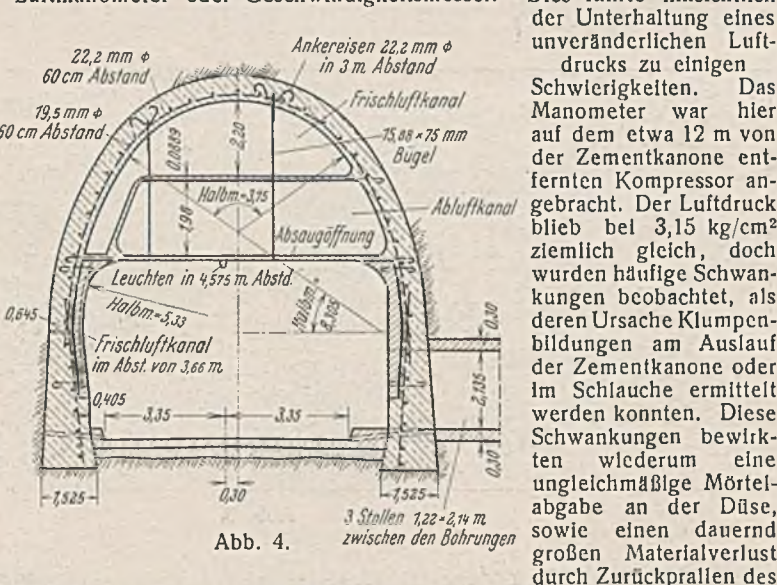


Abb. 4.

Das Manometer war hier auf dem etwa 12 m von der Zementkanone entfernten Kompressor angebracht. Der Luftdruck blieb bei 3,15 kg/cm² ziemlich gleich, doch wurden häufige Schwankungen beobachtet, als deren Ursache Klumpenbildungen am Auslauf der Zementkanone oder im Schlauche ermittelt werden konnten. Diese Schwankungen bewirkten wiederum eine ungleichmäßige Mörtelabgabe an der Düse, sowie einen dauernd großen Materialverlust durch Zurückprallen des Mörtels. Als die wesentlichste Ursache dieser Verstopfung und ihrer nachteiligen Folgen wurde der hohe Oberflächenfeuchtigkeitsgehalt des Sandes festgestellt, der während der Beobachtungszeit zwischen 6 und 8% wechselte. Sobald er unter 6% fiel, zeigten sich keine Verstopfungen mehr. Die Erfahrung lehrte, daß der Feuchtigkeitsgehalt des Sandes für einen erfolgreichen und ungestörten Betrieb zwischen 3 und 6% betragen darf. Sand mit weniger als 2,5% hat sich als ungeeignet erwiesen. Ebenso erwies sich die Verwendung von mehr als 50 m langen Schläuchen als unpraktisch. Größere Längen verursachten Unterbrechungen und führten, selbst bei entsprechender Erhöhung des Luftdrucks, zu erheblichen Verzögerungen. Bei Schläuchen mit mehr als 30 m Länge benutzte der Unternehmer eine 1zöllige, bei größeren Schlauchlängen eine 1 1/4 zöllige Düse.

Diese lieferte eine bessere Verteilung des Mörtels bei bedeutend geringeren Baustoffverlusten. Bei Verwendung gewöhnlichen Portlandzementes ist eine Mörteldicke von $\frac{3}{4}$ Zoll (2 cm) augenscheinlich das Höchstmaß, das auf einmal noch leicht auf das Gewölbe aufgebracht werden kann. Wenn eine dickere Schicht aufgebracht werden soll, müssen entweder der trockenen Mischung oder dem Mischwasser 3 bis 5% CaCl₂ beigemischt werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Hafenanlagen von Southampton¹⁾

werden nach einem Bericht in Dock Harbour Nr. 213, Juli 1938, S. 256, mit einem neuen 16,5 ha großen, am Nordufer des Flusses Test liegenden Gelände errichtet. Der neue Kai wird rd. 2,3 km lang und so angeordnet, daß später parallel zu ihm im Abstände von 183 m, ein zweiter 122 m breiter und rd. 1370 m langer Kai im ausgebaggerten Flußbett erbaut werden kann (Abb. 1). Das Gelände wird bei Flut unter Wasser gesetzt.

