

AUSBILDUNG VON ROHREN UNTER HOHEM ÄUSSEREN WASSERDRUCK.

Von Dr.-Ing. Ernst Kohl, Privatdozent a. d. Techn. Hochschule, Hannover.

Übersicht. Es wird angegeben, wie dünnwandige Eisenrohre unter hohem Außendruck durch Quer- und Längsaussteifungen gegen Einbeulen gesichert werden können. Weiter wird die Berechnung dickwandiger Rohre auf Grund der Elastizitätstheorie mitgeteilt.

Die Anregung zu den nachstehenden Ausführungen wurde durch die dem Verfasser seitens der Harzwasserwerke vorgelegte Frage über die Ausbildung der Entnahmerohre für die Odertalsperre gegeben. Von seiten der Bauleitung der Harzwasserwerke wurde der Vorschlag gemacht, an Stelle von dickwandigen Eisenbetonrohren, wie sie bei der Sösesperre ausgebildet sind, Eisenrohre mit Betonummantelung zu wählen, wobei anzunehmen war, daß infolge des hohen Wasserdruckes der Beton durchdrungen und der Druck unmittelbar auf das Eisenrohr zur Wirkung kommen würde, während die gleichzeitig wirkende Erdauflast von dem Betonmantel aufgenommen werden sollte. Es war vorgesehen, die Eisenrohre durch eine große Anzahl fachwerkartiger Ringe auszusteiern, die aus Rundstählen gebildet an das Rohr angeschweißt und in einen Betonmantel eingebettet werden sollten (Abb. 1).

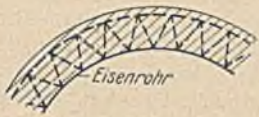


Abb. 1. Eisenrohr mit Fachwerk-ringen in Beton.

Da die Frage der Ausbildung von Rohren unter hohem Außendruck praktisch von Bedeutung ist, sollen die dabei zu beachtenden Gesichtspunkte hier angedeutet werden. Als Beispiel mögen dabei die Verhältnisse betrachtet werden, wie sie bei der Odertalsperre vorliegen, nämlich: lichter Rohrdurchmesser 250 cm, Außendruck 6,6 at bei Vakuum im Rohr.

Wenn außer einem gleichmäßigen Außendruck (Wasserdruck) noch eine Erdauflast auf das Rohr wirkt, wird man zweckmäßig, um die Unsicherheit in der Annahme der Verteilung der äußeren Kräfte über den Umfang zu umgehen, die letztere durch eine von dem Rohrkörper getrennte Konstruktion (Gewölbe) aufzunehmen suchen, so daß lediglich der Wasserdruck auf das Rohr wirkend angenommen werden kann. Die Konstruktion ist so auszuführen, daß jedes Bauglied auch mit Bestimmtheit die ihm zugewiesene Funktion erfüllt. Damit das zur Aufnahme der Erdauflast bestimmte Bauglied nicht auch durch den Wasserdruck belastet wird, sind in ausreichendem Maße Trennungsfugen anzuordnen, um den Wasserdurchtritt zu gewährleisten. Das Rohr selbst steht dann bei im Verhältnis zum Rohrdurchmesser großen Druckhöhen unter ziemlich gleichmäßigem Druck, wenn von dem Druckunterschied zwischen Rohrscheitel und -sohle zunächst abgesehen wird.

Zur Beurteilung der erforderlichen Wandstärke des Rohres ist zu bemerken, daß die statisch ermittelten inneren Spannungen keinen Anhalt geben, da eine Stabilitätsaufgabe vorliegt. Ist s die Wandstärke und r der Radius des Rohres, und ist s klein im Verhältnis zu r (dünnwandige Rohre), so ist die auftretende

Druckspannung in der Blechhaut $\sigma = -p \frac{r}{s}$. Bei den oben angegebenen Verhältnissen, $r = 125$ cm und $p = 6,6$ at Überdruck, ist z. B., wenn die Blechstärke $s = 10$ mm beträgt, $\sigma = -125 \cdot 6,6 = -825$ kg/cm². Die errechnete Druckspannung ist also gering, läßt jedoch nicht irgendwelche Schlüsse für die Wahl der Wandstärke zu.

