

WONACH BEURTEILT MAN DIE GEFAHR DER FROSTHEBUNG VON STRASSEN.

Von o. Professor Dr.-Ing. F. Kögler, Freiberg/Sa.

Übersicht: Der Aufsatz legt dar, daß einen Maßstab für die Frostgefährlichkeit eines Baugrundes unter einer Straßendecke die Wassermenge bildet, die in bestimmter Zeit (Frostdauer) kapillar aus dem Grundwasser in die Gefrierzone hinaufgehoben wird. Sie läßt sich für jeden Boden im voraus bestimmen; Zahlen werden angegeben. Offen bleibt die Frage, ob neben der Kapillarkraft noch Kristallisationskräfte hebend wirken und wie ihre Größe ist.

I.

Der heutige Stand der Erkenntnis läßt sich etwa so darstellen:

1. Die Frosthebung von Straßendecken rührt davon her, daß Wasser in den Untergrund unter der Straßendecke kommt und dort gefriert, so daß sich Eislinsen bilden; eine nachhaltige Wirkung kann nur durch einen Nachschub an Wasser von unten her hervorgebracht werden.

2. Solcher Nachschub findet tatsächlich statt, wenn zwischen dem Grundwasser und der Gefrierzone eine Bodenschicht liegt, die imstande ist, durch ihre Kapillarwirkung das Grundwasser bis in die Gefrierzone hinauf zu heben.

3. Die kapillare Hubkraft des Bodens wird um so größer, je feinkörniger der Boden ist.

4. Mit der Feinheit des Kornes wächst aber auch der Widerstand, den der Boden dem Durchgange des Wassers entgegengesetzt.

5. Daraus erklärt sich, daß eine bestimmte Korngröße des Bodens als ganz besonders frostgefährdend erkannt worden ist. Das Ergebnis amerikanischer Untersuchungen von Casagrande u. a. lautet: Der Gehalt an Korn kleiner als 0,02 mm ist am gefährlichsten; es genügt ein Anteil von mehr als 3%, um einen ungleichkörnigen Boden, von mehr als 10% um einen gleichkörnigen Boden frostgefährlich zu machen¹.

6. Zu einem ähnlichen Ergebnis ist Beskow gekommen. Sein Apparat zur Ermittlung der kapillaren Steighöhe gestattet eine sehr schnelle Untersuchung und ist daher bequem.

Zwischen den beiden Verfahren, die kapillare Steighöhe zu ermitteln, a) direktes Verfahren im Steigrohr, b) nach Beskow, besteht ein grundsätzlicher Unterschied, der sich auch im Ergebnis auswirkt, und auf den deshalb hier hingewiesen sei.

a) Im Steigrohr wird die Hubkraft des Bodens ermittelt, also die aktive Kapillarkraft, als hebende Kraft gegenüber der Schwere des Wassers. (Steigender Meniskus).

b) Nach Beskow wird das Wasser (durch Saugen oder Drücken) durch den Boden hindurchgepreßt. Hier wird der passive Widerstand gemessen, den der Boden vermöge seiner Kapillarität dem Durchgang des Wassers entgegenzusetzen vermag. (Sinkender Meniskus).

Bei diesem letzteren Verfahren versagt der Boden, d. h. das Wasser wird von ihm nicht mehr festgehalten und geht durch ihn hindurch, sobald seine Kapillarkraft durch den angewendeten Druck (saugend oder drückend) überwunden ist. Es versagen hierbei selbstverständlich zuerst diejenigen Kapillaren im Boden, die am weitesten sind. Aus ihnen wird das Wasser weggepreßt; durch sie geht dann Luft hindurch; die Bodenprobe ist am Ende ihrer Kapillarwirkung.

Bei der direkten Bestimmung im Steigrohr ist dagegen das Maß der größten Hebung bestimmt durch die feinsten Kapillaren, die am höchsten zu heben vermögen. In den weiteren Kapillaren bleibt das Wasser u. U. tiefer stehen; dabei kann es vorkommen, daß über ihnen das in engeren Kapillaren höher ge-

hobene Wasser sich von der Seite her wieder zusammenschließt und dann weitersteigt.

II.

In den bisherigen Erörterungen über die eingangs genannten Probleme ist stellenweise nicht genügend der Widerstand hervorgehoben worden, den der Boden dem Durchgang des Wassers entgegengesetzt. Ich habe auf diesen Punkt in einem Diagramm hingewiesen, das auf der Straßenausstellung in München ausgestellt war. Es gibt die Kapillarkraft K wieder, die mit abnehmendem Korndurchmesser wächst, und den Widerstand W des Bodens gegen den Durchgang des Wassers. Letzterer ist als mit dem Quadrat des abnehmenden Korndurchmessers wachsend dargestellt. Bei einem gewissen Korndurchmesser ergibt sich darnach ein Maximum der verbleibenden Hubkraft. Dieses Bild ist noch in der Weise zu ergänzen, wie es Abb. 1 zeigt; von der Hubkraft K ist zunächst das Gewicht G des Wassers abzuziehen, entsprechend der Höhe h , um die das Wasser kapillar über den Grundwasserstand hinauf gehoben worden ist. Dazu kommt dann der Widerstand W gegen das Durchströmen des Wassers durch den Boden. Außerdem ist in diesem Diagramm noch nicht zum Ausdruck gebracht, daß der Widerstand W auch von h abhängt, nämlich mit h wächst; es müßte also eine Schar von W -Kurven gezeichnet werden (hierüber siehe später).



Abb. 1.

Kapillare Hubkraft (Steighöhe) und Durchflußwiderstand des Bodens in Abhängigkeit vom Korndurchmesser.

III.

Jedenfalls ist in diesem Bilde aber die Sache zunächst nur rein statisch gesehen und deshalb nicht vollständig wiedergegeben. Denn entgegen der Aussage der Abb. 1 in Punkt C kommt auch bei großem und sehr großem Widerstand immer noch eine Wasserhebung zustande, wenn auch die Geschwindigkeit schließlich äußerst gering ausfällt.

So ist z. B. bei Sand der Durchgang sehr leicht, aber es fehlt eine stark hebende Kraft; bei Ton dagegen ist die hebende Kraft gewaltig, aber der Durchgang ganz außerordentlich erschwert. Und gerade das letztere bestimmt die Geschwindigkeit des Wasserdurchgangs. Selbstverständlich steht gleichbedeutend neben der Geschwindigkeit (diese als Maß für die Durchlässigkeit des Bodens) noch die Hubkraft; beide zusammen müssen in Rücksicht gezogen, beide Größen, Hubkraft und Durchgangsgeschwindigkeit, müssen zu einem einzigen Begriff vereinigt werden: das ergibt die Leistung, $N = P \cdot v$. Wie so vielfach in der Mechanik, ist auch hier die Leistung entscheidend, und nach ihr zu messen. In hydraulischer Ausdrucksweise gesprochen: Nicht das Gefälle allein ist maßgebend, sondern daneben noch der Widerstand, der sich der Bewegung entgegengesetzt, und die durch beide bestimmte Geschwindigkeit, die wiederum die Wassermenge gibt. Diese ist das einzig richtige Maß für die Frostgefährlichkeit eines Bodens durch kapillare Wasserhebung.

¹ Straßenbau 1934, Heft 3, S. 27.

IV.

Zu einer übersichtlichen Fassung im Sinne des Vorstehenden kommt man, wenn man nach dem Vorgange von Terzaghi u. a. das Darcy'sche Gesetz anwendet. Annahme, es sei hier gültig.

$$(1) \quad q = k \cdot i.$$

k stellt die Durchlässigkeitsziffer dar, Maßeinheit cm/min. Das Gefälle ist gegeben durch die Hubkraft H bezogen auf die zu durchströmende Länge h. Als Hubkraft H wirkt die Kapillarkraft K, vermindert um das schon unter dem Meniskus hängende Wassergewicht. Dieses ist gegeben durch die Höhe h, vom Grundwasserspiegel bis zur Gefrierzone (Abb. 2). Selbstverständlich muß K größer als h sein. Beide Maße in Längeneinheiten. Somit lautet die Gl. (1) nunmehr

$$(2) \quad q = k \cdot \frac{K - h}{h}$$

q ist, entsprechend der Maßeinheit von k, gegeben in cm/min. Will man es in cm/Std. haben, so ist zu schreiben:

$$(3) \quad q = 60 k \cdot \frac{K - h}{h} \text{ in cm/Std.}$$

Hierin ist h durch die bauliche und örtliche Lage bestimmt. Die beiden Werte k und K hängen von der Bodenbeschaffenheit ab.

Mit abnehmender Korngröße wächst die Kapillarkraft K, dagegen nimmt k sehr stark ab.

Wenn die Abhängigkeit jeder der beiden Großen K und k vom Korndurchmesser eindeutig festläge, dann ließe sich die gehobene Wassermenge in einfacher Weise als Funktion des (wirksamen) Korndurchmessers eines Bodens angeben. In Wirklichkeit

besteht aber so einfache Abhängigkeit nicht. Beide, insbesondere die Durchlässigkeit, werden entscheidend beeinflusst von der Gestalt der Körner des Bodens, vom Porenvolumen, von der Mineralart und Beschaffenheit der Körner usw. Ein allgemein gültiger Zusammenhang läßt sich also nicht angeben. Für irgendwelche genauen Ermittlungen und Untersuchungen muß man in jedem Falle den Boden nach den beiden Eigenschaften K und k untersuchen. Die Ermittlung der Zahlenwerte macht keine Schwierigkeiten und kostet wenig Arbeit und Zeit. Sie ist im Verlaufe eines oder weniger Tage durchzuführen.

V.

Da es aber natürlich interessant ist, den Zusammenhang einmal wenigstens grundsätzlich aufzuzeigen, und da sich daraus viele Schlüsse von praktischer Bedeutung ziehen lassen, so sei über den Zusammenhang zwischen K und k eine Annahme getroffen, die mindestens für normalen Boden ungefähr zutrifft. Sie hält sich ungefähr an die Angaben im Handbuch der Bodenlehre, Band VI, S. 107 und ist durch die Abb. 3 gekennzeichnet.

Darnach lassen sich aus Gl. (2) die Wassermengen q berechnen, die von verschiedenen Bodenarten (gekennzeichnet durch die Kapillarkraft K und die mit ihr im Zusammenhang stehend angenommene Durchlässigkeitsziffer k) bei verschiedener Grundwassertiefenlage h unter der Gefrierzone in deren Bereich hinaufgehoben werden. Sie sind in Abb. 4 dargestellt¹.

Man sieht aus der Abbildung folgendes:

I. Mit zunehmender Tiefenlage h des Grundwassers unter der

Gefrierzone nimmt die Wassermenge gewaltig ab. Z. B. ist zunächst ohne Rücksicht auf die Größe von K:

- für h = 10 cm, q = 300 cm/Std.; für h = 20 cm, q = 60 cm/Std.;
- für h = 40 cm, q = 7 cm/Std.; für h = 100 cm, q = 0,4 cm/Std.;
- für h = 300 cm, q = 0,0085 cm/Std.

Diese starke Abnahme der Wassermengen ist einmal bedingt durch die zunehmende Höhe h, um die das Wasser gehoben und

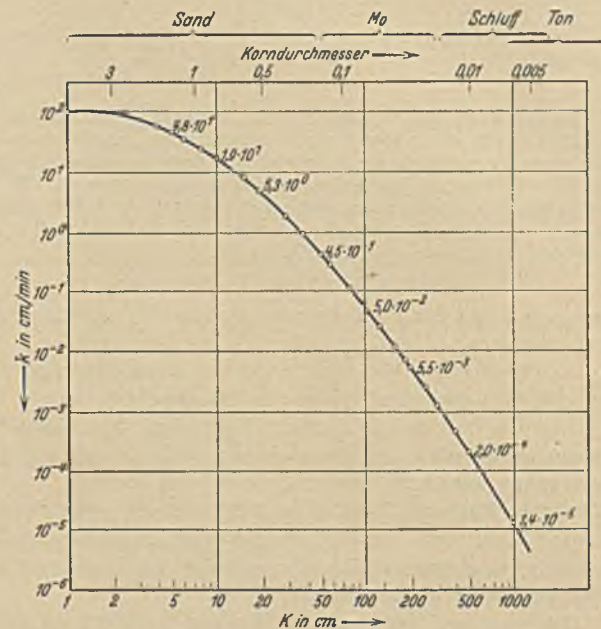


Abb. 3. Zusammenhang zwischen kapillarer Steighöhe K und Durchlässigkeitsziffer k.

auf der es den Boden durchströmen muß (der Widerstand ist proportional dem Wege!); sie ist zum andern aber hauptsächlich bedingt durch die starke Abnahme der Durchlässig-

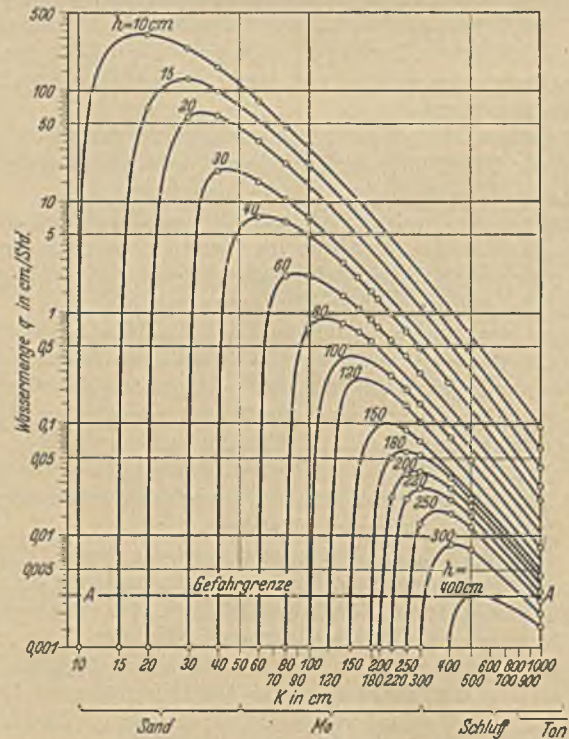


Abb. 4. Wassermengen q, die bei kapillarer Steighöhe K eines Bodens auf die Höhe h gehoben werden.

¹ Nach Abfassung der Handschrift dieses Aufsatzes wurde ich darauf aufmerksam gemacht, daß ähnliche Kurven schon wiedergegeben sind in einem Aufsatz von Dr.-Ing. G. Beskow, Stockholm, Geol. Landesuntersuchung, Den tjälproblemet vid vägar och järnvägar in Nordisk Järnbanetidsskrift vom Jahre 1930. Ich habe die Kurven und meine Ableitung trotzdem hier stehen lassen, weil der Aufsatz von Beskow leider nur ganz wenig bekannt ist und weil die Wiedergabe dieser Zusammenhänge in einer deutschen Zeitschrift vielen Fachgenossen willkommen sein dürfte.

keitsziffer k, wenn K zunimmt, d. h. wenn der Boden imstande sein soll, das Wasser um die große Höhe h zu heben. Gerade diese Feststellung ist von ganz besonderer Bedeutung für die klare Erkenntnis

der Zusammenhänge zwischen Korndurchmesser und Frostgefährlichkeit eines Bodens.