zwar ein etwa dreieckiges rd. 730 a großes, sich an den Royal Pier anschließendes Gelände und zwei von da bis nach Millbrock Point reichende, durch einen Damm getrennte Geländeteile. Zunächst wurde ein vom Royal Pier ausgehender etwa 305 m langer Damm errichtet, an den sich ein senkrecht dazu stehender, nach dem Ufer gehender Damm anschließt. Von diesem geht ein im wesentlichen parallel zum Fluß laufender Damm aus, der in der Mittellinie des neuen Kais liegt und von dem aus senkrecht ein das verbleibende Gelände unterteilender Damm nach dem Ufer zu abgeht. Zur Errichtung des ersten Damms wurde aus dem Schlamm bis zur darunterliegenden Kiesschicht ein an der Sohle 4,6 m breiter Kanal ausgebaggert und dann guter ausgebaggelter Grund bis 1,4 m über NW aufgeschüttet. Zu diesem Zweck wurden zwei Pontons mit 7,2 m Abstand durch einen eisernen Träger verbunden, auf dem ein Eimerkettenbagger und ein mit diesem zusammenarbeitendes Förderband mit einer Schüttrinne angeordnet wurden. Das Schüttgut wurde mit Kähnen dem Bagger zugeführt und durch den Eimerkettenbagger und das Förderband an Ort und Stelle gebracht. Die Leistung dieser Anlage betrug 2300 m³ in 24 Stunden. Wasserseitig wurde der Damm mit Faschinen geschützt. Zunächst wurde eine 3,7 m breite Faschinenreihe bei Punkt 26,08

am Fuß des Damms entlang gelegt. Oberhalb wurden mit einem senkrechten Abstand von 0,9 m und einem waagerechten Abstand von 1,8 m einfache Faschinen angeordnet und alle Faschinen durch Holzpflocke befestigt (Abb. 4). Da, wo später die Entwässerungsröhre verlegt werden, mußte die Sohle des dort verlaufenden Dammtells tiefer auf die Höhe 17,70 gelegt werden (Abb. 5). Der hier dauernd bleibende Dammtell wurde wasserseitig mit einer Schotterschicht versehen. Der wasserseitig das Hauptgelände absperrende Damm wurde an der Krone 51 m breit ausgeführt (Abb. 6). Auch diese Dämme wurden wie vorstehend beschrieben errichtet. In ihm werden die die Kaimauer bildenden Blöcke abgesenkt; danach wird der wasserseitige Teil des Damms zusammen mit dem vorgelagerten Untergrund bis zu einer Wassertiefe von 13,7 m unter NW ausgebaggert. Um Unterspülungen der Dämme durch das bei Ebbe und

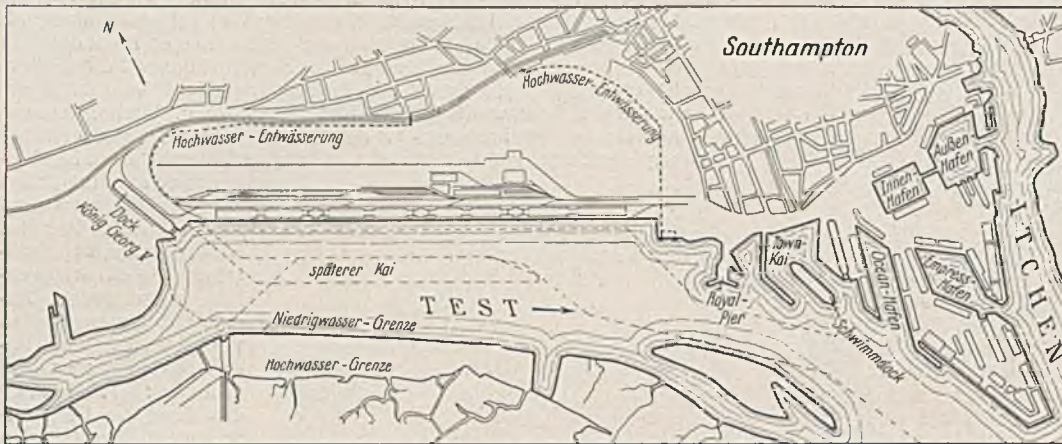


Abb. 1.

Um eine genügende Verbindung mit den übrigen Hafenanlagen zu erhalten und auch ausreichende Schienenverbindungen anordnen zu können, wurde zunächst zwischen Town Kai und Royal Pier im Abstände von 30 m von der bestehenden Kaimauer eine neue Kaimauer von 128 m Länge gebaut und das dazwischenliegende Gelände aufgefüllt. Diese Kaimauer besteht (Abb. 2)

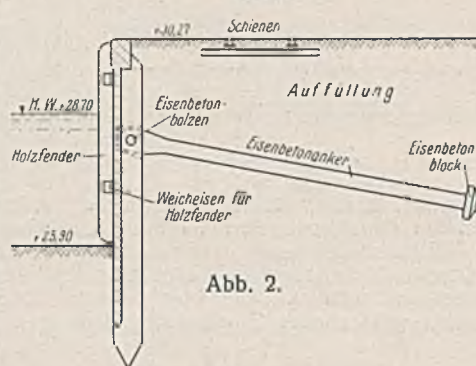


Abb. 2.