Bezeichnet p_k den kritischen äußeren Druck, bei welchem Einbeulen des Rohres eintritt, ist ferner $E = 2\,000\,000$ kg/cm²

der Elastizitätsmodul des Eisens, J das Trägheitsmoment der Wand für 1 cm Länge, also $J = \frac{s^3}{12}$, so ist für ein unendlich langes Rohr der kritische Druck¹

$$(1) \quad p_k = \frac{E}{4} \left(\frac{s}{r} \right)^3$$

d. h. bei

$$p_k = \frac{2\,000\,000}{4} \left(\frac{1}{125} \right)^3 = 0,256 \text{ at}$$

äußerem Überdruck würde in dem betrachteten Fall das Rohr bereits einbeulen, wobei die statisch ermittelte Druckspannung sich zu nur $\sigma = -0,256 \cdot 125 = -32$ kg/cm² (!) ergibt.

Querversteifungen.

Durch Anordnung von Versteifungsringen läßt sich nun der kritische Druck erhöhen. In einer grundlegenden Arbeit² über den Einbeulungsdruck eines kreisförmigen Rohres von der Länge l (in cm) findet R. v. Mises den kritischen Druck

$$(2) \quad p_k = \frac{E \frac{s}{r}}{(n^2 - 1) \left[1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2 \right]^2} + \frac{E}{12} \cdot \frac{m^2}{(m^2 - 1)} \left(\frac{s}{r} \right)^3 \left[n^2 - 1 + \frac{2 n^2 - (m + 1)}{1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2} \right];$$

oder

$$(2a) \quad p_k = \frac{E \frac{s}{r}}{(n^2 - 1) \left[1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2 \right]^2} + 0,09 E \left(\frac{s}{r} \right)^3 \left[n^2 - 1 + \frac{2 n^2 - 1,3}{1 + \left(\frac{n l}{\pi r} \right)^2} \right];$$

wenn die Poissonsche Konstante $m = \frac{10}{3}$ gesetzt wird. Darin bedeutet n diejenige Anzahl der Wellen am Kreisumfang infolge eintretender Formänderungen, welche p_k zu einem Kleinstwert macht. Für $l = \infty$ geht aus dieser Gleichung mit $n = 2$ die Formel (1) hervor, wenn $m = \infty$ gesetzt wird. Wieder auf die angegebenen Verhältnisse angewandt wird z. B.

$$\text{für } l = 2r = 250 \text{ cm, } s = 1 \text{ cm (1,25 cm)}$$

$$\begin{aligned} p_k &= 8,026 \text{ at (11,84) mit } n = 5 \\ &= 5,5 \quad \text{„ (7,43) } \quad \text{„ } n = 6 \\ &= 5,6 \quad \text{„ (10,4) } \quad \text{„ } n = 7 \end{aligned}$$

¹ S. z. B. Föppl, Drang und Zwang I, § 12.

² R. v. Mises, Der kritische Außendruck zylindrischer Rohre. Z. d. VDI. Bd. 58 (1914), S. 750. (S. a. Föppl, Drang und Zwang II, § 114).

für $l = r = 125 \text{ cm}$, $s = 1 \text{ cm}$ (1,25 cm)

$$\begin{aligned} p_k &= 11,86 \text{ at} \quad (20) \quad \text{mit } n = 8 \\ &= 11,3 \quad \text{,,} \quad (20,48) \quad \text{,,} \quad n = 9 \\ &= 12,17 \quad \text{,,} \quad (22,8) \quad \text{,,} \quad n = 10 \end{aligned}$$

für $r = \frac{\pi}{4} r = \text{rd. } 98 \text{ cm}$, $s = 1 \text{ cm}$ (1,25 cm)

$$\begin{aligned} p_k &= 266 \text{ at} \quad \text{mit } n = 4 \\ &= 18,32 \quad \text{,,} \quad (28,62) \quad \text{,,} \quad n = 8 \\ &= 15,26 \quad \text{,,} \quad (26) \quad \text{,,} \quad n = 9 \\ &= 14,72 \quad \text{,,} \quad (26,56) \quad \text{,,} \quad n = 10 \\ &= 15,5 \quad \text{,,} \quad \text{,,} \quad n = 11 \\ &= 16,96 \quad \text{,,} \quad (32,3) \quad \text{,,} \quad n = 12 \end{aligned}$$