Ob die ganz kleinen Werte von h praktische Bedeutung haben können, sei hier zunächst nicht erörtert; sie bedeuten selbstverständlich eine ganz schlechte Straßenlage, die praktisch nur in Ausnahmefällen vorkommen dürfte, die aber bei Überschwemmungen u. dgl. immerhin einmal eintreten kann.

2. Alle Kurven haben einen Nullpunkt (die negativen Kurventeile sind nicht gezeichnet!). Er ist dadurch gegeben, daß die Tiefenlage des Grundwassers gleich der Kapillarkraft des Bodens ist ($h = K$). Ein Höhersteigen des gehobenen Wassers ist nicht möglich, die Kapillarkraft ist durch das Gewicht der schon gehobenen und am Meniskus hängenden Wassersäule aufgezehrt. Die Nullpunkte geben an, welche Böden bei gegebener Grundwassertiefe h ungefährlich sind: alle Korngrößen links des Nullpunktes. Wo $h = K$ ist, d. h. an der Grenze der kapillaren Hebung, da fehlt die Hubkraft vollständig. Ein Aufstieg von Wasser kann dort nur zustande kommen, wenn an dieser oberen Grenze Wasser verdunstet. Dann ist der Nachschub von unten her durch das Maß dieses Verdunstens bestimmt. Es bildet sich ein Gleichgewichtszustand heraus. Dasselbe gilt sinngemäß auch, wenn anstatt der Verdunstung ein Wasserverbrauch durch Gefrieren stattfindet.

3. Alle Kurven haben ein Maximum. Für eine gegebene Tiefenlage h des Grundwassers wird die größte Wassermenge je Zeiteinheit gehoben, wenn die Steighöhe K und die mit ihr durch Annahme gekuppelte Durchlässigkeit k einen bestimmten Wert haben. Der Bereich dieses Maximums kennzeichnet diejenigen Böden, die für eine gewisse Tiefenlage des Grundwassers am frostgefährlichsten sind.

Unter den gemachten Annahmen tritt dieses Maximum etwa auf, wenn K das 1,5fache von h beträgt. Bei größerer Kapillarkraft K nimmt die Wassermenge wieder ab, weil dann die Durchlässigkeit geringer wird und schließlich sehr stark abnimmt.

4. Immer unter der Annahme, daß die angenommenen Zusammenhänge zwischen K und k gelten, kann man aus Abb. 4 folgendes herauslesen: Für eine Tiefenlage h des Grundwassers unter Gefrierzone von z. B. 60 cm ist relativ am gefährlichsten ein grober Mo, für $h = 1$ m ein feiner Mo, für $h = 2$ m Feinmo bis grober Schluff, für $h = 3$ m mittelgrober Schluff.

Mit der Feststellung derjenigen Wassermenge, die unter gegebenen Bodenverhältnissen gehoben und der Gefrierzone zugeführt werden kann, ist der erste Teil des Problems gelöst.

VI.

Der zweite Teil wird durch die Fragestellung gekennzeichnet: Kann die von unten her durch Kapillarwirkung zugeführte Wassermenge auch tatsächlich zum Gefrieren gebracht werden, bzw. welche Kälteverhältnisse und welche Zeit sind erforderlich, um dies zu erreichen?

Das kapillar gehobene Wasser hat etwa die mittlere Jahrestemperatur oder weniger, also rund 8°C ; es muß auf 0°C abgekühlt werden. Ferner muß ihm soviel Kältemenge zugeführt werden, wie zum Gefrieren erforderlich ist: Die Schmelzwärme des Wassers 80 kcal/l.

Die Kälte strömt von oben her bis in die Gefrierzone; das bedeutet Wärmeleitung durch die Straßendecke hindurch und durch die darunterliegenden Bodenschichten. Es wird angenommen, daß auch für diese Fälle die Gesetze der Wärmeleitung gelten. Die Formel lautet:

$$(4) \quad W = \lambda \cdot \frac{F}{a} \cdot z \cdot T.$$

Hier bedeutet: W die zugeführte Wärme-(Kälte-)menge, λ die Leitfähigkeit der Straßen- und Bodenschichten von der Dicke a , F die betrachtete Fläche, z die Zeit, T das Temperaturgefälle von der Außentemperatur bis zur Gefrierzone.

Die Hütte, I. Band, gibt für λ folgende Werte: Eis $\lambda = 1,5$, Flußsand trocken $\lambda = 0,28$, Flußsand naß $\lambda = 0,97$, Beton $\lambda = 0,7$ bis $1,2$ kcal/m Std. $^{\circ}\text{C}$.

Nimmt man ferner einmal an: $\lambda = 1$, $a = 0,5$ m, $F = 1$ dm², $T = 10^{\circ}\text{C}$ (Außentemperatur -10°C , Gefrierzone 0°C) und eine Frostdauer von beispielsweise 1 Monat = $30 \cdot 24 = 720$ Stunden, so wird:

$$W_1 = 1 \cdot \frac{0,01}{0,50} \cdot 720 \cdot 10 = 144 \text{ kcal.}$$

Welche Wasserhöhe kann mit dieser Kältemenge zum Gefrieren gebracht werden? Beide beziehen sich auf eine Durchgangsfläche $F = 1$ dm²; die Wassermenge ist (vgl. Abb. 5) $F \cdot b$. Die Kältemenge sonach

$$(5) \quad W_2 = (80 + 8) \cdot \frac{\text{kcal}}{\text{kg}} \cdot F \text{ dm}^2 \cdot b \text{ dm} = 88 \cdot 1 \cdot b$$

Aus $W_2 = W_1$ folgt

$$b = \frac{144}{88} = 1,62 \text{ dm} = 16,2 \text{ cm.}$$

Hieraus folgt, daß eine normale Kälteperiode und -stärke imstande ist, Eislinsen in 0,50 m Tiefe unter Straßenoberkante bis zu 16 cm Stärke entstehen zu lassen. Auch für $\lambda = 0,3$ (Sand) kommen immerhin noch 5 cm zustande; in einer Tiefe von nur 0,25 m unter Straßenoberfläche die doppelten Eisdicken.

Sonach steht fest, daß eine normale Kälte von -10°C auf 1 Monat Dauer durchaus imstande ist, bedenklichste Frosthebungen zu erzeugen, wenn genügend Wasser vom Grundwasser her kapillar gehoben wird.

VII.

Wenn sonach feststeht, daß normale Kälteverhältnisse zur Frostgefährdung im allgemeinen stets ausreichen, so kommt man auf die Frage zurück, bei welchen Bau- und Bodenverhältnissen Frostschäden an der Straßendecke entstehen, d. h. welches Maß der Frosthebung die Decke zerstört. Zunächst sei festgestellt: Eine überall gleichmäßige Hebung schadet der Decke nichts; nur örtliche Ungleichmäßigkeiten der Hebung bringen Schaden. Insofern ist ein stark wechselnder Untergrund gefährlicher, als einer von überall gleicher Beschaffenheit. Eine schwache Betondecke wird vielleicht nur 2 cm örtliche Hebung vertragen, bituminöse Decke vielleicht 5 cm, ohne Schaden zu nehmen³. Doch ist das letztere Maß für den Autoverkehr schon eine sehr unangenehme Erscheinung. Legt man einmal 2 cm Hebung und die unter VI angenommenen Kälteverhältnisse zugrunde, so folgt:

2 cm in 1 Monat = 720 Stunden, entsprechend 0,003 cm/Std. Wassermenge.

VIII.

Entsprechend dieser vorstehenden Kennzahl trennt in Abb. 4 die strichpunktierte Linie A—A die Bau- und Bodenverhältnisse, die frostgefährlich sind (über die Linie A—A) von denjenigen, die weniger gefährlich oder ungefährlich sind (unter der Linie A—A), gibt also eine Gefahrgrenze.

Es sei auch hier nochmals betont, daß die Abb. 4 nur unter den Voraussetzungen gilt, die unter V ausführlich dargelegt und besprochen sind.

Eine ganz allgemeingültige Kennzahl erhält man, wenn man das Maß der als gefährlich anzusehenden Frosthebung gemäß VII zugrunde legt und es nach Gl. (3) umrechnet. Dann ist

$$(5) \quad q = 0,003 \text{ cm/Std.} = \frac{0,003}{60} \text{ cm/min} = 5 \cdot 10^{-5} = k \cdot \frac{K-h}{h} = q.$$

³ Auf die beim Auftauen möglichen Schädigungen der Straßendecken soll hier natürlich nicht eingegangen werden.

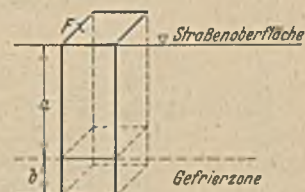


Abb. 5.

Hierin ist, wie in Gl. (3), k in cm/min einzusetzen, K und h in Längeneinheiten.

Als Kennzahl für Frostgefahr ist sonach einfach gegeben: Wenn der Ausdruck $q = k \cdot \frac{K-h}{h}$ den Wert $5 \cdot 10^{-5}$ hat, so kann bei einer monatlichen Dauer von 10° C Kälte, eine Hebung von 2 cm durch Frost entstehen; ist q kleiner, so ist die Hebung entsprechend geringer; ein Wert $1 \cdot 10^{-5}$ ist schon fast unbedenklich, ein Wert $5 \cdot 10^{-6}$ ist vollkommen unbedenklich. Beides gilt für die angenommene Kälte-dauer und -stärke. Ist die Kälte doppelt so groß, oder dauert sie doppelt so lange, so erniedrigt sich die Zahl q als Kennzahl der Frostgefahr auf die Hälfte oder auf ein Viertel des Wertes unter Gl. (5).

IX.

Die vorstehenden Darlegungen beziehen sich auf die Kapillarkraft des Bodens und legen diese den angestellten Berechnungen

zu Grunde. Es ist durchaus denkbar, daß an den Stellen, wo sich Eislinsen bilden, Kristallisationskräfte auf das kapillar gehobene Wasser wirken und, daß sie einen noch stärkeren Nachschub an Wasser von unten her zustande bringen, als es die Kapillarkraft vermag, wenn sie entsprechend größer sind als diese.

Leider verschiebt sich dadurch die Aufgabe auf eine recht unsichere Grundlage, da die Meinungen über das Vorhandensein der Kristallisationskräfte und über ihre Größe noch recht weit auseinander gehen.

Eines bleibt aber als sicher bestehen: Wenn ein Boden nach der Kennziffer unter VIII als frostgefährlich festgestellt wird, so ist er es unbedingt. Durch etwaige Kristallisationskräfte könnte die Frostgefährlichkeit mancher Bodenarten noch erhöht werden.

Manche Bodenarten, die nach VIII noch nicht frostgefährlich sind, können es durch die Wirkung der Kristallisationskräfte werden; zuverlässige Zahlen lassen sich hierfür zur Zeit noch nicht angeben.

DIE NEUE EISENBAHN-HUBBRÜCKE IN MAGDEBURG.

Von Reichsbahnoberrat Goedecke und Regierungsbaumeister Sorger in Hannover.

(Schluß von Seite 422.)

C. Maschinelle Anlage.

Die Hubwerke (Abb. 7) sind in den zwei Portalen untergebracht, die über den beiden Brückenenden auf Pfeiler III und V angeordnet sind. Der Antrieb der Hubvorrichtung erfolgt durch eine unter D beschriebene Gleichlaufanordnung. Außer dem elektrischen Antrieb ist Handantrieb vorgesehen. Das Eigengewicht der Brücke wird durch Gegengewichte (l) ausgeglichen und zwar nicht wie im allgemeinen üblich, vollständig, sondern nur zur Hälfte. Hiermit ist erreicht worden, daß die vorhandenen Pfeiler nicht überlastet wurden. Andererseits spielen die Betriebskosten keine Rolle, da die Brücke nur bei Hochwasser täglich viermal gehoben bzw. gesenkt wird.

Die aus Eisenbahnschienen mit Betonausfüllung bestehenden Gegengewichte sind an je zwei Gelenkzahnstangen (m) aufgehängt, die über zwei im Portalriegel gelagerten Zahnräder (n) umgelenkt werden. Auf der Brückenseite sind sie an einem Waagebalken (k) befestigt, auf den der Antrieb einwirkt. Die Gelenkzahnstangen sind nach einem Patent der MAN ausgebildet, dessen wesentliches Merkmal darin besteht, daß nicht wie bei einer Kette jeder Triebstock, sondern nur jedes vierte Glied ein Gelenkbolzen ist. Die Umlenkung an dem Zahnrad erfolgt nicht durch Umschlingung des Zahnrades in einem anschmiegenden Bogen, sondern indem die Zahnstangen beiderseits tangential an den Rollen vorbeigeführt und oberhalb des Zahneingriffs umgelenkt werden. Da die Umlenkung nicht unter Last erfolgt, ist kein Verschleiß vorhanden. Die Gelenkzahnstange wird durch Rollen am Zahnrad geführt. Zur Überwindung des nicht ausgeglichenen halben Brückengewichtes, der Bewegungswiderstände und der Schneebelastung dient ein besonderer, von der Gewichtsausgleichsvorrichtung getrennter Antrieb. Derselbe besteht aus den in den Portalen aufgehängten und angetriebenen vier Spindeln (c) mit Sägewinde und dem im vorgenannten Waagebalken gelagerten Spindelmuttern (h). Die Waagebalken und damit Mutter und Spindel sind an den Portalposten durch Rollen in Führungs-schienen in der Längs- und Querrichtung festgeführt (Abb. 8). Die Führung der Brücke selbst erfolgt beim Heben und Senken durch Führungsrollen (o), die in den überkragenden Enden der Endquerträger gelagert sind. Die Waagebalken sind mit den verlängerten Endquerträgern so durch Pendel konstanter Länge (e) und Kreuzgelenke (f) verbunden, daß die durch Wärme und Wind eintretenden horizontalen Brückenbewegungen den Spindeltrieb nicht beeinflussen. Die Spindelmutter stützt sich kugelförmig auf das obere Kreuzgelenk. Die Spindeln sind selbstsperrend und so stark bemessen, daß sie im Ruhezustand das ganze Brückengewicht tragen können. Die Aufhängung der Spindeln erfolgt durch Kugellager (d) mit balliger Einstellscheibe,

wodurch eine genaue zentrische Belastung des Kugellagers bewirkt wird. Um den Zahndruck nicht auf das Kugellager zu übertragen, ist konzentrisch zu dem Mittelpunkt der Kugellagereinstellscheibe eine ebenfalls kugelige Rotgußbüchse angeordnet, die die Kraft auf das die ganze Spindellagerung umschließende, mit Öl gefüllte Stahlgußgehäuse überträgt. Zum Schutz der Spindel gegen Verschmutzen ist das Pendel, das sich beim Heben über die Spindel schiebt allseits geschlossen und oberhalb der Mutter ist ein Teleskoprohr (t) vorgesehen, das sich beim Heben und Senken selbsttätig zusammen- und auseinanderschiebt. Die Spindelmutter mit Schmiervorrichtung ist aus Abb. 9 ersichtlich. Die zwei Spindeln eines Hubportales werden durch ein gemeinsames Triebwerk (a u. b) angetrieben, das in dem überdachten Raum des Portalriegels untergebracht ist (Abb. 10). Die Brücke wird in fünf Minuten 2,87 m gehoben bzw. gesenkt. Das Triebwerk ist mit elektrischer Bremse und mit Endschaltern, die in den Endstellungen die Motoren stillsetzen, ausgerüstet. Außerdem ist für die untere Stellung, in der der Nachlauf sehr beschränkt ist, eine Notschaltung vorgesehen, die in Tätigkeit tritt, wenn die Betriebsendschaltung versagt. Beim Zerstoren eines Pendels in der Verkehrslage wird ein Herabfallen der Gegengewichte durch zwei waagerechte Rückhaltungs-Eisen (p), die unterhalb der Spindelmutter an dem Pendel angebracht sind, verhindert. Alle bewegten Teile sind zur Unfallverhütung und zum Schutz sorgfältig durch Schutzkästen abgedeckt.