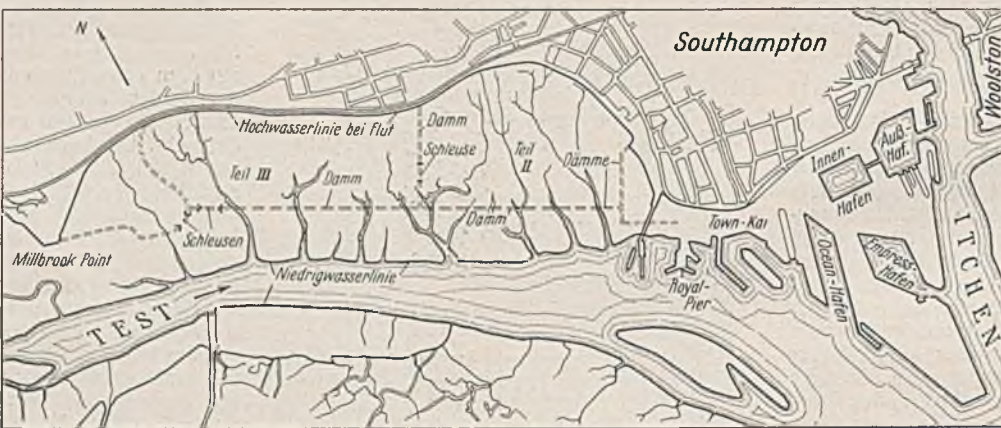


Abb. 3.

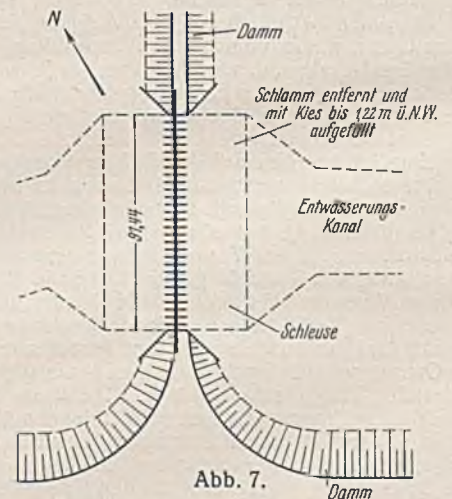


Abb. 7.



Abb. 4.

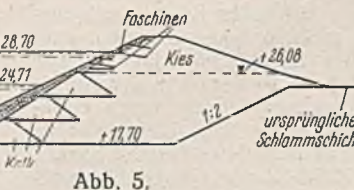


Abb. 5.

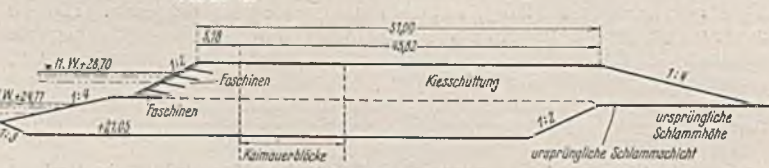


Abb. 6.

aus Eisenbetonpfählen im T-Querschnitt, die durch Eisenbetonanker mit der Hinterfüllung verankert sind. Das neue zu erschließende Gelände wurde, wie Abb. 3 erkennen läßt, in drei Teile aufgeteilt, und

Flut aus- und einströmende Wasser zu vermeiden, wurde hinter dem Hauptdamm ein Entwässerungskanal von 1,83 m Tiefe vorgesehen, der am Beginn 15,2 m, am Ende 46 m breit war. Abb. 7 zeigt die Lage dieses Entwässerungskanals und seinen Durchtritt an der Stelle, wo der zum Hauptdamm senkrecht verlaufende Damm abzweigt, der das zu gewinnende