Die in Klammern angegebenen Werte von p_k gelten für eine Blechstärke der Rohrwandung von 12,5 mm. Daraus ist ersichtlich, daß mit zunehmender Blechstärke der kritische Druck stark anwächst. Wird der Abstand der Versteifungsringe mit 98 cm festgelegt, so ist

bei $s = 1 \text{ cm}$: $p_k = 14,72 \text{ at}$, somit die Sicherheit gegen Einbeulen $\frac{14,72}{6,6} = 2,23$;

bei $s = 1,25 \text{ cm}$: $p_k = 26 \text{ at}$, somit die Sicherheit gegen Einbeulen $\frac{26}{6,6} = \text{rd. } 4$.

Es wird sich mit Rücksicht auf Ungleichheiten in der Wandstärke und in den Schweißnähten nicht empfehlen, mit der Sicherheit allzu weit herunterzugehen, da eine Differenz von nur Bruchteilen von mm in der Blechstärke bereits von großem Einfluß auf p_k ist. Die in dem genannten Aufsatz von R. v. Mises angeführten Versuchsergebnisse haben z. T. einen um rd. 25% geringeren kritischen Druck ergeben.

In diesem Zusammenhang möge noch auf den von R. Mayer³ angegebenen Wert für den kritischen Druck hingewiesen werden:

$$(3) \left\{ \begin{aligned} p_k &= \frac{E}{4} \left(\frac{s}{r} \right)^3 \left[1 + \frac{1}{9} \left(\frac{\pi r}{l} \right)^4 \right] \\ &\text{bei frei drehbaren Enden der Längsfasern;} \\ p_k &= \frac{E}{4} \left(\frac{s}{r} \right)^3 \left[1 + \frac{9}{16} \left(\frac{\pi r}{l} \right)^4 \right] \\ &\text{bei vollkommener Einspannung der Längsfasern.} \end{aligned} \right.$$

Die Gleichung (2) ist abgeleitet für die Randbedingung verschwindender Radialverschiebung an den Rohrenden, wäre also mit der ersten Gleichung (3) zu vergleichen. Je nach den Verhältnissen treten jedoch ganz erhebliche Unterschiede in den Werten für p_k auf. Diese sind darin begründet, daß in der Entwicklung von R. Mayer einerseits die Zahl der Wellen, in die das Rohr einzu-beulen sucht, von vornherein mit $n = 2$ festgelegt ist (Knicklinie des Kreisringes $y = y_0 \cos 2\varphi$) und andererseits nur die Biegun-sspannungen, nicht aber die Normalspannungen und -dehnungen berücksichtigt werden. Der Einfluß dieser letzteren kommt in der Formel von v. Mises in dem ersten Glied (proportional s) zum Ausdruck und ist u. U. recht bedeutend, ja überwiegt je nach den Abmessungen sogar den Betrag des zweiten Gliedes.

Es bleibt noch zu untersuchen, ob gegen Einbeulen des Rohres mit den Versteifungsringen als ganzes genügende Sicherheit vorhanden ist. Der kritische Druck ist in diesem Fall (unendlich langes Rohr!)

$$(4) \quad p_k = \frac{3 E J_1}{1 r_1^3}$$

³ R. Mayer-Mita, Die Berechnung dünnwandiger ovaler (im besonderen elliptischer) Röhren gegen gleichförmigen Normaldruck. Z. d. VDI. Bd. 58 (1914), S. 649.

wenn r_1 den Radius des Aussteifungsringes bezeichnet und J_1 das Trägheitsmoment des Querschnittes des Aussteifungsringes mit zugehörigem Querschnitt des Rohres $s \cdot l$ ist. Wird in unserm Beispiel für den Ring I NP 14 mit $F = 18,3 \text{ cm}^2$ und $J = 573 \text{ cm}^4$ gewählt, so ist, wenn für J_1 nur das Trägheitsmoment des Ringquerschnittes eingesetzt wird, $p_k = 14,9 \text{ at}$, bzw. wenn das Trägheitsmoment des Ring- und Mantelquerschnittes eingesetzt wird, $p_k = \text{rd. } 38 \text{ at}$. Somit ist leicht ausreichende Sicherheit gegen Einbeulen des Rohres als ganzes zu erreichen, zumal wenn die Versteifungsringe noch in einen Betonmantel gebettet und verankert werden, so daß Einbeulen nicht ohne Zerstörung des Betons möglich ist.