An beiden Brückenenden sind Schienenauszugsvorrichtungen vorgesehen, die die Schienenlücken bei den Übergängen von der Hubbrücke auf die anschließenden festen Brücken stoßlos überbrücken. Zur Lösung des Überganges vor dem Heben der Brücke werden die inneren Zungen, die über das Ende der Hubbrücke hinauskragen, durch einen Kurvenschieber abgezogen, bzw. im umgekehrten Falle angedrückt (Abb. 11). Das Bewegen erfolgt vom Schaltpult der Hubbrücke durch Elektromotoren. Für den Notfall ist Handantrieb vorgesehen. Im Ruhezustand sind die Schienen automatisch gegen selbsttätige Bewegung und Bruch empfindlicher Teile verriegelt, wodurch das größte Maß von Sicherheit erreicht wird.

Um bei gehobener Brücke ein Heraustreten aus den Nachbaröffnungen zu verhindern, sind auf den anschließenden festen Brücken Schlagschranken angeordnet, die von der sich hebenden Brücke geschlossen und von der sich senkenden Brücke zwangsläufig geöffnet werden. Sie bestehen aus Rohr ohne Gitterbehang.

D. Elektrische Anlage.

Die elektrische Ausrüstung ist für Drehstrom 380/220 Volt 50 Per/sec ausgeführt. Von einer Transformatorenstation führt

ein Speisekabel an das westliche Brückenportal und endet dort im Hauptschalter. Von diesem aus führen zwei Hauptkabel, ein Kabel für die motorische Ausrüstung, ein Kabel für die gesamte Beleuch-

Stelle aus erfolgt die Steuerung der Motoren. Der Hauptschaltschrank enthält die Schalter, Steuerapparate und Meßinstrumente für sämtliche Motoren der Brückenantriebe, während in dem an-

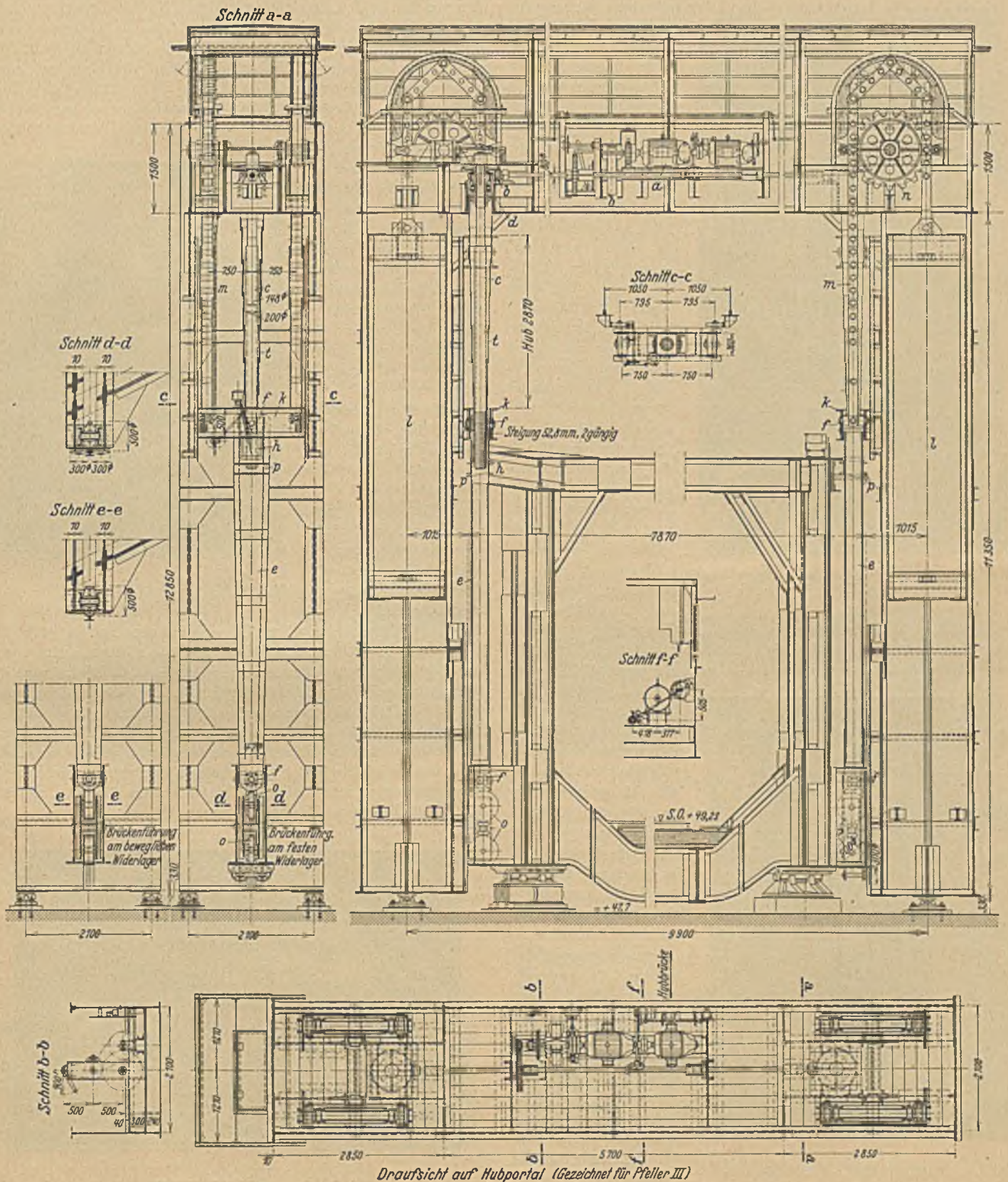


Abb. 7. Maschinelle Anlage.

tungsanlage der Brücke auf die bewegliche Hubbrücke und enden in den in der Mitte der Brücke aufgestellten Schaltschrank, der sämtliche Steuerapparate und Schalter für die elektromotorischen Antriebe und die Beleuchtungsanlage enthält. Von dieser

schließenden kleinen Schaltschrank die Kleinautomaten für die einzelnen Beleuchtungsstromkreise untergebracht sind. Da nun die Hauptantriebe der Brücke im Hubportal untergebracht sind, war es notwendig, die für diese Antriebe erforder-

lichen Kabel und auch die beiden vom Hauptschalter kommenden Speisekabel über bewegliche Zuleitungen zu führen. Diese beweglichen Zuleitungen sind an beiden Enden der Brücke so angeordnet, daß sie in einem Bogen entsprechend der zulässigen Biegung der

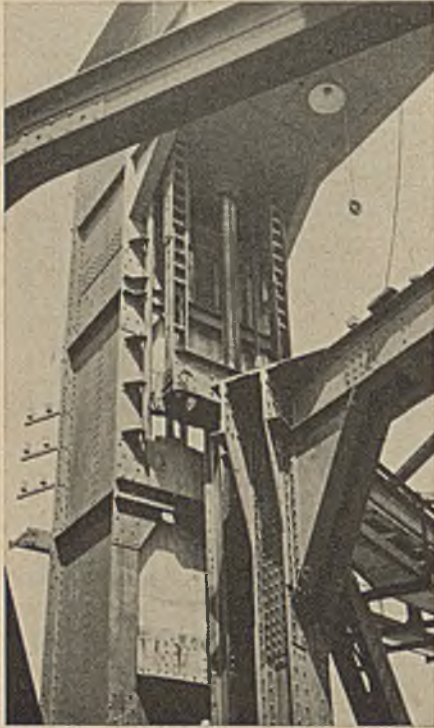


Abb. 8. Gewichtsausgleichsvorrichtung.

Leitung frei durchhängen. Es sind hierfür Spezialgummischlauchleitungen mit gekieberter Hanfkordelbefestigung, die in den Gummimantel einvulkanisiert ist, verwendet worden. Der Anschluß derselben erfolgt an beiden Enden in hierfür besonders angefertigten Klemmenkasten. Für jeden Antrieb des Hubwerkes ist ein Drehstrommotor in geschlossener Ausführung für 30 kW mit Schleifringläufer vorgesehen und an diesen ist eine Drehstrom-Asynchronmaschine als Ausgleichsmaschine angekuppelt. Diese Ausgleichsmaschinen sind im Ständer parallel an das Netz angeschlossen, und die Lauferkreise sind durch ein sog. Ausgleichskabel

verbunden. Sie übernehmen die elektrische Kupplung der beiden Antriebe derart, daß unabhängig von den verschiedenen Belastungen der Antriebsmotoren immer ein Gleichlauf beider Triebwerke gewährleistet ist. Die Steuerung der Antriebsmotore und Ausgleichsmaschinen erfolgt gleichzeitig durch eine Hauptsteuerwalze, die im Schaltschrank untergebracht ist. Diese Steuerwalze ist so ausgebildet, daß dabei die Ausgleichsmaschinen etwas früher als die Antriebsmotoren eingeschaltet werden. Ebenso werden nach Beendigung eines Spieles, wenn die Brücke in der oberen oder unteren Endlage angekommen ist, oder wenn durch Ausschalten der Steuerwalze die Antriebe stillgesetzt werden, immer die Antriebsmotoren zuerst und erst dann die Ausgleichsmaschinen ausgeschaltet. Das vorzeitige Einschalten der Ausgleichsmaschine und das spätere Abschalten derselben ist notwendig, damit von Anfang an bis zu Ende jeder Bewegung die elektrische Kupplung der Antriebe sichergestellt ist. An jedem Hubwerksantrieb ist ein Endschalter für beide Bewegungsrichtungen angeordnet, der so geschaltet ist, daß bei Ansprechen eines der Endschalter beide Triebwerke gleichzeitig stillgesetzt werden. Eine besondere Überwachungsrichtung, bestehend aus den von den beiden Antrieben getätigten Kontaktapparaten ist für den Gleichlauf vorgesehen. Sie tritt dann in Tätigkeit, wenn durch unvorhergesehene Störungsfälle (Störungen an einer Ausgleichsmaschine oder ähnliches) die elektrische Kupplung nicht mehr einwandfrei arbeitet. In diesem Falle werden beide Hubwerksantriebe stillgesetzt. Damit nun nach einer solchen Störung, bei der evtl. ein Außertrittfallen der beiden Gleichlaufantriebe vorkommen kann, ein Gleichstellen dieser Antriebe wieder möglich ist, ist die Hauptsteuerwalze mit einer Motorwahlwalze ausgerüstet, die ein Einzelsteuern jedes der beiden Antriebe zuläßt. Der Bedienungsmann kann an einer im Schaltschrank eingebauten Differenzanzeigevorrichtung den Gleichlauf der Antriebe beobachten. Diese Vorrichtung zeigt die Unterschiede im Lauf der beiden Antriebe bei außergewöhnlichen Störungen an. Im Schaltschrank ist außerdem noch eine Höhenstandsanzeigevorrichtung angeordnet, die die Höhenlage der Hubbrücke anzeigt. Ferner sind rote und grüne Meldeleuchten eingebaut, die bei Erreichen der Endstellungen aufleuchten.

Abb. 10. Elektrische Anlage im Hubportal.

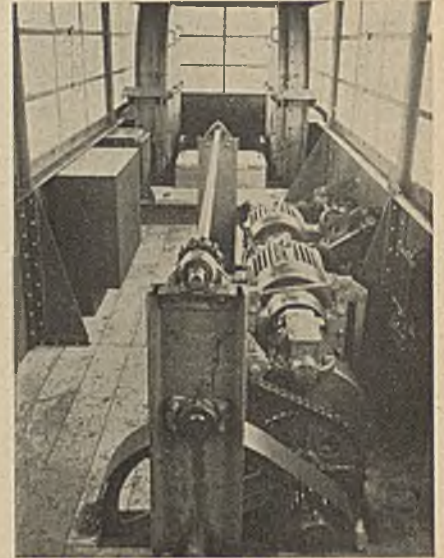


Abb. 10. Elektrische Anlage im Hubportal.



Abb. 9. Spindelmutter mit Schmierung.

Für die beiden Schienenverriegelungen sind Drehstromhebezeugmotore mit Doppelstabläufer für direktes Einschalten, sowie die erforderlichen Bremsmagnete für die Haltebremsen und die Endschalter für die beiden Endlagen vorgesehen. Die Steuerung der Motoren für die beiden Schienenverriegelungsantriebe erfolgt durch ein im Schaltschrank eingebautes Steuergerät. Auch für diesen Antrieb sind rote und grüne Meldeleuchten, die bei Erreichen der Endstellungen aufleuchten, vorhanden.



Abb. 11. Schienenauszüge.

Für die Beleuchtung der Hubbrücke sind auf dem beweglichen Teil an der Eisenkonstruktion Schirmleuchten mit Aufzugswinden vorhanden. Die Pegelschilder in der Mitte der Hubbrücke werden durch besondere Leuchten angeleuchtet. Ferner sind für Treppenaufgänge zu den Hubportalen und für die Maschinenräume Brenn-

stellen vorgesehen, so daß eine ausreichende Beleuchtung vorhanden ist.

Für den Anschluß sämtlicher Motoren, Apparate und Beleuchtungseinrichtungen sind auf der Eisenkonstruktion der Hubbrücke Papierbleikabel und Gummibleikabel verlegt und als Verbindungsleitungen innerhalb der Antriebe ebenfalls Gummibleikabel verwendet, die sich bei derartigen Antrieben, bei denen immer mit Schwitzwasserbildungen und Feuchtigkeitseinflüssen zu rechnen ist, gut bewährt haben.

E. Sicherungsanlagen.

Die Sicherung des Eisenbahnverkehrs erfolgt durch an den Enden der Brücke aufgestellte Deckungssignale und durch die Überwachung des richtigen Zungenanschlusses der Schienenauszugsvorrichtung.