Gelände unterteilt. Auch dieser Damm wurde in einer vorher ausgebaggerten Rinne von einer behelfsmäßigen auf Pfählen ruhenden Schüttrinne aus errichtet. Da der Hauptdamm zuerst erstellt und dann erst der Querdamm gebaut wurde, mußte dafür gesorgt werden, daß die Strömung der hin- und herflutenden Wassermassen in der sich mehr und mehr schließenden Öffnung zwischen beiden Dämmen nicht zu groß wird. Infolgedessen wurde nach sorgfältigen Berechnungen die offen zu lassende Lücke auf 91 m Breite bemessen und hier behelfsmäßige Schleusen angeordnet. Auf einer Länge von 31 m wurde hier der schlammige Untergrund entfernt und Lehm bis etwa auf Höhe 23,80 bis 24,40 aufgeschüttet, festgestampft und dann bis Höhe 23,50 abgebaggert. Dann wurde eine Schwelle (sill) aus 7,6 m langen stählernen Spundwandisen bis Höhe 23,50 eingerammt. Rechtwinklig zu dieser Schwelle wurden im Abstände von

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1933, Heft 43, S. 609.

3 m voneinander 29 Pfeiler eingerammt, die aus Spundwandeln bestanden, die an jeder Außenseite durch zwei 15,2 m lange Spundwandeln verstärkt wurden. Diese Pfeiler reichen bis Höhe 29,57. Die Verbindung zwischen ihnen und der Schwelle wurde durch kreuzförmig profilierte, 15,2 m lange Sondereisen bewirkt. Ebenso wurden an jeder Seite der Schwelle Flügelspundwände eingerammt, die in gleicher Weise mit der Schwelle verbunden und rückwärts in den Dammteilen verankert wurden (Abb. 8). Die Schleusentore bestehen aus Holz, werden in die Führungen der kreuzförmigen Sondereisen eingeschoben und mit der Schwelle verbunden.

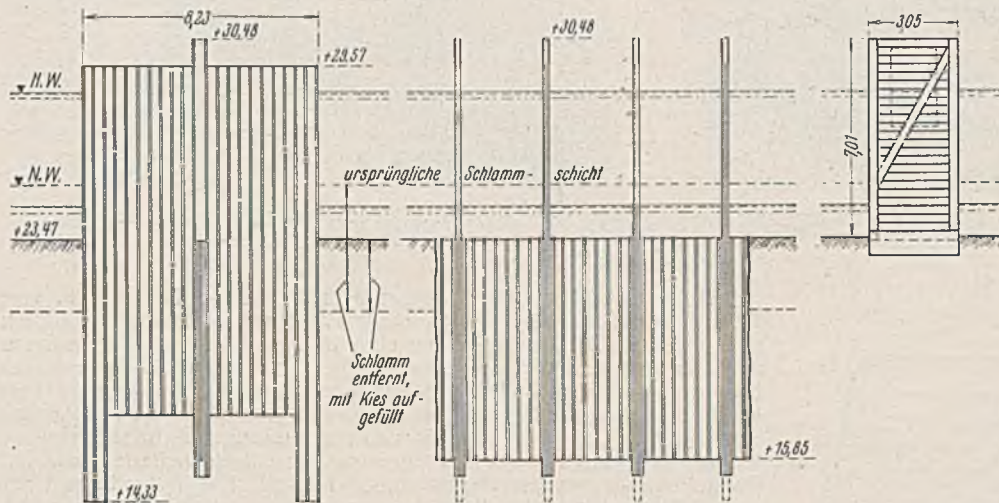


Abb. 8.

Zehn dieser Tore wurden mit 1,52 m breiten und 1,14 m hohen Durchlässen versehen, deren Unterkante teils bei Höhe 27,60, teils bei Höhe 29,05 liegt. Die Durchlässe werden durch selbsttätig arbeitende Klappen verschlossen, die sich nach dem Auslauf zu öffnen. Die Schleusentore wurden bei NW eingesetzt; dann wurden beiderseits Kalksteine bis zur Höhe der Klappen aufgeschüttet. Durch Versuche wurde eine genügende Festigkeit der Anlage bei verschiedenen Wasserständen außen und innen festgestellt. Die Kaimauer besteht aus 146 einzelnen Blöcken, jeder 13,72 x 13,72 m im Querschnitt. Auf eine Kailänge von 2150 m soll die Wassertiefe am Kai 13,7 m betragen. Jeder Block hat neun achteckige senkrechte, 3,15 m weite Öffnungen symmetrisch angeordnet. Die Außen- und Innenwände sind 1,03 m dick. Die ersten 78 Blöcke wurden im Abstand von 1,22 m, die übrigen 68 mit 2,13 m Abstand voneinander