Längsversteifungen.

Bisher ist die Annahme gemacht, daß ein gleichmäßiger Außendruck auf die Rohrwandung wirkt. in Wirklichkeit ist bei Wasserdruck zwischen Rohrscheitel und -sohle ein Druckunterschied von $\frac{d}{10} \text{ at}$ ($d =$ Durchmesser in m) vorhanden.

Um dem Rechnung zu tragen, kann die Sicherheit gegen Einbeulen weiter erhöht werden durch Aussteifungen in Richtung der Erzeugenden des Kreiszyinders. Um den Einfluß der Längsversteifungen auf den nach v. Mises berechneten kritischen Druck zu beurteilen, könnte man etwa so schließen: Durch die Längsaussteifungen wird die Zahl der Wellen, in die das Kreisrohr einzu-beulen strebt, gewissermaßen erzwungen zu einem Vielfachen der Aussteifungen, so daß der kritische Druck p_k aus der Formel (2) für ein bestimmtes n zu ermitteln ist und nicht mehr für dasjenige n , welches den kleinsten Wert p_k ergibt. Würden etwa acht Längsaussteifungen gewählt, so würde p_k für $n = 4, 8, 12$ zu bestimmen sein. Bei dem betrachteten Beispiel würde also nach den oben mitgeteilten Werten der kritische Druck $p_k = 266$ oder 18,32 oder 16,96 at und unter diesen natürlich wieder der kleinste Wert zur Beurteilung der Sicherheit in Frage kommen. Tatsächlich wird eine größere Steifigkeit erzielt, da durch die Längsaussteifungen die Formänderung auch in dieser Richtung einer Beschränkung unterworfen wird. Für die Längsaussteifungen können Flacheisen hochstehend gewählt werden, die an die Rohrwandung und an die Aussteifungsringe angeschweißt und gegebenenfalls auch im Betonmantel verankert werden. Das auf diese Weise versteifte Rohr erhält auch ohne Betonummantelung eine hohe Steifigkeit, wie sie schon mit Rücksicht auf die Bauausführung erwünscht ist.

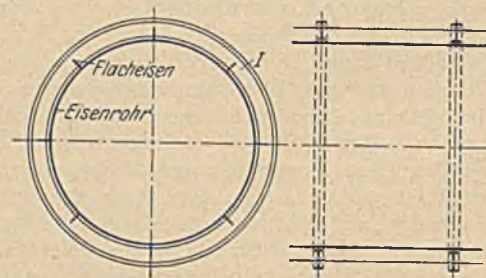


Abb. 2. Eisenrohr mit Quer- u. Längsversteifungen.

Wandstärke dickwandiger Betonrohre.

Als Vergleich hierzu möge noch die Wandstärke angegeben werden, die etwa ein Betonrohr unter dem gleichen Außendruck erhalten müßte. Die auftretenden Spannungen sind mit den Bezeichnungen der Abb. 3 nach der Elastizitätstheorie:

$$(5) \left\{ \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{p_a (a^2 i^2 - r^2 a^2)}{r^2 (a^2 - i^2)} \\ \sigma_\varphi &= - \frac{p_a (a^2 i^2 + r^2 a^2)}{r^2 (a^2 - i^2)} \end{aligned} \right.$$



Abb. 3. Rohr unter gleichmäßigem Außendruck.