Zwischen den Antrieben für die beiden Schienenverriegelungen und den Hubwerksantrieben besteht eine elektrische Blockierung, die die Steuerung der Schienenverriegelung nur dann zuläßt, wenn die Hubbrücke in der untersten Endlage angekommen ist. Die Blockierung ist noch dahin erweitert, daß auch ein Einschalten der Antriebsmotoren für die Schienenverriegelung zum Lösen derselben nicht möglich ist, solange die beiden Deckungssignale für die Brücke nicht auf Halt stehen. Diese Blockierung wird durch mit einem im Schaltschrank eingebauten Magnet und Blockierungskontakt und durch ein ebenfalls im Schaltschrank eingebautes Signalschloß erreicht. Der Bedienungsmann muß, nachdem er durch Haltstellung der beiden Deckungssignale im Stellwerk den Schlüssel für das

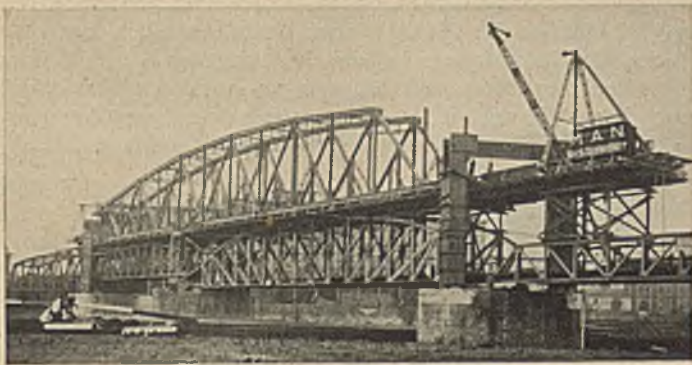


Abb. 12. Montage der Brücke.

Signalschloß freibekommen hat, dieses aufschließen, und erst dann wird durch ein Schaltschütz die Stromzuleitung für die beiden Schienenverriegelungsmotoren geschlossen. Die Schloßabhängigkeit hat den Zweck, die Mitwirkung des Fahrdienstleiters zu sichern, wenn die Brücke gehoben werden soll. Der Schlüssel kann bei entriegelter, gehobener Brücke oder während des Hebens und Senkens nicht aus dem Schloß entfernt werden. Die Überwachung des rich-



Abb. 13. Abbruch der alten Überbauten.

tigen Anschlusses der Schienenzungen in der Verkehrslage der Brücke ist elektrisch durchgeführt, d. h. vier Verbindungskontakte an den Schienenzungen geben erst bei richtigem Anliegen die Deckungssignale der Brücke frei. Für die Schifffahrtstreibenden sind die durch § 44 der Elbschifffahrtspolizeiverordnung vom 27. Januar 1933 vorgeschriebenen Zeichen angebracht (Abb. 3).

F. Montage der Brücke.

Während der Montage der neuen Brücke konnte der Eisenbahnbetrieb auf der Strecke eingestellt werden. Der neue Überbau wurde über den alten Überbauten, die als Rüstungsträger verwendet wurden, montiert. Die alte Hubbrücke wurde zu diesem Zwecke um 1,70 m gehoben, um die Schifffahrt bei eintretendem Hochwasser nicht zu behindern. Um eine einwandfreie Ableitung der Windkräfte in die Pfeiler zu ermöglichen, wurden in den alten Brücken Holzquerrahmen eingebaut und außerdem auf den Pfeiler IV ein Windportal aufgestellt (Abb. 12). Nach erfolgtem Abnieten wurden die Gerüstträger entlastet und die Brücke in den Hubportalen abgesetzt. Die alten Überbauten wurden an den neuen Überbauten angehängt und durch Zerlegen in einzelne Stücke beseitigt (Abb. 13). Das Ablassen der Brücke selbst erfolgte dann unter

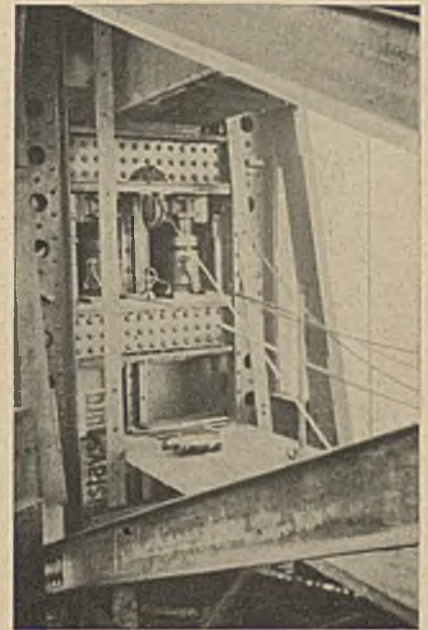


Abb. 14. Absenken der Brücke.



Abb. 15. Brücke in gesenkter Lage.

Verwendung hydraulischer Pressen mittels der Klettergerüste (Abb. 14), die an den inneren Wänden der Portale fest eingebaut waren, bis in die spätere Höchstlage. In dieser Lage wurden dann die Maschinenteile fertig eingebaut und die Brücke betriebsfertig hergestellt.



Abb. 16. Brücke in gehobener Lage.

G. Pfeilerbruch.

Nach erfolgtem Abbruch der Überbauten wurde der 4,0 m breite und 16,0 m lange Pfeiler beseitigt. 500 cbm Massen mußten abgebrochen werden. Der Pfeiler wurde bis 1,0 m über Wasser von Hand abgetragen. Der verbleibende Teil wurde in drei Abschnitten gesprengt, wobei die Sprenglöcher bis in den Felsen, auf

dem der Pfeiler stand, geführt wurden. Die Sprengmassen wurden mit einem Greiferbagger auf Schuten verladen.

4. Schluß.

Abb. 15 u. 16 zeigen das fertige Bauwerk in gesenkter und gehobener Lage.

Die Stahlbauarbeiten und maschinelle Einrichtung wurden von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg, die elektrische Anlage von den Siemens-Schuckertwerken, Abteilung Frankfurt, ausgeführt. Der Pfeiler wurde von der Firma Grün

& Bilfinger, Abteilung Halle a. d. Saale, abgebrochen. Die Entwurfsbearbeitung erfolgte durch die Reichsbahndirektion Hannover im Benehmen mit der MAN. Die örtliche Bauleitung hatte das Reichsbahn-Betriebsamt Magdeburg 2.

Mit den Arbeiten auf der Baustelle wurde am 1. Juli 1933 begonnen. Sie waren beendet am 1. Mai 1934. Die Baukosten betragen 450 000 RM, die je zur Hälfte von der Reichswasserstraßenverwaltung und der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft getragen werden.

DIE „DIRETTISSIMA“ BOLOGNA — FLORENZ.

Bericht von Gotthard Escher, Mailand.

(Schluß von Seite 402).

Die Schächte bei Cà Landino.

Der Ausbruch, begonnen im Jahre 1921, erfolgte durch Vortreiben eines Stollens in der Kalotte. Nach Erweiterung und Ausmauerung ging man dann zum Aushub der Strosse und der Ausmauerung der Widerlager und zuletzt des Sohlengewölbes über. In der Mitte jedes Schachtes wurde eine Ausweichstelle von 55 m Länge mit stark verbreitertem Querschnitt eingerichtet. Die Absteckung des Tunnels bot keinerlei Schwierigkeiten. Da das Gebirge überall leicht zugänglich ist, konnten die Achsen mit großer Genauigkeit abgesteckt werden. Es ergab sich beim Zusammentreffen des Vortriebs zwischen dem nördlichen Eingang und den Schächten ein Unterschied von nur 13 mm im Grundriß, und 82 mm in der Höhe; auf der Südseite gegen Florenz betragen die Unterschiede 21 bzw. 150 mm.

Die maschinelle Einrichtung zur Gewinnung von Betriebskraft an den drei Arbeitsstellen war in der ersten Zeit durchaus ungenügend; sie bestand aus Schwermotoren, Lokomobilen und Benzinmotoren. Mit der Zeit, als eine energiereichere Führung eintrat, kamen 11 Dieselmotoren hinzu, die im ganzen 2540 PS entwickelten. Ferner wurden die Baustellen durch die Elektrizitätsgesellschaft Valderno mit Strom versorgt, der mit 30 000 V Spannung in einer eigens dazu hergestellten Leitung von 45 km Länge zugeführt wurde; diese Kraftleitung kam allerdings erst im Jahre 1925 in Betrieb und übernahm den Antrieb sämtlicher Maschinen, während die früher vorhandenen Motoren als Reserve bestehen blieben. Zusammenstellung 3 gibt einen Überblick über die Verwendung der Kraft für die einzelnen Betriebe.

Zusammenstellung 3. Kraftbedarf der einzelnen Baustellenbetriebe.

Verwendung der Kraft für	Nördl. Eingang	Schächte bei Cà Landino	Südl. Eingang	Gesamt
	PS	PS	PS	PS
Hochdruck-Kompressoren für die Transportzüge	570	790	740	2 100
Niederdruckkompressoren für die Bohrer	350	1 050	700	2 100
Lüftung	670	940	510	2 120
Steinbrecher für Kleingeschläge und Sand	—	190	325	515
Zementsteine	30	10	20	60
Mechanische Werkstätten, Speisung von Akkumulatoren	65	55	45	165
Verschiedene Einrichtungen	40	40	30	110
Wasserversorgung der Baustellen	100	40	30	170
Aufzüge für die Materialförderung aus den Schächten	—	450	—	450
Seilbahn	—	70	—	70
Wasserhaltung in den Schächten	—	6 590	—	6 590
Gesamt	1 825	10 225	2 400	14 450

Bohrarbeiten.

Der ganze Aushub des großen Tunnels wurde mit Druckluftbohrhämmer ausgeführt. Für jeden m³ ausgebrochenen Materials wurden 23,83 kWh verbraucht. Im ganzen arbeiteten bis zu 32 Bohrer am nördlichen Mundloch, 50 bei den Schächten und 33 am südlichen Mundloch.

Zugförderung.

Im Jahre 1925 wurden die Kompressoren zu 200 at in Betrieb gesetzt, welche die ganze Förderung der Arbeiter und Materialzüge übernahmen, während die Dampfkraft nur noch für den Verkehr außerhalb des Tunnels verwendet wurde. Die komprimierte Luft wurde den Betriebsstellen durch Stahlrohre von 300 mm l. W. zugeführt. Längs der Rohre waren Entnahmestellen zur Beschickung der Lokomotiven angebracht. An jeder Baustelle war durch einen besonderen Behälter von 12—20 m³ für Vorrat an Druckluft gesorgt, um bei Betriebsstörungen darauf zurückgreifen zu können. Die Lokomotiven (Abb. 6) von 75 cm Spurweite hatten



Abb. 6. Druckluftlokomotive, große Bauart, für den Arbeitsdienst im Tunnel.

eine Zugkraft von 1875—3500 kg. Im ganzen arbeiteten elf Lokomotiven und zehn Kompressoren, die einen Stromverbrauch von 9,83 kWh für den m³-Aushub bzw. Mauerwerk ergaben.

Die Lüftungsanlage.

An jeder Baustelle wurden außerhalb des Tunnels je zwei Ventilatoren mit einer Leistungsfähigkeit von etwa 20 m³/sec und einem Kraftverbrauch von etwa 170 PS aufgestellt. Die Förderung der Luft erfolgte im fertigen Teil des Tunnels in einem gemauerten Stollen von etwa 6 m² Querschnitt, der durch einen sorgfältigen Innenputz möglichst luftdicht abgeschlossen wurde. Ferner wurden an den Arbeitsstellen je zwei Ventilatoren von 6 m³ Leistungsfähigkeit und etwa 50 PS Kraftverbrauch aufgestellt, mit dem Zweck, die Luft am Ende des Kanals aufzunehmen und sie in eisernen Rohren so weit fort zu führen als die Widerlager schon gemauert waren; dort teilte sich das Rohr, um den oberen und den unteren Vortrieb mit frischer Luft zu versorgen. Mit dem Fortschreiten der Arbeit wurde durch Einsetzen eines weiteren Ventilators die Lüftung der Kalotte unabhängig gemacht. Um die Leistungsfähigkeit nicht zu verringern, wurden die Ventilatoren im Tunnel jeweils vorgerückt, wenn die Ent-

fernung bis zur Arbeitsstelle 1000 m erreicht hatte, meistens alle 3—400 m. Nach dem großen Brand im August 1928 geschah das Vorrücken auch alle 200 m.

Mit der weiteren Verlängerung der fertigen Strecke wurden noch zwei weitere Ventilatoren von 16 bzw. 24 m³ Leistungsfähigkeit eingesetzt, um die Luft im Kanal unter dem nötigen Druck zu halten.

Die eingepreßte Luftmenge betrug im Mittel für 24 Stunden an der Nordseite 1645 000 m³, bei den Schächten 1555 000 m³ und an der Südseite 970 000 m³. In der letzten Periode, als sich starke Gasströmungen bemerkbar machten, stieg die Menge der zugeführten Luft zeitweise bis auf 4,5 Mill. m³ in 24 Stunden.

Materialförderung aus den Schächten.

Es handelte sich hier um Materialzüge, die entsprechend der Zunahme der zu leistenden Arbeit nach und nach verstärkt wurden. Der zuerst benützte Aufzug konnte mit einer Ladung nur 0,75 m³ Material leisten, bei einer Hubgeschwindigkeit von 120 m in der Minute. Mit dem zuletzt aufgestellten Aufzug ließen sich dann in einem Tag 380 m³ Material bewältigen.

Die Wasserhaltung.

Das Sickerwasser machte sich auf der Südseite und in den beiden Schächten stark bemerkbar. Obwohl es sich um ziemlich bedeutende Wassermengen handelte, brauchte man an der Südseite wegen des günstigen Gefälles keine besonderen Vorkehrungen zu treffen; man mußte nur dort, wo man die Widerlager mauerte, das Wasser ableiten. Hingegen machte das Wasser in den von den Schächten ausgehenden Vortrieben viel zu schaffen, zunächst um die Arbeitsstellen trocken zu halten und es dann zu entfernen. Sobald die Fertigstellung des Raumes für die Überholungsstation am Fuße der Schächte es ermöglichte, stellte man darin drei Kolbenpumpen und vier Zentrifugalpumpen auf mit einer Leistungsfähigkeit von 841/sec und einem Kraftaufwand von 544 PS.

Der starke Wasserandrang auf der Nordseite in etwa 1000 m Entfernung vom Schacht erforderte bald eine weitere Vermehrung der Pumpen, zunächst um 13 Zentrifugalpumpen, die mit den früheren zusammen 28 m³ in der Minute förderten. Die Leistungsfähigkeit der Anlage wurde noch vergrößert durch Stollen, welche die Schächte mit dem Setta verbanden und so die Hubhöhe auf 220 m verringerten. Die Pumpen wurden schließlich bis auf 27 Stück vermehrt, die bei einem Kraftaufwand von 5920 PS 44 m³ bewältigen konnten.

Verschiedene Einrichtungen.

Es seien erwähnt: ein Umformer zur Speisung der Akkumulatoren, ein Kompressor zur Füllung von Sauerstoff-Flaschen für die Draegerapparate. Selbstverständlich verfügten die Werkplätze über die nötigen Einrichtungen für Reparaturen. Ferner wurden Pumpen aufgestellt, um das Kühlwasser für die Motoren zu liefern und um Wasser im Falle eines Brandes bereit zu halten. Ferner wurden Steinbrecher und Pressen zur Herstellung von

Betonsteinen eingerichtet, und eine Seilbahn, um aus einem nahen Steinbruch Sandsteinquader herbeizuführen. Für den Rettungsdienst bei Unfällen war alles Nötige vorgesehen. Im ganzen wurden 47 Mill. Lire für die maschinellen Einrichtungen der drei Baustellen ausgegeben.

Durchführung der Arbeit.