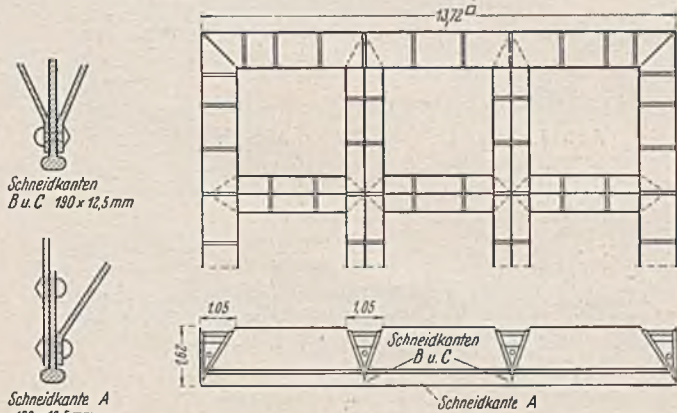


Abb. 9.

niedergebracht. Die Zwischenräume werden durch Stahlspundwände abgeschlossen. Die Schuhe der Blöcke wogen je 35 t. Sie bestehen aus auf einem Winkelseisengerüst befestigten Stahlplatten (Abb. 9). Zur Verstärkung der Schneidkante wurden besondere, mit einem Schneidwulst versehene Platten eingefügt. Das Gerüst wurde an Ort und Stelle zusammengesetzt und verkleidet. Auf dem Schuh wird der aus Eisenbeton bestehende, 4,7 m über Schneidkante ragende Blockfuß hergestellt und dann zunächst aus Betonformsteinen der untere 3,05 m hohe Blockteil aufgemauert; dann wurde mit dem Absenken durch Ausbaggern des Unter-

grundes durch die 9 Öffnungen hindurch begonnen, und die jeweils 3,05 m hohen, den Block bildenden, einzelnen Ringe nach und nach aufgebaut. Nach den Erfahrungen beim Bau der ersten Blöcke wurden die unteren 12 Ringe aus Formsteinen bei den übrigen Blöcken durch Beton ersetzt. In den einzelnen Trennfugen wurden Nuten zur Aufnahme von 25 mm dicken Rundeisen vorgesehen, während durch die einzelnen Schichten 38 mm dicke an den Schuhen befestigte Rundeisen nach oben durchgeführt wurden. Nach der Fertigstellung wurden alle senkrechten Öffnungen sorgfältig gereinigt und 4 m hoch mit Beton gefüllt. Die landsittige

Öffnungsreihe wurde dann bis oben mit Erde gefüllt. Die übrigen Bauten wurden erst nach Vollendung der wasserseitigen Baggerarbeiten ausgeführt, um der Kaimauer Zeit zum Setzen zu lassen. Die ersten Blöcke wurden bis 9 m unter die ausgebagerte Sohle (Höhe 6,00) abgesenkt (Abb. 10). Es zeigte sich jedoch, daß selbst mit zusätzlicher Belastung und unter Anwendung von Wasserspülung das Absenken unter die Sohle sehr schwierig war. Nach mancherlei Versuchen wurde eine Art Fallmeißel verwendet, der aus senkrechten I-Stahlträgern von 380 x 380 mm bestand, die durch Querrahmen vernietet waren. Die Vorrichtung wog 11 t und paßte mit geringem Spiel in die senkrechten Öffnungen der Kaimauerblöcke. Sie wurde von einem Kran angehoben und 1 bis 2 m fallen gelassen, um eine Lösung des Untergrundes zu erreichen. Daneben wurde zur Erzielung von Wasserwirbeln zwecks Ausspülung eine 25 mm dicke, ebenfalls mit geringem Spiel passende waagerechte Stahlplatte verwendet, die in der Mitte eine quadratische Öffnung von 915 mm Kantenlänge aufwies und ebenfalls vom Kran hochgezogen und fallen gelassen wurde. Auf diese Weise gelang es, die Erd- und Sandwälle unter den Schneid-

kanten zu entfernen. Einige der zuerst niedergebrachten Blöcke wurden beschädigt und bei diesen alle senkrechten Öffnungen mit Beton gefüllt. Wegen der Schwierigkeiten beim Absenken über 2,1 m unter die Sohle des Hafens wurden die verbleibenden Blöcke nur bis zu dieser Tiefe niedergebracht. Zum Ausgleich wurde der Damm auch landsittig abgebagert und eine Böschung aus Kies mit 1:1,5 Neigung geschaffen.