Wird die Wandstärke zu 30 cm gewählt, $a = 155$ cm, $i = 125$ cm, Deren Lösung ergibt:
so sind die Spannungen mit $p_a = 6,6$ at:



Abb. 4.
Rohr unter Erddruck.

an der Außenseite

$$\begin{aligned}\sigma_r &= -p_a, \\ \sigma_\varphi &= -p_a \frac{a^2 + i^2}{a^2 - i^2} = -4,72 p_a \\ &= -31 \text{ kg/cm}^2;\end{aligned}$$

an der Innenseite

$$\begin{aligned}\sigma_r &= 0, \\ \sigma_\varphi &= -p_a \frac{2 a^2}{a^2 - i^2} = -5,72 p_a \\ &= -37,7 \text{ kg/cm}^2.\end{aligned}$$

$$A_0 = \frac{1}{2} p \frac{a^2 i^2}{a^2 - i^2}, \quad 2 C_0 = -\frac{1}{2} p \frac{a^2}{a^2 - i^2},$$

$$A_2 = \frac{9 p a^4}{4 N} (a^6 i^2 + 3 a^2 i^6 - 4 i^8),$$

$$B_2 = \frac{9 p a^4}{4 N} (a^4 - i^4) a^2 i^6,$$

$$C_2 = \frac{18 p a^4}{4 N} (i^2 - a^2) i^4,$$

$$D_2 = \frac{18 p a^4}{4 N} (i^6 - a^6) i^4,$$

wenn N die Nennerdeterminante ist:

$$N = 9 a^2 i^2 (a^8 + i^8 + 6 a^4 i^4 - 4 a^6 i^2 - 4 a^2 i^6).$$

Beispiel:

Bei der Odersperre steigt die Erdauflast bis zu rd. 50 m an. Rechnet man nur mit 25 m und dem Raumgewicht 2 t/m³, so ist $p = 5$ kg/cm² einzusetzen. Bei einer Wandstärke von 75 cm, $a = 200$ cm, $i = 125$ cm würde

für $r = a$

$$\sigma_\varphi = (-1,14 - 4,52 \cos 2\varphi),$$

also

$$\sigma_\varphi = -5,66 p = -28,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \varphi = 0^\circ \text{ und } 180^\circ,$$

$$\sigma_\varphi = +3,38 p = +16,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \varphi = 90^\circ;$$

für $r = i$

$$\sigma_\varphi = (-1,64 + 9,58 \cos 2\varphi),$$

also

$$\sigma_\varphi = +7,94 p = +39,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \varphi = 0^\circ \text{ und } 180^\circ,$$

$$\sigma_\varphi = -11,22 p = -56,1 \text{ kg/cm}^2 \text{ für } \varphi = 90^\circ.$$

Hierzu käme noch die Beanspruchung aus gleichmäßigem Wasserdruck nach Gl. (5) mit $\sigma_\varphi = -6,6 \frac{2 \cdot 200^2}{200^2 - 125^2} = -21,7$ an der Innenseite des Rohres, so daß sich selbst bei 75 cm Wandstärke noch eine Druckspannung von 77,8 kg/cm² ergeben würde. Die Normalspannungen σ_r und Schubspannungen τ sind von untergeordneter Bedeutung. Durch Annahme eines seitlichen Erddrucks würde das Ergebnis natürlich je nach der Größe dieses Druckes u. U. bedeutend günstiger; durch Überlagerung eines zweiten Spannungszustandes nach Art der Gleichung (6) läßt sich der Einfluß der Seitenkraft leicht ermitteln. Soviel scheint jedenfalls nach dieser Rechnung sicher zu sein, daß es zweckmäßig ist, auch bei Ausbildung der Rohre in Beton die vorhandene Erdauflast durch eine besondere Konstruktion aufzunehmen.