Der Ausbruch des Tunnels begann am 12. Januar 1920 am südlichen Eingang, am 20. Juli desselben Jahres am nördlichen Eingang und im Frühjahr 1924 bei den Schächten. Mit Ausnahme von einem etwa 840 m langen Stück auf der Südseite und der eingleisigen Tunnel der Überholungsstation in der Mitte wurde nach dem belgischen System vorgegangen, also zwei Stollen vortrieben. Der eine auf Schienenhöhe, der andere um ein kurzes Stück zurückbleibend am höchsten Punkt der Kalotte. Bei den oben genannten Strecken wurde der Aushub durch einen Stollen in der Kalotte begonnen. Die Längen der noch nicht ausgebauten Strecken in Sandstein und in den mergeligen Schichten betrug im Mittel 700 m, im Gebirge mit vorwiegend lehmigem Charakter nur 150—200 m.

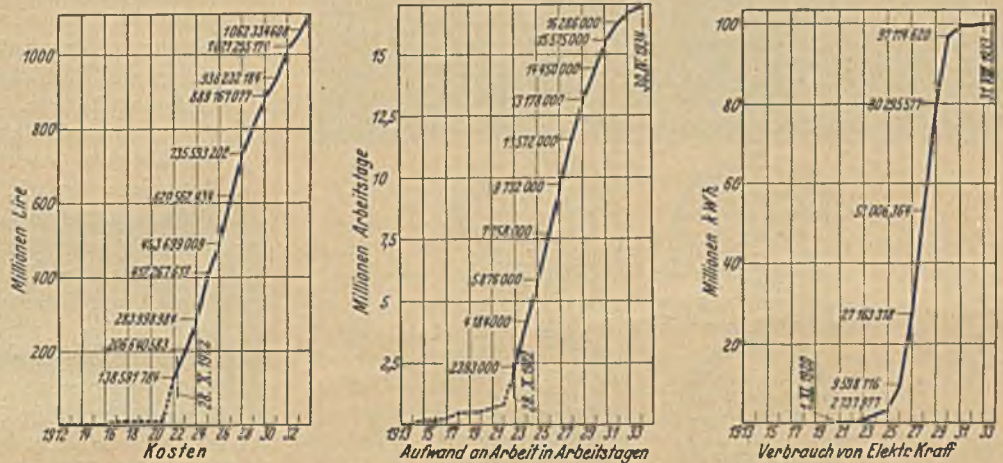


Abb. 7. Schaubilder der Kosten, des Aufwandes an Arbeit und des Verbrauchs an elektrischer Kraft.

Die von den drei Baustellen (vgl. Abb. 8) aus gebohrten Längen sind: 5623 m vom nördlichen Eingang aus, 5898 m von den Schächten aus und 6983 m vom südlichen Eingang aus mit einem mittleren täglichen Fortschritt von bzw. 1,91, 3,34 und 2,32 m. Der

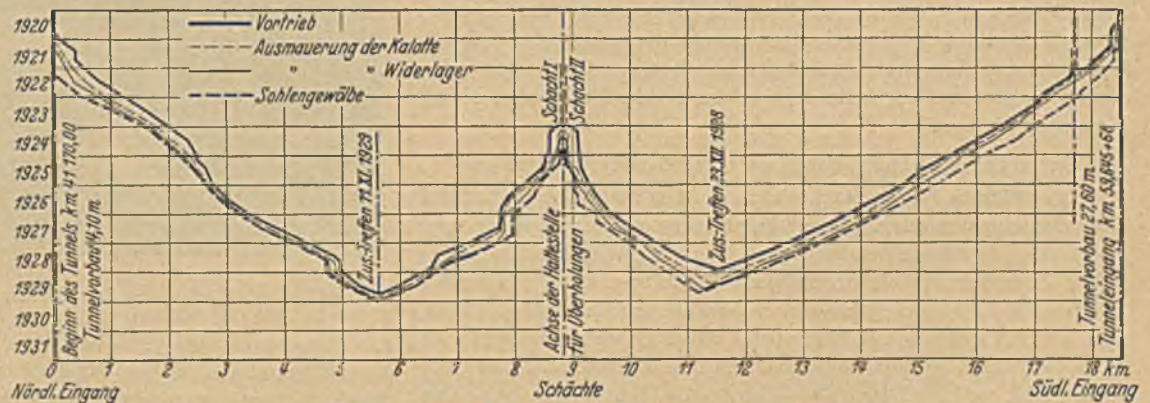


Abb. 8. Schaubild des Baufortschritts im großen Tunnel.

größte monatliche Fortschritt wurde im Mai 1928 erreicht mit 445 m oder einem täglichen Mittel von 14,4 m.

Der gesamte Aushub betrug 1 970 200 m³, die Ausmauerung 459 306 m³. Für die Sprengungen wurden 940 t Dynamit, 4 Mill. Zünder und 5000 km Zündschnur verbraucht. Der Verbrauch an elektrischer Energie betrug über 110 Mill. kWh, an Arbeitsstunden über 5 Millionen.

Die Überholungsstation am Fuß der Schächte

ist in einem 154 m langen und 17 m breiten Gewölbe untergebracht, von dem aus die Überholungsgleise in einen besonderen eingleisigen Tunnel nach beiden Richtungen abzweigen. Die ganze Anlage ist 1224 m lang.

In Anbetracht des großen Querschnittes und des stark drückenden Gebirges war die Ausführung sehr schwierig. Außer dem Sohlstollen in der Mitte wurden zwei seitliche Stollen längs der Widerlager vorgetrieben; nach deren Herstellung erfolgten der Ausbruch und die Ausmauerung der Widerlager, dann erst der Aushub des in der Mitte stehengebliebenen Gebirges und die Ausmauerung des Sohlengewölbes. Besondere Sorgfalt erforderte der Anschluß an die Schächte.

Ausmauerung der Gewölbe (Abb. 9).

Die Krümmungshalbmesser der Gewölbe schwanken zwischen 8,80 und 9 m, die größte Höhe zwischen 7,40 und 7,90 m. Die Verkleidungen im Mauerwerk haben Stärken von 0,54—1,02 m in der Kalotte und 0,4—0,80 m im Sohlengewölbe. Für das Mauerwerk wurden Backsteine, Sandsteinquader und Betonsteine ver-



Abb. 9. Querschnitt des Tunnels.

wendet. Der Mörtel wurde mit 400 kg hydraulischen Kalk bzw. Zement auf 1 m³ Sand hergestellt. Die Ausmauerung der Kalotte, namentlich in drückendem Gebirge, geschah vorwiegend mit Sandsteinquadern. Alle 50 m wurden die üblichen Ausweichnischen für das Dienstpersonal angeordnet, in größeren Abständen auch einige Kammern für Geräte.

Schwierigkeiten infolge des Gebirgsdrucks.

Der stärkste Druck machte sich auf der Nordseite geltend auf einer Strecke von etwa 600 m Länge in 2500 m Entfernung vom Eingang. Trotz bedeutender Verstärkungen erwiesen sich die üblichen Zimmerungen als ungenügend (Abb. 10 u. 11). Ein großer Teil der für die Kalotte gemauerten Gewölbe mußten erneuert werden, weil sie sich gesenkt hatten und dabei geborsten waren. Ein Versuch, zuerst die Widerlager und dann die Kalotte auszumauern, schlug fehl, weil der Druck des Gebirges die Mauern verschob. Der Vorschlag, den Vortrieb mit Hilfe von Schilden auszuführen, ebenso der Vorschlag, für die gefährdete Strecke zwei eingleisige Tunnel herzustellen, wurden als nicht zweckmäßig erachtet. Man führte schließlich für den Sohlstollen ein geschlossenes kreisförmiges Gewölbe aus keilförmig zugeschnittenen hölzernen Balken aus, die in der Längsrichtung versetzt angeordnet wurden.

Gasausströmungen.

Eine ständige Gefahr bildete das Auftreten von explosivem Gas, in der Hauptsache Metan. Die Vorkehrungen zur Behebung der Schwierigkeiten waren folgende:

1. Verwendung von elektrischen Lampen; soweit tragbar, mit Akkumulatoren gespeist.
2. Besondere Lampen, welche die Anwesenheit von Gas meldeten.



Abb. 10. Einrüstung der Kalotte und Aushub der Widerlager.

3. Elektrische Zündung der Sprengschüsse.
4. Untersuchung der Baustellen durch besonders dafür ausgerüstetes Personal und Entzündung des Gases auf eine Entfernung von mindestens 80 m mit elektrischem Funken.
5. Anlage von Wasserleitungen, um einen etwaigen Brand sofort löschen zu können.
6. Verwendung von Druckluft zur Zuführung.
7. Absaugen des Gases an Punkten, die schwer zu lüften waren.
8. Entfernung der Arbeiter bei Sprengungen; Verbot, zu rauchen und Lampen mit offener Flamme zu tragen.
9. Starke Lüftung durch die dafür vorgesehene Anlage.

Trotz aller dieser Vorsichtsmaßnahmen gelang es doch nicht, Unfälle ganz zu verhindern. Eine Explosion im August 1928 verursachte einen Brand, der erst nach drei Monaten bewältigt werden konnte und der den Bau sechs Monate lang außer Betrieb setzte.

Der Durchschlag für die Strecke zwischen dem südlichen Mundloch und den Schächten erfolgte am 23. Dezember 1928, auf der Nordseite am 4. Dezember 1929. Beide Male in Gegenwart des Ministers der öffentlichen Arbeiten Crollalanza.



Abb. 11. Einrüstung der Kalotte mit eisernen Lehrbögen.

Dichtung der Gewölbe.

Während des Baues wurde das Wasser soviel wie möglich durch Sickerröhre ferngehalten. Der fertig ausgebaute Tunnel mußte mit Rücksicht auf die elektrischen Einrichtungen möglichst wasserundurchlässig sein. Durch Einspritzen von Zementmörtel hinter den Gewölben wurde eine sehr weitgehende Dichtung erreicht, die in einzelnen Fällen noch durch wasserdichten Verputz auf der inneren Leibung unter Beigabe von dichtenden Zusätzen verstärkt wurde.

Die Zufahrtslinien zum großen Tunnel.

Geologische Verhältnisse.

Die beiden Abhänge des Appennin, durch welche die neue Bahn führt, bestehen in der Hauptsache aus tertiären Ablagerungen

Auf dem nördlichen Abhang überwiegen Lehmschichten mit Zwischenlagerungen von mergeligem Kalk und harten Sand-schichten. Es zeigten sich häufig leichtgewellte Schichten mit lehmigem Schiefer mit starker Neigung zu Rutschungen, wobei es sich meistens um frühere Erdrutsche handelte, die zwar zum Stillstand gekommen waren, aber beim geringsten Eingriff wieder in Bewegung gerieten.

Erdbewegungen.

Das stark wechselnde Gelände und die Notwendigkeit, schienengleiche Übergänge auch für untergeordnete Straßen zu vermeiden, führten zu langen, zum Teil hohen Dämmen, tiefen Einschnitten, zahlreichen Brücken und Tunneln. Die Bahn läuft etwa 50 km lang auf Dämmen und etwa 11 km lang in Einschnitten. Für die Dämme wurden etwa 5,3 Mill. m³ Material benötigt, die Einschnitte ergaben einen Aushub von etwa 1,6 Mill. m³.

Kunstabauten.

Die Bahn zählt 183 Brücken mit l. W. von 12 m und 38 Brücken mit mehr als 12 m l. W. Eiserne Brücken wurden ganz vermieden; in einigen wenigen Fällen wurden Balkenbrücken in Eisenbeton ausgeführt. Die große Mehrzahl der Brücken hat gemauerte Bögen, meistens Kreisbögen, in Ziegelmauerwerk mit hydraulischem Kalkmörtel (Abb. 12). In ihren einfachen Linien wirken diese Brücken sehr gut. Viele Gewölbe sind schief, einzelne bis zu 45°. Obwohl



Abb. 12. Viadukt über den Setta bei Vado. 7 Bogen zu 20 m und 7 zu 25 m l. W.

diese Brücken, weder was Spannweite, noch was konstruktive Durchbildung anbelangt, etwas Außergewöhnliches darstellen, sind doch einige wegen ihrer Ausdehnung bemerkenswerte Bauwerke darunter. Es sei der Viadukt über den Setta erwähnt, der aus sechs halbkreisförmigen Gewölben von 20 m l. W., sieben Gewölben von 25 m und einem Bogen von 20 m l. W. besteht, bei einer gesamten Länge von 376 m. Die Brücke liegt außerdem in einer Krümmung mit 1400 m Halbmesser und in einer Steigung von 5‰. Die Gründung der Flußpfeiler erfolgte mit Druckluft. Eine weitere bedeutende Brücke führt über den Rio Farnetola. Sie besteht aus zwölf Halbkreisbögen, wovon elf eine l. W. von 20 m und der zwölfte eine l. W. von 12 m hat. Die gesamte Länge dieser Brücke beträgt 203 m.

Die neue Linie hat im ganzen 30 Tunnel mit einer gesamten Länge von 36 806 m, davon haben vier Tunnel Längen zwischen 500 und 1000 m und zwei, außer dem großen Tunnel, Längen von über 1000 m. Die kleineren Tunnel konnten ohne besondere Schwierigkeiten ausgeführt werden. Zum Teil machte sich allerdings auch brennbares Gas bemerkbar.

Die neue Linie verlangte umfangreiche Umbauten im Bahnhof Bologna und bei der Einmündung in die bestehende Linie Pistoia-Florenz einen neuen Bahnhof für die Stadt Prato.

Oberbau und Elektrifizierung.

Für die offene Strecke wurden 18 m lange Schienen mit einem Gewicht von 50,50 kg/m auf 30 Schwellen aufliegend verwendet. Für die Überholungs- und die Nebengleise in den Bahnhöfen kamen leichtere Profile zur Verwendung.

Der elektrische Betrieb (Abb. 13) wurde von vornherein vor-



Abb. 13. Lokomotive der Direttissima.

gesehen; abgesehen davon, daß die italienischen Staatsbahnen ohnehin die Elektrifizierung auf die wichtigsten Linien ausdehnen, konnte hier eine andere Betriebsart mit Rücksicht auf den großen Tunnel gar nicht in Frage kommen. Zum Betrieb wurde Gleichstrom von 3000 Volt Spannung gewählt, weil er eine größere Einfachheit in der Kontaktleitung und eine leichte Regelung der Fahrgeschwindigkeit ermöglicht, ferner eine größere Entfernung der Unterstationen zuläßt. Der für die alte Linie über Porretta erforderliche Strom wurde, solange die neue Linie nicht im Betrieb war, aus der Unterstation Bologna-S. Viola geliefert, wo der aus den Kraftwerken S. Croce bei Belluno und Liro bei Chiavenna stammende Strom auf die Betriebsspannung umgeformt wurde. Die alte Linie erforderte etwa 35 Mill. kWh im Jahr. Unter Hinzurechnung von 45 Mill. kWh aus dem Werk Suviana im obern Tal des Reno ergeben sich 80 Mill. kWh, die für den Betrieb beider Linien ausreichen. Aus den schon für die „Porrettana“ vorhandene Leitungen mußten für die neue Linie noch etwa 70 km Starkstromleitungen zu 60 000 Volt und etwa 120 km zu 130 000 Volt hergestellt werden.

Wasserversorgung.