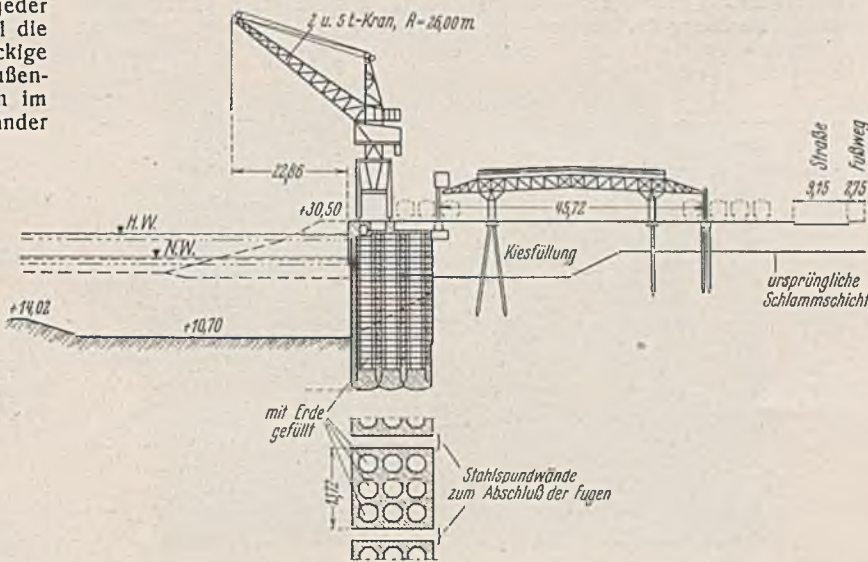


Abb. 10.

Der Hohlraum wurde landsittig durch eine 1,37 m dicke Eisenbetonplatte überbrückt, die sich vorn auf die Kaimauerblöcke und landsittig auf Eisenbetonpfähle abstützt. Diese wurden mit denen, die das Lagerhaus tragen, zusammengefaßt und durch einen gemeinsamen Längsträger aus Eisenbeton parallel zur Kaimauer miteinander verbunden (Abb. 10). Der Boden zwischen den Blöcken und die Böschung wurden mit einer 90 cm dicken Schicht aus Kalk und Geröll abgedeckt. Im ganzen wurden 12,6 Mill. m³ Massen bewegt, und zwar 5,1 Mill. m³ Schlamm und Torf, 2,7 Mill. m³ Kies und 4,8 Mill. m³ sandiger Lehm. Schm.

Vermischtes.

Neuerungen zum Ausbessern bituminöser Straßendecken. Für Ausbesserungen an bituminösen Straßendecken, die hauptsächlich im Frühjahr zum Beseitigen der Schäden durch Schnee und Frost vorgenommen werden, sind von W. u. J. Scheid verschiedene Neuerungen angegeben worden, durch die die Güte der Arbeiten gesteigert wird.

An einer Kaltasphalt-Spritz- und Ausbesserungsmaschine z. B. (Abb. 1) wurde eine Hilfsfeuerung eingebaut, mit der der Kaltasphalt an kühlen Tagen etwas angewärmt werden kann, so daß sich das Bindemittel

leichter verarbeiten läßt. Kaltasphalt oder -teer muß zwar zum Aufspritzen angewärmt sein, er ist aber hinsichtlich der Erwärmung empfindlich. In einer Heiß-Spritzmaschine wird er leicht überhitzt und verliert dann teilweise seine Bindfähigkeit. Durch die Hilfsfeuerung im Kessel (Abb. 2), mit der sich der Asphalt oder Teer bis höchstens 50° erwärmen läßt, entsteht bei geringem Brennstoffverbrauch eine völlig gleichmäßige Temperatur. Die Schubladenfeuerung ohne Aschenkasten wird in die kreisförmige Öffnung des Kessels eingeschoben, in der eine Trennwand vor-

handen ist, so daß die Heizgase eine große Oberfläche bestreichen und die gleichmäßige Temperatur erzeugen.

Bei Heißteer oder Bitumen müssen die Ausbesserungsstellen trocken sein. Um das Trocknen zu beschleunigen, kann an einem Ausbesserungsgerät (Abb. 3) der Teerkochkessel vom Fahrgestell abgenommen werden. Führt man den auf dem Fahrgestell verbliebenen Rost über die Ausbesserungsstelle, so trocknet die ausstrahlende Wärme des Brennstoffs die Stelle. Durch eine Abstellvorrichtung am Spritzrohr wird das Bindemittel sparsam ausgespritzt, damit die Mischung nicht zu sehr angereichert und eine weitere Schlaglochbildung begünstigt wird.