Besonders ungünstig werden die Verhältnisse, wenn auch die Erdauflast von dem Rohrkörper mit aufgenommen werden soll. Wird aus Sicherheitsgründen von einem waagerechten Erddruck völlig abgesehen und die Belastung des Rohres aus Erdauflast nach Abb. 4 angenommen, so lassen sich die Spannungen im Kreisring mit folgendem Ansatz ermitteln:

$$(6) \begin{cases} \sigma_r = A_0 r^{-2} + 2 C_0 + \cos 2\varphi (-2 A_2 - 6 B_2 r^{-4} - 4 D_2 r^{-2}); \\ \sigma_\varphi = -A_0 r^{-2} + 2 C_0 + \cos 2\varphi (+2 A_2 + 6 B_2 r^{-4} + 12 C_2 r^2); \\ \tau = \sin 2\varphi (+2 A_2 - 6 B_2 r^{-4} + 6 C_2 r^2 - 2 D_2 r^{-2}). \end{cases}$$

Darin sind die Konstanten A, B, C, D so zu bestimmen, daß die Randbedingungen für $r = a$ und $r = i$ erfüllt werden. Die auf das Randelement wirkende Belastung p wird zerlegt in die Komponenten normal und tangential zum Rande:

$$(7) \begin{cases} p_r = p \cos^2 \varphi = p \left(\frac{1}{2} + \frac{1}{2} \cos 2\varphi \right) = -(\sigma_r)_{r=a}; \\ p_t = p \sin \varphi \cos \varphi = p \frac{1}{2} \sin 2\varphi = (\tau)_{r=a}. \end{cases}$$

Durch Gleichsetzen entsprechender trigonometrischer Terme ergeben sich dann folgende sechs Gleichungen zur Bestimmung der Konstanten:

$$(1) \quad A_0 a^{-2} + 2 C_0 = -\frac{1}{2} p,$$

$$(2) \quad A_0 i^{-2} + 2 C_0 = 0,$$

$$(3) \quad 2 A_2 + 6 B_2 a^{-4} + 4 D_2 a^{-2} = \frac{1}{2} p,$$

$$(4) \quad 2 A_2 + 6 B_2 i^{-4} + 4 D_2 i^{-2} = 0,$$

$$(5) \quad 2 A_2 - 6 B_2 a^{-4} + 6 C_2 a^2 - 2 D_2 a^{-2} = \frac{1}{2} p,$$

$$(6) \quad 2 A_2 - 6 B_2 i^{-4} + 6 C_2 i^2 - 2 D_2 i^{-2} = 0.$$

WIRKUNGEN DES ERDBEBENS IN NICARAGUA AUF INGENIEURBAUWERKE.

Von Dipl.-Ing. Franz Hofweber, Managua, Nicaragua.

Übersicht: Allgemeine Angaben über die örtlichen Bauverhältnisse; zugrunde gelegte Annahmen für Berechnung und Konstruktion. Beschreibung der Erdbebenwirkung an verschiedenen Bauten. Anregungen für künftige Stützen-Ausbildung in Erdbebenländern.

Das furchtbare Erdbeben vom 31. März 1931, vormittags 10,25, das die Stadt Managua innerhalb weniger Sekunden vollständig zerstörte und im Verein mit der nachfolgenden Feuersbrunst Tausende von Menschen unter den Trümmern begrub oder obdachlos machte, hat dem Konstrukteur von Eisenbetonbauten in Erdbebenländern mit unerbittlicher Deutlichkeit gezeigt, auf welche Hauptpunkte es zukünftig bei deren Konstruktion ankommen wird.

Im folgenden versuche ich, die gemachten Erfahrungen der Fachwelt bekanntzugeben. Eingangs muß ich auf die Umstände hinweisen, unter denen die nachstehend beschriebenen Bauwerke entstanden sind. Es ist einleuchtend, daß die hiesigen Verhältnisse nicht unmittelbar mit denen Europas verglichen werden können. In der Auswahl der Mittel ist man hier sehr beschränkt, auch fehlt es vollständig an geschulten Arbeitskräften. Wenn sich auch der Indianer bei geeigneter Behandlung als willig und sehr intelligent erwiesen hat, und eine leichte Auffassungsgabe bemerkenswert ist, so fehlt ihm doch das tiefere Verständnis und das Verantwortungsgefühl, das drüben im allgemeinen Gemeingut der geschulten Bauhandwerker ist. Die Arbeitsleistung ist gering; es hat sich aber gezeigt, daß raschere, — aber nicht bessere — Leistungen durch Einführung von Akkordlöhnen erzielt werden können.