Die Menge des aus dem Tunnel fließenden Wassers beträgt etwa 500 l in der Sekunde. Es wird in zwei Leitungen gesammelt und teils für die Bedürfnisse der neuen Linie selbst verwendet, teils der Wasserleitung Bologna zugeführt.

Schl u ß w o r t.

Die neue Bahnlinie stellt eines der bedeutendsten Werke des neuen Italiens dar. Die mit einem Aufwand von 1122 Mill. Lire hergestellte Verbindung von Bologna und Florenz ist ein bedeutender Zeitgewinn; während der schnellste Zug über die „Porrettana“ etwa 2 1/2 Stunden brauchte, wird die Strecke über die neue Linie in 1 Stunde und 6 Minuten zurückgelegt, was auf die Verbindung von Rom mit dem Norden von großer Bedeutung ist.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der Leuchtturm von Nividic.

In der französischen Zeitschrift „Le Génie Civil“ vom 28. April 1934 wird über den mit ganz ungewöhnlichen Schwierigkeiten verbundenen Bau des Leuchtturms von Nividic (an der äußersten Westspitze von Frankreich) berichtet. Der Turm liegt etwa 850 m von der Insel Ouessant entfernt (Abb. 1) inmitten von zahlreichen Felsriffen und ist wegen der fast ständig herrschenden heftigen Brandung nur sehr schwer, meistens sogar überhaupt nicht zugänglich. Er wurde daher mit einer teils vom Lande aus, teils automatisch betriebenen Einrichtung ausgerüstet und für Besichtigungszwecke durch eine Seilbahn mit der Insel verbunden. Die Tragsaile wurden dabei gleichzeitig zur Übertragung der elektrischen Energie für den Betrieb der Signalanlage herangezogen.

Der 38,5 m hohe Leuchtturm ist auf einem einige Meter unter (Abb. 2) dem Hochwasserspiegel liegenden Felsriff errichtet. Der Sockel und der untere Turmteil sind bis zu einer Höhe von 22 m in massiven Mauerwerk aufgeführt. Im oberen Teil, der ebenfalls aus Mauerwerk besteht, befinden sich in drei übereinanderliegenden Räumen die Signalanlagen. Die Einrichtung umfaßt: ein elektrisches Leuchtfeuer von 1500 Watt, eine mit Gas betriebene automatische Hilfsbeleuchtungsanlage, eine Preßluftsiemens nebst den zugehörigen Kompressoren und eine Signalkanone mit Azetylenbetrieb, die im Falle eines Seilbruchs durch drahtlose Fernsteuerung betätigt werden kann.



Abb. 1. Lage des Leuchtturms von Nividic.

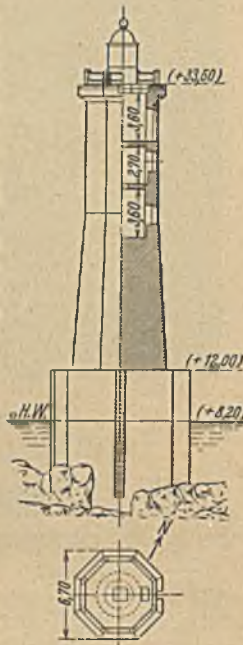


Abb. 2. Ansicht und Schnitt durch den Turm.

Wegen des großen Horizontalzuges der Tragsaile für die Schwebeseilbahn mußte die Entfernung zwischen Leuchtturm und Insel unterteilt werden. Es wurden daher zwei Zwischenpfeiler von 27,7 bzw. 32,25 m Höhe errichtet. Es ergeben sich dann Kabellängen von 290, 410 und

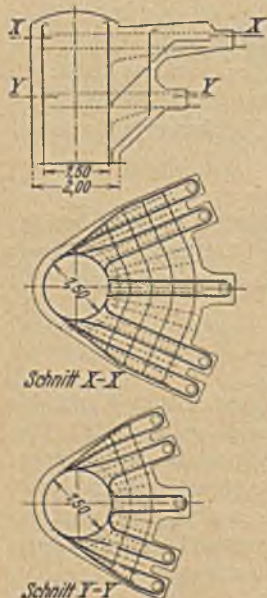


Abb. 3. Bewehrung der beiden Zwischenpfeiler.

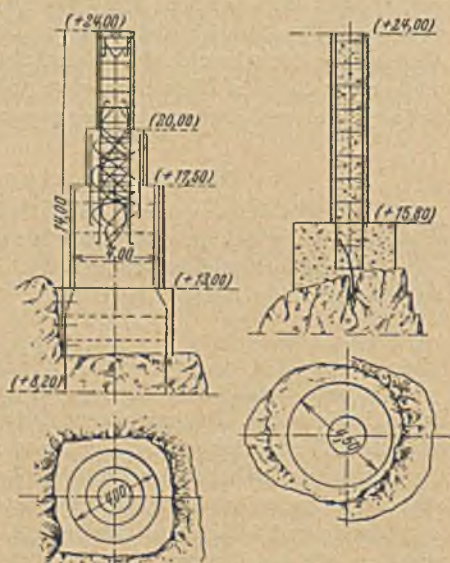


Abb. 4. Ausbildung eines Pfeilerkopfes.

245 m. Die beiden Zwischenpfeiler stehen ebenfalls auf Felsriffen und sind in Eisenbeton ausgeführt, für dessen Bewehrung außer Rundeseisen auch Drahtseile hoher Festigkeit verwendet wurden (Abb. 3). Die Tragsaile sind am Pfeiler von Ker-Zu, wo die beiden Teilstrecken unter 133°

zusammenstoßen, verankert. Abb. 4 zeigt die Ausbildung des Pfeilerkopfes. In Pern und am Leuchtturm werden die Seile durch Gegengewichte gespannt.

Da an der Spitze der Pfeiler nur eine Horizontalkraft von höchstens 20 t aufgenommen werden kann, wurde der Durchhang der Seile zur Verringerung des Horizontalzuges so groß gewählt, wie es mit Rücksicht auf die Brandung nur irgend möglich war. Damit wird aber bei Belastung durch den Wagen die Neigung so steil, daß sie durch Reibung nicht mehr überunden werden kann. Das Fahrzeug erhält daher einen Luftschraubenantrieb.

Besondere Schwierigkeiten bereitete die elektrische Isolierung der Tragkabel, die dem Seewasser ausgesetzt sind und gleichzeitig durch das Fahrzeug hoch beansprucht werden. Es wurden Seile von 22 mm Durchmesser, 3 kg/m Gewicht und 44 t Bruchfestigkeit verwendet.

Der Bau der Anlage wurde 1911 begonnen. Nach einer Unterbrechung der Arbeiten während des Krieges konnte er jedoch wegen ganz ungewöhnlicher Schwierigkeiten erst 1933 vollendet werden. Die Seilbahn soll erst in diesem Jahre in Betrieb genommen werden. W. B o o s. VDI.

Neuartige gerippelose Stahlhäuser.

Das Streben nach Vereinfachung und Verbilligung des Wohnhausbaus führte zu dem Versuch der fabrikmäßigen Massenherstellung von Stahlhäusern. Soweit als möglich werden hierbei die Einzelteile der Häuser in der Werkstatt in wirtschaftlicher Massenerzeugung hergestellt, so daß auf der Baustelle nur noch die Montage- und Ausbaurbeit übrig bleibt. Die bis jetzt für die fabrikmäßig hergestellten Stahlhäuser verwendete Gerippe-Bauweise (Traggerippe aus Stahlträgern mit Verkleidung aus Stahlblechtafeln) hat den Nachteil, daß mit Rücksicht auf eine billige Serienerzeugung nur normierte Häuser hergestellt werden, und man daher aus wirtschaftlichen Gründen individuellen Wünschen bezüglich Grundrißlösung und Formgestaltung nicht Rechnung tragen kann.

In den Vereinigten Staaten von Nordamerika hat man, wie „Construction Methods“ vom Dezember 1932 mitteilt, deshalb neuerdings versucht, sich vom Gerippebau frei zu machen. Man macht die Hauswände selbst tragend und schweißt sie, ebenso wie die Decken aus fabrikmäßig hergestellten normierten Einzelteilen verschiedener Größe zusammen. In Solon (Ohio) hat man auf diese Weise ein gerippeloses zweistöckiges, acht Zimmer enthaltendes Versuchshaus erstellt.

Das Grundsätzliche der neuen Bauweise ist die Verwendung von falzförmig gepreßten Stahlblechtafeln für die Wände und von Z-förmigen für die Decken. Auf diese Weise schafft man leichte Profile, die genügend Widerstandsmoment zur Aufnahme der senkrechten Lasten besitzen. Ein tragendes Gerippe ist nicht mehr erforderlich.

Die Normaltafeln für die Wände werden im Werk aus 0,9 mm starken Armco-Stahlblech in Längen von Stockwerkshöhe geschnitten und in

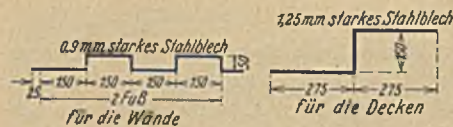


Abb. 1. Schnitte durch die Normalprofile.

drei verschiedenen Breiten falzförmig gepreßt. Diese drei Normalbreiten sind: 1 Fuß, 2 Fuß und 3 Fuß (1 Fuß = 30,5 cm), wobei jedesmal für die Schweißnaht noch 1 Zoll = 25 mm an Breite zugegeben wird. Die Normaltafeln für die Decken erhalten Längen entsprechend der Deckenspannweiten und werden aus 1,25 mm starkem Stahlblech Z-förmig gepreßt. Die Profilabmessungen gibt Abb. 1 wieder.

Die Normaltafeln für die Wände schweißt man in der Werkstatt zu Tafeln von Zimmerlänge und Stockwerkshöhe unter gleichzeitigem Einsetzen genormter Stahlfenster- und -türrahmen zusammen (Abb. 2).

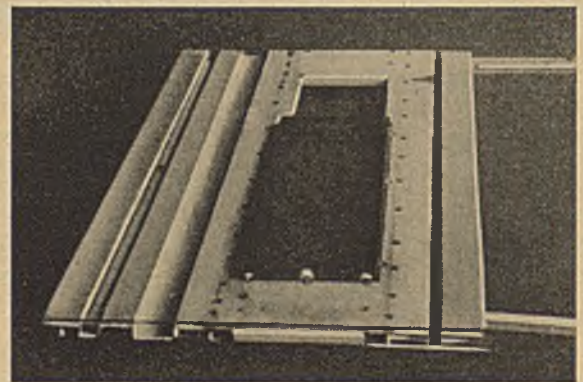


Abb. 2. Herstellung der Wandtafeln in der Werkstatt.

Zur Längsaussteifung erhalten die Wände oben und unten noch einen Stahlblechstreifen 50 x 1,65 mm aufgeschweißt. Die vorerwähnten drei Normalbreiten ermöglichen die Zusammensetzung von Wänden jeder

gewünschten Länge. Geht das verlangte Maß einer Wand nicht durch die drei Normalbreiten auf, so wird der Reststreifen durch teilweises Übereinanderschieben zweier Tafeln geschlossen. Auf diese Weise braucht nichts geschnitten und eingepaßt zu werden. Auch die Z-Profile werden zu Deckentafeln zusammenschweißt und erhalten durch die entstehenden kastenförmigen Querschnitte ein großes Widerstandsmoment bei geringem Gewicht (Abb. 3).

Die Montage am Bau beginnt mit dem Verlegen der Fußplatte auf die massive Fundamentmauer. Diese Platte besteht aus einem gepreßten



Abb. 3. Deckenkonstruktion.

U-Profil aus 1,65 mm starkem Stahlblech, dessen 50 mm hohen Schenkel abwärts gedreht sind und das Mauerwerk fest umfassen. Eine Verankerung dieser Fußplatte mit dem Mauerwerk ist nicht nötig, da die gesamte Vertikallast des Hauses auf ihr ruht. Am äußeren Schenkel des U-Profils ist ein Winkelblech 25 x 25 mm angeschweißt, welches später die Isolierplatten und die Außenhaut zu tragen hat.

Auf die Fußplatte werden zunächst die Deckentafeln der Kellerdecke aufgeschweißt (Abb. 3). Deren Außenseite liegt 50 mm hinter der Fundamentmauerflucht zurück. Der freigebliebene 50 mm breite Streifen ist zur Aufnahme der Wände bestimmt, die nach provisorischer Absteifung mit der Decke und der Fußplatte zusammenschweißt werden.

Als Auflager für die Erdgeschoßdecke dient ein oben an die Erdgeschoßwände angeschweißtes Winkelprofil 75 x 75 mm aus gepreßtem 1,65 mm starkem Stahlblech, welches im Hausinnern ringsum läuft. In diesem Winkel werden später die elektrischen Leitungsrohre untergebracht, die, durch einen Klemmdeckel verdeckt, jederzeit leicht zugänglich bleiben.

Die Montage des oberen Stockwerks, des flachen Dachs und der Attika-Wände geht in der gleichen Weise vor sich wie beim Erdgeschoß. Einen Schnitt durch die Konstruktion zeigt Abb. 4.

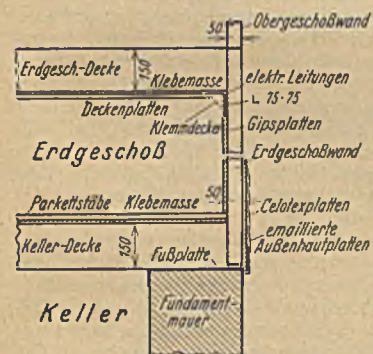


Abb. 4. Querschnitt durch Wand und Decke.

Die Wärmeisolierung erzielt man durch 25 mm starke Celotexpplatten. Als Außenhaut werden emaillierte Platten von 15 x 15 cm ver-



Abb. 5. Das fertige Stahlhaus.

wendet. Celotexpplatten und Außenhaut stehen auf dem oben erwähnten kleinen Winkelblech auf und sind durch Schrauben an den Stahlblechwänden befestigt. Die inneren Wandflächen werden mit dünnen Gipsdielen verkleidet und geputzt. Die fertige Wand ist etwa 10 cm stark. Zur Befestigung der Parkettstäbe und des Linoleumbelags auf den Stahldecken verwendet man eine Schicht aus harzartiger Klebemasse, die zugleich schalldämpfend wirkt. Die Deckenuntersichten werden mit angeklebten schallabsorbierenden Platten verkleidet. Die Wärmeisolierschicht des Daches ist 5 cm stark; als Dichtung dient ein Asphaltbelag.

Die Verwendung von leichten gepreßten Stahlblechprofilen bietet namentlich im Zusammenhang mit einer hochentwickelten Schweißtechnik noch viele aussichtsreiche neue Möglichkeiten. Vielleicht regen die vorstehenden Zeilen dazu an, derartige Konstruktionen auf ihre Wirtschaftlichkeit für deutsche Verhältnisse zu untersuchen und sie gegebenenfalls weiter zu entwickeln.

Dipl.-Ing. Ernst Lewicki jr.

Ausführungsgelenke in einer Eisenbetonbogenbrücke.