Zu Ausbesserungen mit Teersplitt und -sand dient ein kleiner Handmischer (Abb. 4), der zum Mischen mit Heißbindemitteln oder für Kaltasphaltmischungen verwendbar ist. Durch die eckige Form des Mischgefäßes, das durch eine Handkurbel gedreht wird, entsteht eine innige Mischung der Bestandteile. Während des Mischens ist der Kasten

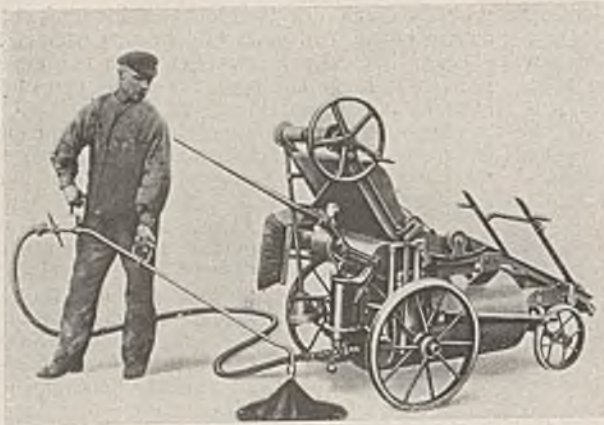


Abb. 1. Kaltasphalt-Spritz- und Ausbesserungsmaschine für den Betrieb durch Druckluft.

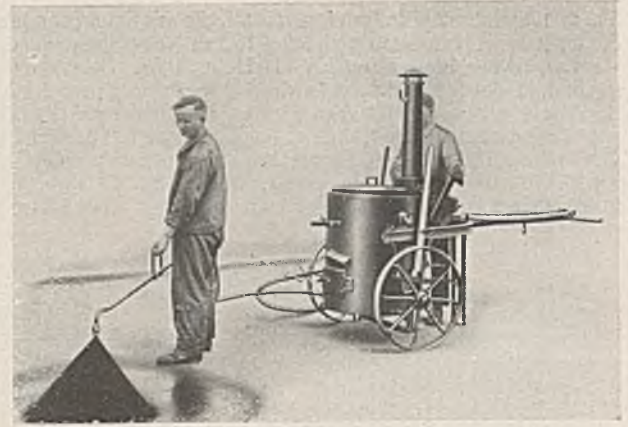
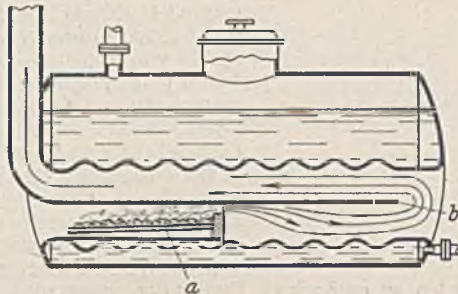


Abb. 3. Ausbesserungs-Spritzgerät für Heißteer und Bitumen.



a Feuerung, b Trennwand in der kreisförmigen Heizöffnung.

Abb. 2. Längsschnitt durch den Asphaltkessel mit Hilfsfeuerung für gleichmäßige Erwärmung des Kesselinhaltes auf höchstens 50°.

Haltevorrichtung für Klappenwehre. (Kl. 84 a, Nr. 634 868, vom 17. 7. 1934, von Société Française des Constructions Babcock & Wilcox in Paris.) Um den Übergang von einer Klappenstellung zu einer anderen auf dem kürzesten Wege zu ermöglichen, ohne daß die Klappe in die höchste und tiefste Stellung gebracht werden muß, sind an jeder Rast der Führungsschiene Gabelungen angebracht, die in Gestalt von Rampen und Leitflächen aufeinanderfolgen und den Stützenschuh in abzweigende Rinnen zwingen, die die Zubringer zu den einzelnen Rasten bzw. zur Endstellung der niedergelegten Stütze bilden. Das Wehr besteht aus einer Klappe 1, die bei 2 drehbar von einem Stützgestell 3 gehalten wird. Die Haltestütze 4 ist bei 2 drehbar mit dem Gestell 3 verbunden und kann sich gleichzeitig in der lotrechten Ebene und in einer Querebene drehen. Ihr unteres Ende, der Schuh 5, legt sich in Rasten der Führungsschiene 6 hinein, die eine Mittelrinne 25 mit Zähnen oder Rasten 7, 8, 9 besitzt, in die sich der Schuh 5 hineinlegen kann. Außerdem weist die Schiene 6 Rinnen mit Gabelungen auf, die jeweils nur in einem einzigen Sinne wirken. Der Schuh 5 hat am unteren Ende eine der Neigung der Rampen angepaßte Ausbauchung 20 unterhalb eines Halses 21. Die Stütze weist eine Schrägfläche 22 und ein unteres Kurvenstück 23 auf. Will man die Wehrklappe ihrer senkrechten Stellung stärker nähern, hebt man sie, wobei der Schuh 5 in die Mittelrinne 25 gleitet.