Der Begriff Eisenbeton ist hier auch in gebildeten Kreisen ein höchst unklarer; so manches wird hier als „cemento armado“ bezeichnet, was mit dieser Konstruktionsart überhaupt nichts zu tun hat. Ich beschränke mich daher auf Ausführungen, an denen ich selbst wesentlich beteiligt war.

In Anbetracht der Tatsache, daß ein Katastrophen-Erdbeben seit Menschengedenken hier nie vorgekommen ist und man nur an unbedeutende, wenig Schaden anrichtende Beben gewöhnt war, glaubte ich mich berechtigt, sämtliche Konstruktionen nach den in Deutschland und in der Schweiz geltenden Vorschriften — also ohne Erdbebenzuschläge — zu bemessen. Eine Ausnahme bilden lediglich die Fundamente, welche ich — auch des wenig zuverlässigen alluvialen Baugrundes wegen — durchweg als biegungsfeste Eisenbetongurte ausgebildet habe, derart, daß das ganze Eisenbeton-Skelett eines Baues auf einem Trägerrost ruht, der für die durch die Stützen auf den Baugrund übertragenen Lasten dimensioniert ist. Es hat sich diese Gründungsart hervorragend bewährt, keine einzige Konstruktion verschob sich aus der vertikalen Lage; nur an einzelnen Bauten konnte eine geringe gleichmäßige Setzung nachgewiesen werden.

Bevor ich das Verhalten einzelner Bauwerke schildere, möchte ich allgemein feststellen, daß keine einzige Eisenbetondecke, weder Platten noch Unterzüge, irgendwelche Schäden aufweisen; man könnte demnach annehmen, daß Erdbebenzuschläge für die Dimensionierung dieser Konstruktionsteile wohl unterbleiben könnten. Bemerken muß ich, daß die Bemessung sehr sorgfältig und die Stabaufbiegungen den Schubdiagrammen und den negativen Momenten entsprechend erfolgten.

Das Hauptaugenmerk muß sich künftig auf die Ausbildung der Stützen, besonders aber auf die Stützenanschlüsse konzentrieren; hier hat die Erfahrung gelehrt, daß diese in den meisten Fällen nicht durch Überschreiten der Druck- oder Biegungsfestigkeiten, sondern hauptsächlich durch Scherkräfte quer zur Achse Schaden litten, und zwar haben beinahe ausschließlich nur Stützen der untersten Geschosse (mit den geringsten Bewehrungsprozenten) Scherrisse aufzuweisen. Diese zumeist waagerechten Risse traten am Voutenanschluß der Träger und — bedeutend weniger — am Stützenfuß auf. Es muß hier auf

die Art der Herstellung hingewiesen werden, die wohl mit dazu beigetragen hat, diese Risse zu begünstigen. Alle Stützen wurden gewöhnlich bis zum Voutenanschluß der Träger betoniert. Es verging dann oft einige Zeit, bis die anschließenden Unterzüge und Platten gegossen wurden, so daß bei der nicht gerade großen Zuverlässigkeit der Arbeiter eine gute Verbindung nicht überall gewährleistet war. Für stützende Bauglieder werden jedenfalls in Zukunft Erdbebenzuschläge nach dem im „Testo Unico“ vom August 1917 gegebenen Vorschriften nicht unberücksichtigt bleiben dürfen.

Wie eingangs erwähnt, ist man in der Auswahl der Mittel auf das im Lande Vorhandene angewiesen. Als Betonkies wurden vulkanische Schlacken bräunlichroter Farbe verwendet, die in der Umgebung Managuas überall anzutreffen sind. Dieses Material hat den Vorteil, daß es in der für den Beton nötigen Größenordnung direkt an Geröllhalden gewonnen werden kann, also keine Zerkleinerung erfordert. Daneben wurde auch ein basaltähnliches Gestein verarbeitet, daß in größeren Brocken gebrochen und mittels eines Steinbrechers zerkleinert worden ist. Vor allem fehlt hier das rundliche Kiesmaterial, wie es drüben in jedem Fluß in ausgiebiger Weise vorhanden ist. Die vulkanischen Schlacken bedingen durch ihre unregelmäßige Oberflächenbeschaffenheit einen größeren Zementverbrauch. Der Sand wird am Seeufer gewonnen, fühlt sich sehr fein an und entbehrt jeden harten Korns; er findet sich mehr oder weniger mit erdigen Bestandteilen untermischt, seltener ganz rein.