An Stelle der alten hölzernen Überbauten wurde im Jahre 1931 im Zuge der vierten Straße in Los Angeles ein Viadukt aus Eisenbeton errichtet, welcher eine Gesamtlänge von rd. 824,0 m besitzt und aus einer großen Zahl von Eisenbetonbogen und -balkentragwerken besteht, deren bedeutendstes eine Bogenbrücke von 77,4 m Lichtweite und 10,0 m Pfeilhöhe über den Los Angeles-Fluß ist. Die 21,34 m breite Brücke besitzt vier Rippen von 3,05 m Breite, 1,90 m Scheitel- und 3,87 m Kämpferstärke mit aufgesetzter Fahrbahn (Abb. 1). Die beiden inneren Bogen haben neben der üblichen Verkehrslast die Belastung einer zwei-

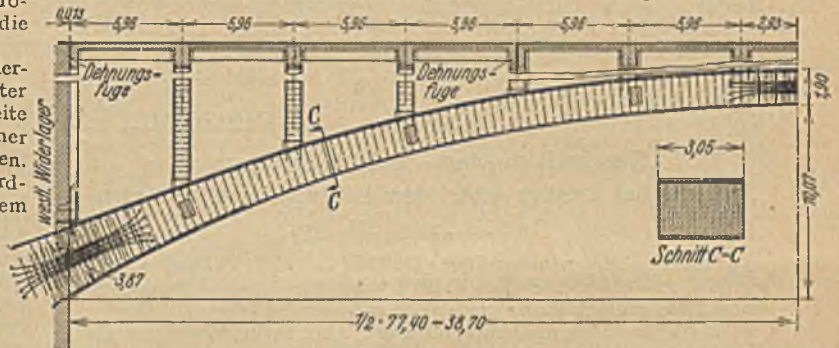


Abb. 1. Längs- und Querschnitt.

gleisigen Straßenbahn aufzunehmen. Statisch wurden die Rippen zunächst als Dreigelenkbogen ausgebildet, um die Spannungen zu vermindern, welche durch die Verkürzung der Bogenachse, Temperaturänderung, Schwinden und die Bewegung der Widerlager entstehen. Nach dem Betonieren der Tragrippen wurde das Lehrgerüst abgesenkt und die Scheitelgelenke geschlossen. Sobald die Fahrbahn ausgeführt war, wurden auch die Gelenke in den Kämpfern beseitigt.

Da Ausführungen dieser Art verhältnismäßig selten sind, dürften einige Angaben über die bauliche Durchbildung der Gelenke und ihre Wirkungsweise von allgemeinem Interesse sein. Die Gelenke wurden durch kurze Eisenbetonstützen achteckigen Querschnittes gebildet (Abb. 2). Ihre Stärke war im Scheitel 0,61 m, im Kämpfer 0,76 m und die Breite in beiden Fällen 1,22 m. Die Längsbewehrung betrug 1 %, die

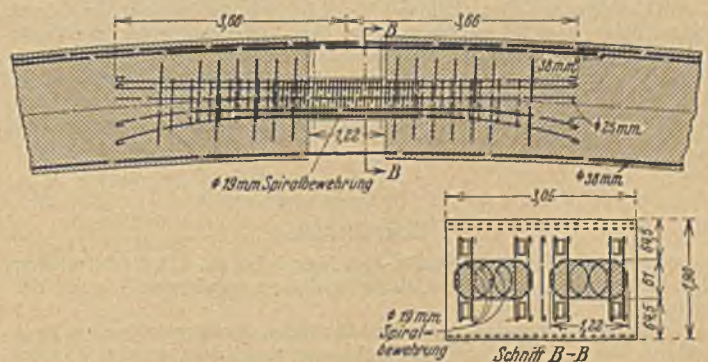


Abb. 2. Scheitelgelenk.

Spiralsbewehrung 3 %. Die Achse der Gelenkstützen wurde in die Bogenachse gelegt. Es ist besonders hervorzuheben, daß die Längsbewehrung verhältnismäßig weit in die Bogenrippen reicht und reichlich Querverteilungseisenan geordnet sind. Die Querschnittsbemessung erfolgte für eine Betonspannung von 176 kg/cm² unter Annahme mittiger Kraftübertragung.

Die Art der Ausbildung dieser Ausführungsgelenke unterscheidet sich von der üblichen, bei europäischen Brücken getroffenen Anordnung

dadurch, daß die beiderseitige Längsbewehrung der Rippen an den Gelenkstellen unterbrochen ist und erst unmittelbar vor dem Schließen des Gelenkes verbunden (zusammengeschweißt) wird. Genaue Beobachtungen der Eisen im Bereiche der Gelenkstellen zeigten, daß in der Tat die Gelenkwirkung wesentlich beeinträchtigt worden wäre, wenn man die Eisen durchlaufend angeordnet hätte. Wie erwähnt, wurde nach dem Absenken des Lehrgerüsts das Scheitelgelenk geschlossen, so daß dann die Rippen als Zweigelenkbogen wirksam waren. Es wurde damit beobachtet, die Druckspannung in der oberen Scheitelbewehrung zu vermindern und ferner wollte man auch das Wagnis bei gegebenenfalls auftretenden Schäden am Lehrgerüst durch Hochwasser einschränken, obgleich man hierbei bewußt auf die weitere Ausschaltung der Schwindspannungen und den Einfluß der Widerlagerbewegung verzichten mußte.

Auch an den zwischenzeitlichen Gelenkstützen wurde eine Reihe von Spannungsmessungen vorgenommen. Bei Versuchen an Probekörpern derselben Zusammensetzung wurde bei einer Druckspannung von 176 kg/cm² eine Zusammendrückung von 0,08 % gefunden. Beobachtungen am Bauwerk durch Messen der Längenänderungen der Eiseneinlagen zeigten jedoch, daß in den Gelenken erhebliche zusätzliche Biegungsspannungen vorhanden sind. Es konnte aus diesen Ergebnissen eine größte Randspannung von 548 kg/cm² errechnet werden. Damit ist erwiesen, daß man in Zukunft Biegungsspannungen bei der Querschnittsbestimmung solcher Ausführungsgelenke nicht vernachlässigen darf. Die Messungen an den Bogenrippen werden auch nach dem Schließen der Kämpfergelenke fortgesetzt.

An zwei Widerlagern (Nr. 3 u. 4) wurde die Drehung und waagerechte Verschiebung in je 8 Stellen gemessen und folgendes gefunden:

	Verlängerung der Bogenachse in mm	Drehung der Widerlager in Sekunden	
		Widerl. 3	Widerl. 4
1. Vor der Lehrgerüstsenkung	6,0	69 (nach innen)	16 (nach innen)
2. Nach der Lehrgerüstsenkung	14,6	53 (nach außen)	78 (nach außen)
3. Vor Schließen des Scheitelgelenkes	27,2	91 (nach außen)	86 (nach außen)
4. Vor Schließen d. Kämpfergelenke	31,8	101 (nach außen)	140 (nach außen)
5. Zehn Monate nach der Absenkung	31,2	101 (nach außen)	140 (nach außen)

Die lotrechte Setzung betrug nach zehn Monaten bei Widerlager 3 11,0 mm, bei Widerlager 4 18,3 mm.

Infolge Anordnung der beschriebenen Gelenke wurden an Baukosten Ersparnisse von rd. 80 000 RM erzielt. Die Gesamtkosten des Viaduktes betragen 11,8 Millionen RM.

(Nach Civil Engineering [1934] Aprilheft.)

Dr.-Ing. l' A l l e m a n d.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Zuschrift zu dem Bericht Ihlenburg:

„Brücke bei Lanaye über den Albert-Kanal (Belgien).“

(In Heft 29/30 lfd. Jgs.)

In dem obengenannten Heft gibt Herr Dr. phil. I h l e n b u r g nach einem Bericht der „Annales des Travaux Publics de Belgique“ eine kurze Beschreibung dieser geschweißten Vierendeelträger-Brücke.

Nach der Beschreibung und nach Abb. 2 sind für Querträger, Untergurte und Pfosten parallelflanschtige Grey-Träger verwandt worden. Nach derselben Abbildung ist das Anschlußblech zwischen Pfosten und Untergurt an letzteren einfach angeschweißt worden, auch die gekrümmten Gurtplatten des Anschlußbleches zeigen eine nur dürftige Verbindung mit dem Untergurt! Am Obergurt scheint die Verbindung ähnlich zu sein. Diese Ausführungsart ist zwar sehr einfach, dürfte aber das Problem der Kräfteüberleitung in den steifen Rahmenecken keineswegs richtig erfassen. Wohl hauptsächlich aus diesem Grunde zeigt auch das nach Meßergebnissen aufgetragene Spannungsbild eine Spannungsverteilung, die wohl kaum mit theoretisch berechneten Spannungen in Einklang zu bringen ist, wobei insbesondere die b e i d e r s e i t s des Pfostens im Oberflansch des Obergurtes (Druckgurt) gemessenen Zugspannungen befremden müssen.

Ich vermag daher dem Schlußsatz des Berichts, daß wegen der durch die günstigen Messungsergebnisse erwiesenen Zuverlässigkeit des geschweißten Vierendeelträgers derselbe häufiger als bisher angewandt werden dürfte, bei Ausführungen in dieser Form wenigstens für deutsche Verhältnisse nicht zuzustimmen. Wohl bin ich der Ansicht, daß durch Anwendung des Schweißverfahrens der Vierendeelträger sich wirtschaftlicher und konstruktiv besser ausführen läßt, als in Nietkonstruktion. Ein Problem für sich, vielleicht das Wichtigste dabei, bleibt die konstruktiv durchführbare, dem Kräfteverlauf entsprechende Ausbildung der Rahmenecken. Im vorliegenden Falle ist dasselbe nicht gelöst.

Dr.-Ing. K r a b b e.

Schlußwort.

Ich stimme Herrn ROR. Dr.-Ing. K r a b b e zu, daß die Ausbildung der Rahmenecken eine zwar einfache, aber ungenügende Lösung darstellt.

Leider fehlen in den „Annales“ Methoden und Ergebnisse der Rechnungen, die mit den Versuchsergebnissen verglichen werden könnten.

Der Schlußsatz des Berichtes gibt die in den „Annales“ ausgesprochene Ansicht wieder.

Dr. phil. I h l e n b u r g.

Schwere Strafen für die Unterlassung der Baubuchführung.

Ein Bauunternehmen hatte in der Inflations- und Nachinflationszeit sehr gute Geschäfte gemacht. Sowohl der geldgebende Finanzmann S. wie der bauausführende Architekt G. konnten bis zum Jahre 1926 einen erheblichen Zuwachs ihres Vermögens verzeichnen. Im Jahre 1929 trat eine ungünstige Entwicklung ein, die in der Folgezeit das Unternehmen rapid abwärts führte. Im April 1931 wurde das Vergleichsverfahren und im Mai 1931 das Konkursverfahren eröffnet. Die Vermögensaufstellung ergab eine gewaltige Überschuldung der beiden Unternehmer: bei S. lag eine Unterbilanz von 1 000 070 RM, bei G. eine solche von 1 168 000 RM vor. Die von den beiden Unternehmern laufend aufgenommenen Bankkredite waren als Baugelder jeweils durch Hypotheken, Grundschulden usw. auf den betr. Gebäuden sichergestellt worden. Die Nachprüfung der Bücher ergab jedoch, daß die im Gesetz über die Sicherung von Bauforderungen vorgeschriebenen Baubücher nicht ordnungsgemäß geführt worden waren, so daß nicht zu erkennen war, ob und in welcher speziellen Weise die einzelnen für ganz bestimmte Bauten gegebenen Gelder auch für den betr. Bau verwendet worden sind. Die Bücher enthielten nur den Kontostand der einzelnen Handwerker und Lieferanten, nicht aber, wie die einzelnen Bauten finanziert und in welcher Weise die betr. Kredite verwendet worden sind. Tatsächlich ergab sich, daß die für bestimmte Bauten gegebenen Kredite wahllos für andere Bauten mitverwendet worden sind. Beide Unternehmer wurden vom Landgericht Königsberg wegen Vergehens gegen die §§ 5 und 6 des Gesetzes über die Sicherung von Bauforderungen, S. außerdem wegen Gläubigerbegünstigung (§ 241 KO.) bestraft, G. zu einem Jahr und einem Monat Gefängnis und S. zu neun Monaten Gefängnis. Nach der Überzeugung des Gerichts haben beide Angeklagte ihre Verpflichtung zur ordnungsmäßigen Führung der Baubücher gekannt, sie haben bewußt und gewollt gegen die Vorschrift verstoßen und damit schuldhaft gehandelt.

Auf die Revision der Angeklagten hat jetzt der 6. Strafsenat des Reichsgerichts nochmals ganz eindeutig klargestellt, daß die für einen bestimmten Bau gegebenen Gelder nur für diesen bestimmten Bau verwendet werden dürfen und daß dafür im Baubuch der Nachweis zu führen sei durch Angabe der betr. Handwerker, Lieferanten usw. In dieser Beziehung wurde das landgerichtliche Urteil als vollkommen zu Recht ergangen bestätigt und die Revision des Angeklagten G. als völlig unbegründet verworfen. Dagegen erfolgte zugunsten des Angeklagten S. in Bezug auf die Gläubigerbegünstigung Aufhebung des landgerichtlichen Urteils und Zurückverweisung der Sache in diesem Umfang zu nochmaliger Verhandlung.

Näheres siehe „Reichsgerichtsbriefe“. (4, 6 D 382/34. — Urt. des RG. v. 19. Juni 1934.)