Abb. 4. Kastenförmiger Handmischer für Ausbesserungen mit Teersplitt und -sand.

Abb. 1 bis 4: Werkaufnahmen.

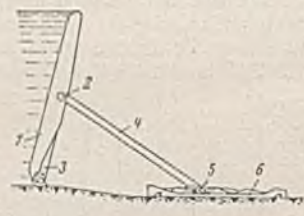


Abb. 1.



Abb. 2.

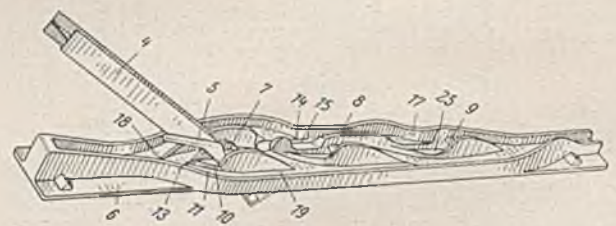


Abb. 3.

durch einen Deckel verschlossen. Nach dem Mischen nimmt man den Deckel ab und läßt den Kasteninhalt auf das am Rohrrahmen befestigte Ausschüttblech fallen.

Patentschau.

Abdichtung für Ingenieurbauwerke, insbesondere für Eisenbahnbrücken. (Kl. 19d, Nr. 645 153, vom 11. 2. 1933, von Franz Heinrich Lehnert in Dresden.) Um eine starre Verbindung der Isolierschicht mit dem Bauwerk zu vermeiden, die jede durch Temperatureinflüsse hervorgerufene Bewegung mit ausführen muß, ferner zur Vermeidung von Rissen, durch die Feuchtigkeit in das Bauwerk eindringen kann, wird zwischen zwei Einzelschichten aus bituminösen Sandgemischen eine luftdicht eingeschlossene, aus einer Teer- oder Bitumenmineralmischung bestehende Schicht angeordnet, die einen Überschuß an Bindemittel besitzt und infolge des Luftabschlusses knetfähig bleibt. Bei Beschädigungen des Bauwerks wird aus dem als Vorratsbehälter für den Dichtungsstoff dienenden Polster knetfähige und elastisch gebliebene Masse nach der Bruchstelle gedrückt, und zwar durch die Verkehrslasten; hierdurch wird eine etwaige Rissebildung in der Isolierzwischenschicht selbsttätig behoben.

Dabei bleibt diese in ihrer lotrechten Ebene und legt sich dann in eine der Rasten hinein, die der Klappe stromaufwärts näher sitzen. Will man von der Rast 7 zur Rast 9 übergehen, so hebt man die Wehrklappe durch die üblichen Hubmittel, wobei der Stützenschuh aus der Rast 7 entfernt wird und stromaufwärts gegen das Wehr vorrückt. Er trifft dabei gegen die Rampe 10 als Anschlag und dann gegen die Wand 11, die ihn in die Rinne 12 leitet, wobei er die Rampe 13 überschreitet. Nun läßt man die Wehrklappe sinken, wobei der Schuh auf der Rampenfläche 12 rückwärts gleitet. Im Teil 14 dieser Weichenbahn kann der Hals des Schuhs zwischen den Vorsprüngen 15 hindurchgehen. Er stützt sich dabei auf den Boden 16 der Rinne 12. Schließlich gelangt er zur Wand 17, die ihn der Rast 9 zuleitet. Diese hält ihn und damit die Stütze 4 sowie die Klappe in der gewünschten Stellung fest.

INHALT: Die Triebtalbrücke im Zuge der Reichsautobahn Chemnitz-Plauen-Hof. — Brücken der Reichsautobahn aus Spannbeton. — Versuche mit einem neuen Konsistenzmesser für erdfeuchten und Gußbeton. — Die neueste Ausbildung der Ufer- und Sohlenbefestigung bei den Erweiterungsbauten des Dortmund-Ems-Kanals. — Chemische Verfestigung und Abdichtung im räumlichen Brunnenbau. — Erfahrungen beim Bau von Straßentunneln. — Die neuen Hafenanlagen von Southampton. — Vermischtes: Neuerungen zum Ausbessern bituminöser Straßendecken. — Patentschau.

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