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 41 vom 11. Oktober 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. M 125 037. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Verfahren zum Betrieb von wasserlosen Gasbehältern. 19. IX. 33.
- Kl. 4 c, Gr. 37. K 129 881. Wilhelm Koch, Bochum-Werne. Sicherheitsvorrichtung auf der Scheibe von Scheibengasbehältern. 21. IV. 33.
- Kl. 5 a, Gr. 14/20. H 85.30. Ludwig Hammer, Wien; Vertr.: H. Fieth, Pat.-Anw., Nürnberg. Gesteinsbohrmaschine. 1. IV. 30. Österreich 25. III. 30.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. E 167.30. Dr.-Ing. Wilhelm Esser, Duisburg. Zur senkrechten Achse symmetrisches, einteiliges Profileisen mit Steg oder stegartiger Einschnürung für den Grubenausbau. 19. XII. 30.
- Kl. 5 c, Gr. 9/30. D 64 895. Robert Dütsch, Gelsenkirchen. Z-förmiger Kappschuh. 17. XII. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 2. G 81 629. Naum Gabe-Pewser, Berlin-Charlottenburg. Allseitig aufgelagerte Decke oder Deckenplatte. 14. I. 32.
- Kl. 37 f, Gr. 5. M 228.30. Georges Metzger, Straßburg, Frankr.; Vertr.: Dr. R. v. Rothenburg, Pat.-Anw., Wiesbaden. Doppelmantelkamin. 17. III. 30. Frankreich 19. III. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 7/02. T 41 134. Ing. Oskar Tenner, Vöcklabruck, Oberösterreich; Vertr.: Dr.-Ing. Dr. Schack, Pat.-Anw., Berlin C 2. Garage. 27. VII. 32. Österreich 12. III. 32.
- Kl. 45 f, Gr. 18. M 119 738. Cletus Müller, Schindlerwerk über Aue i. Sa. Vorrichtung zum Roden von Bäumen. 10. V. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/10. V 26 283. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Stauklappe mit torsionsfest ausgebildeten Klappenlängsträgern; Zus. z. Pat. 521 017. 26. I. 31.
- Kl. 84 a, Gr. 5/03. V 29 729. Josef von Vaß, Budapest; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorf, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zur Ausführung von Arbeiten unter dem Wasserspiegel. 14. VII. 33.
- Kl. 84 a, Gr. 6/01. A 67 013. Jonneret Fils Ainé, Genf; Vertr.: E. Bomborn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Einrichtung zur Steuerung der Reinigungsharke eines Rechenreinigers. 1. IX. 32. Schweiz 8. IX. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 127 226. Fried. Krupp-Akt.-Ges., Essen. Fahrbarer Eimerkettenhochbagger mit einem in der Höhenrichtung schwenkbaren Ausleger. 6. X. 32.
- Kl. 85 b, Gr. 1/01. C 45 309. Chemische Fabrik Budenheim Akt.-Ges., Mainz. Verfahren zur Enthärtung von Wasser durch wasserlösliche Alkaliphosphate. 2. IX. 31.
- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 42 vom 18. Oktober 1934 und vom gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 4 c, Gr. 35. K 129 008. Fa. Aug. Klönne, Dortmund. Abschlußkolben für wasserlose Gasbehälter; Zus. z. Pat. 473 314. 14. II. 33.
- Kl. 5 a, Gr. 14/10. H 134 491. Ludwig Hammer, Wien; Vertr.: H. Fieth, Pat.-Anw., Nürnberg. Gesteinsbohrmaschine für Tiefbohrungen. 1. IV. 30. Österreich 25. III. 30.
- Kl. 5 b, Gr. 41/30. B 160 099. Bleichert Transportanlagen G. m. b. H., Leipzig. Anlage zum Aufschluß und Abbau von zu Tage streichenden Flözen mittels Kabelbagger. 13. III. 33.
- Kl. 20 a, Gr. 12. G 83 573. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Einrichtung für Pendelseilhängebahnen mit zwei die Last zu gleichen Anteilen ziehenden Zugseilen. 16. IX. 32.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 72 388. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Fahrdrabt-Speiseklemme. 31. I. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 2. M 124 923. Max Möhrcken u. Max Franneck, Berlin-Neuköln. Steineisendecke; Zus. z. Pat. 574 760. 6. IX. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 3. St 50 753. Stauss & Ruff Akt.-Ges., Kottbus. Aufgehängte Putzdecke mit Rabitzgewebe, Drahtziegelgewebe, Betondrahtgewebe o. dgl. als Putzträger. 10. IV. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 7/04. O 19 660. Ernst Otto, Unglinghausen, Kr. Siegen i. W. Stahlplattenverbindung für Stahlhauswände. 27. I. 32.
- Kl. 42 c, Gr. 10/03. S 111 090. Victor Sintich, Dresden-Weißer Hirsch. Verfahren und Geräte zur selbsttätigen Gesamtausgleichung von zwischen entfernten Festpunkten einzupassenden Bildtriangulationsnetzen oder danach erzeugten Photoplänen. 23. IX. 33.
- Kl. 85 b, Gr. 3/02. C 22.30. Cholrator-Gesellschaft m. b. H., Berlin. Vorrichtung zur Behandlung von Wasser und Abwasser mit Chlor oder ähnlichen flüssigen oder gasförmigen Wasserreinigungsmitteln. 1. VIII. 30.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 25. Oktober 1934 und vom gleichen Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 19 a, Gr. 10. Sch 101 503. Eugen Schmidt, Gevelsberg i. W. Schienenbefestigung auf Holzquerschwellen unter Verwendung von eisernen Unterlegplatten und Schienennägeln. 20. VI. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 11. O 20 355. Orenstein & Koppel, Akt.-Ges., Berlin. Schienenbefestigung auf eisernen, mit aufgeschweißten Teilrippen versehenen Schwellen. 13. I. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 15. B 151 005. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler u. Jakob Dietrich, München. Stoßverbindung von Eisenbahnschienen, welche eine Winkelbewegung der Schienenenden gegeneinander ermöglicht. 13. VI. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 20. D 127.30. Bochumer Verein für Gußstahlfabrikation Akt.-Ges., Bochum. Schiene mit auswechselbaren Einlagen, insbes. für Straßenbahnen. 8. V. 30.
- Kl. 19 a, Gr. 24. K 129 468. Carl Böse, Dresden. Schienenbefestigung für Baggergleise. 15. III. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 24. N 35 745. Heinrich Nebelung, Großbülten b. Peine. Schienenbefestigung auf Rippenunterlegplatten. 20. IX. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 28/14. R 90 378. Georg Robel & Co., München. Einspurig fahrbare, insbes. für den Gleisoberbau dienende Schraubmaschine mit Verbrennungsmotor. 11. IV. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 6/50. L 83 054. Fritz Leyh, Berlin-Halensee. Verfahren zum Aufrauhren von Asphaltstraßen. 3. II. 33.
- Kl. 19 d, Gr. 5. M 121 391. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Klappbrückenantrieb. 15. X. 32.
- Kl. 19 e, Gr. 1. B 159 166. Hugo Berger, Montevideo; Vertr.: K. Kohlmaier, Feuerbach i. Württbg. Fahrbare Vorrichtung zum Füllen von Gräben und Feststampfen der in die Gräben gefüllten Erde. 14. I. 33.
- Kl. 20 h, Gr. 1. S 104 765. Sperry Products Inc., Brooklyn, New York; Vertr.: Dipl.-Ing. G. Benjamin, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg. Vorrichtung zum Aufspüren von Fehlern in einem länglichen elektrischen Leiter. 27. V. 32. V. St. Amerika, 6. VI. 31.
- Kl. 20 h, Gr. 10. M 120 622. Maintenance Equipment Company, Chicago; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Morin, Pat.-Anw., Berlin W 57. Ortsfeste Schienenschmiervorrichtung. 4. VIII. 32. V. St. Amerika, 31. VIII. 31.
- Kl. 20 i, Gr. 5/01. O 20 818. Orenstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Weichenantrieb für Nah- und Fernbedienung. 8. XII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 5/02. V 28 891. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Rillenschienenweiche. 26. XI. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 18. B 162 981. Carl Brose, Wuppertal-Elberfeld. Beleuchtungseinrichtung für Schrankenbäume. 3. XI. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. S 110 036. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einfachaufhängung für Fahrdrähte. 6. VII. 33.
- Kl. 20 k, Gr. 14. V 29 290. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Austauschbare Stromschiene. 11. III. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 4. L 81 120. Dr. Wilhelm Ludowici, Jockgrim i. d. Pfalz. Eckausbildung an Mauerwerk und Verfahren zur Herstellung von Formstücken zur Ausführung der Eckausbildung. 7. V. 32.
- Kl. 37 a, Gr. 5. D 65 027. Revere Winchester Dresser, San Diego, Californien, V. St. A.; Vertr.: J. Koch, Pat.-Anw., Berlin NO 18. Verfahren und Vorrichtung zur Herstellung von bewehrten Wänden. 5. I. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 1/03. H 132 639. Henkel & Cie., G. m. b. H., Düsseldorf. Verfahren zur Herstellung widerstandsfähiger Straßendecken unter Verwendung eines Traßzements. 25. VII. 32.
- Kl. 84 c, Gr. 2. C 32.30. André Coyne, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Mouths, Pat.-Anw., Berlin-Charlottenburg 2. Stützmauern, Talsperrenmauern, Wehranlagen oder ähnliche Bauwerke. 24. IV. 30. Marokko 24. IV. 29, Tunis 6. III. 30 u. Frankreich 14. IV. 30.
- Kl. 84 c, Gr. 2. I 49 376. Ilseder Hütte, Peine, Hannover. Vorrichtung zur gegenseitigen Abstützung von Spundbohlen; Zus. Z. Anm. I 48 276. 27. III. 34.
- Kl. 84 c, Gr. 3. J 47 802. Hans Jörgen, Frankfurt a. M. Verfahren zum Anortbringen von schwimmfähigen Gründungskörpern. 19. VIII. 33.
- Kl. 84 c, Gr. 4. M 125 434. Dipl.-Ing. Friedmut v. Marnitz, Hamburg. Verschiebungseinrichtung für den Mäklärfuß von Rammen. 30. X. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. A 68 916. ATG Allgemeine Transport-Anlagen-Ges. m. b. H., Leipzig. Schwenkbagger. 11. III. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 113 258. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Kugeltragzapfenlagerung für schwere Fahrzeuge, insbes. für Bagger, Absetzer und ähnliche Geräte. 24. XII. 29.
- Kl. 84 d, Gr. 2. R 87 239. Albert Reiter, Leipzig. Baggerschake für Eimerkettenbagger. 14. II. 33.

BUCHBESPRECHUNG.

Ludin, Adolf: Wasserkraftanlagen. I. Hälfte: Planung, Triebwasserleitungen und Kraftwerke. (Handbibliothek für Bauingenieure, herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Robert Otzen, III. Teil. Wasserbau, Bd. 8.) 17×24,5 cm. XVIII/516 Seiten mit 603 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin 1934. Preis geb. RM 33,50.

Der wohlbekannte Wasserbaufachmann läßt im Rahmen der Handbibliothek für Bauingenieure die I. Hälfte seines Buches über Wasserkraftanlagen erscheinen.

In dem ersten Teil, der sich mit der Planung befaßt, werden die Grundbegriffe erläutert und die Grundlinien wirtschaftlicher Planung entwickelt.

Der zweite Teil befaßt sich mit Triebwasserleitungen einschließlich Stollen und Rohrleitungen, sowie der Wasserschlässe.

Der den Kraftwerken gewidmete dritte Teil bespricht die Wasser-

kraftmaschinen, die Grundlagen für den Bau von Krafthäusern, die Betriebsausrüstungen und schließlich die elektrischen Stromerzeuger und Fernleitungen.

Ein mit der dem Verfasser eigenen Gründlichkeit bearbeitetes Literatur- und Sachverzeichnis beschließt das Werk.

Die in dem Vorwort ausgesprochene Absicht, den Studierenden und den schon in der Praxis tätigen Ingenieure systematisch in die vielseitigen Aufgaben des Wasserkraftwesens einzuführen, ist dem Verfasser gelungen. Sein bekanntes früheres Werk, seine umfassende Kenntnisse der in- und ausländischen Literatur und seine Erfahrungen aus der Praxis bilden die feste Grundlage, auf der das neue Buch aufgebaut ist.

Das vom Verfasser seiner Frau gewidmete Buch, das in Druck und Abbildungen vorzüglich dargestellt ist, wird allen Fachleuten, die sich mit dem Bau und Betrieb von Wasserkraftanlagen zu befassen haben, gute Dienste tun.
E. P.

PERSONALNACHRICHTEN.

ROBERT OTZEN †.

Am 2. Oktober 1934 verstarb in Hannover während einer Urlaubsreise nach kurzer, schwerer Krankheit der Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. e. h. Robert Otzen, Präsident des Staatlichen Materialprüfungsamts in Berlin-Dahlem im Alter von 62 Jahren.

Otzen begann seine Laufbahn bei den Preussisch-Hessischen Staatsbahnen. 1900 wurde er Regierungsbaumeister und 1905 Eisenbahnbau- und Betriebsinspektor. Seine hervorragende pädagogische Veranlagung drängte ihn aber schon früh in die akademische Laufbahn. Zunächst Assistent, dann Privatdozent und ab 1908 als etatsmäßiger Professor hat Otzen 27 Jahre lang dem Lehrkörper der Technischen Hochschule Hannover angehört und eine Generation von Bauingenieuren in die Kunst des Brücken und Hochbaus in Stahl, Holz, Beton und Eisenbeton eingeführt. Seit 1919 war er neben seiner Lehrtätigkeit, die sich zuletzt auf den Massivbau beschränkte, Vorstand des Bauingenieur-Laboratoriums. Die 1927–29 erfolgte Errichtung des Erweiterungsbaus der Technischen Hochschule Hannover gab Otzen Gelegenheit, dem Bauingenieur-Laboratorium nicht nur angemessene Räumlichkeiten zu verschaffen, sondern es auch zu einem leistungsfähigen und vorbildlichen Institut auszugestalten.

Otzen verstand es meisterhaft auch schwierigere Probleme anschaulich und leichtfaßlich darzustellen und dem Verständnis der Studierenden nahe zu bringen.

Seine im Unterricht gewonnenen Erfahrungen fanden u. a. ihren Niederschlag in seinen „Praktischen Winken zum Studium der Statik“ und in seinem „Massivbau“. Ein großes Verdienst um die Bauingenieurwissenschaft hat sich Otzen durch die Herausgabe der „Handbibliothek für Bauingenieure“ erworben, die in gedrängter Darstellung das gesamte Wissensgebiet des Bauingenieurs umfaßt.

Sein Schaffensdrang und starke organisatorische Begabung ließen Otzen auch außerhalb seines engeren Fachgebiets führend Einfluß nehmen. Schon seit langem erkannte Otzen die Not-

wendigkeit eines besonderen, den Bedürfnissen des Kraftwagenverkehrs angepaßten Straßennetzes und trat mit dem ganzen Gewicht seiner starken Persönlichkeit für diesen Gedanken ein. So war er seit 1924 zweiter Vorsitzender der „Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau“ in Berlin-Charlottenburg und erster Vorsitzender des dank seiner Initiative 1926 ins Leben gerufenen „Vereins zur Vorbereitung der Autostraße Hansestädte-Frankfurt-Basel“ (Hafraba). Zur Durchführung von Forschungen auf dem Gebiete des Automobilstraßenbaus, besonders hinsichtlich der Baustofffragen gliederte er 1927 dem Bauingenieur-Laboratorium Hannover eine Straßenbauforschungsstelle an.

Otzens erfolgreiche Forschungsarbeit auf dem Gebiete der Materialprüfung und seine großen organisatorischen Fähigkeiten fanden 1931 sichtbare Anerkennung durch die ehrenvolle Berufung an die Spitze des Staatlichen Materialprüfungsamts in Berlin. Kurz danach zeichnete ihn die Technische Hochschule Hannover, deren Rektor er von 1913 bis 1915 gewesen ist, auf einstimmigen Vorschlag der Fakultät für Bauwesen durch Verleihung der Ehrendoktorwürde aus.

Die Neugestaltung des Deutschen Reichs stellte auch das Materialprüfungswesen vor die Frage der Umformung und des Neuaufbaus. Mitten aus weittragenden Plänen hat der Tod den Präsidenten der größten Deutschen Materialprüfungsanstalt abberufen.

Otzen war eine starke, aufrechte, zielsicher ihren Weg gehende Persönlichkeit, ein gerechter und wohlwollender Vorgesetzter, ein allem schulmeisterhaften abholder Lehrer, ein stets hilfsbereiter Kollege und väterlicher Freund der Studierenden. Die Gefolgschaft seines großen Amtes, seine Kollegen in Hannover und Charlottenburg und viele Hunderte früherer Studierender stehen in dankbarem Gedenken und aufrichtiger Trauer neben seiner tiefgebeugten Gattin und seinen Kindern an seiner Bahre.

G a e d e, Hannover.