Die verwendeten Zemente waren schwedischer und deutscher Herkunft.

In gedrängter Form gehe ich nun dazu über, die Erfahrungen an einzelnen Bauwerken darzustellen. Ich möchte noch bemerken, daß sämtliche photographischen Aufnahmen nach der Katastrophe hergestellt worden sind.

Geschäfts- und Wohnhaus der Firma Dreyfus & Co. (Abb. 1). Architekt und Unternehmer Pablo Dambach. Geschoßhöhen 5 m und 4 m, mit aufgesetztem Aussichtspavillon. Spannweiten durchschnittlich 6 m und 5,55 m.



Abb. 1. Haus Dreyfus.

Ausfüllmauern in Zementsteinen (Vollformat $47 \cdot 23 \cdot 11\frac{1}{2}$ cm, Hohlformat $47 \cdot 24 \cdot 23$ cm). Während in dem oberen Geschoß mit Ausnahme von leichten Putzabspregungen längs der Begrenzungslinien von Unterzügen und Wänden überhaupt keine Schäden aufgetreten sind, zeigten sich an einigen Stützen des unteren Geschosses am Voutenansatz der Unterzüge horizontale Scherrisse mit Putzabspregungen; bei einem Innenpfeiler von $32 \cdot 32$ cm Querschnitt und einer Armierung

von $2 \varnothing \frac{3}{4}'' + 2 \varnothing 1''$ trat sogar eine Zertrümmerung des Pfeilerkopfes auf etwa dreißig Zentimeter ein. Die Bügel wurden abgesprengt, die Längseisen erlitten eine Stauchung (Abb. 2). Trotz dieser bedenklichen Zerstörungserscheinung

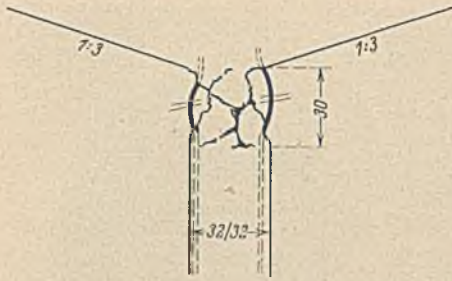


Abb. 2. Zertrümmerter Stützenkopf.

senkte sich die Konstruktion an dieser Stelle um nur $1 \frac{1}{2}$ cm. Der darüber liegende Hauptträger mit den anschließenden Vouten hat sich als sehr steif erwiesen und zeigte nicht die geringsten Beschädigungen. Die fragile Stelle wurde kurz nach der Katastrophe sorgfältig abgesprießt, der zertrümmerte Stützenkopf entfernt und die ganze Stütze bis Plattenunterkante neu ummantelt (unter Anwendung von acht Längseisen $\varnothing 25$ mm und kräftiger Bügel). Zu erwähnen ist, daß ein anderer symmetrischer Pfeiler, der genau die gleiche rechnermäßige Last zu tragen hatte, vollständig unversehrt blieb. — Die Ausfüllmauern wiesen in ungefähr halber Höhe horizontale durchgehende Risse auf. Diese Zementsteinwände sind hier nicht der geeignete Ausfüllstoff für Eisenbetonskelette. Es zeigte sich, daß sie sich bei den ersten Erdstößen von der Konstruktion lösten (vgl. Abb. 8) und infolge ihrer großen Gewichte und des ungeheuer rasch wechselnden Richtungssinns der Beschleunigungen vielfach zu Ribbildungen in den Stützen Anlaß gaben.

Man befand sich auch hier in einer gewissen Zwangslage: Die ideale Ausführungsweise wäre wohl das Einziehen der Wände gleichzeitig mit den stützenden Baugliedern in Eisenbeton. Die Kosten sind allerdings ganz erheblich höher. Ein leichteres Ausfüllmaterial, z. B. Backsteine, ist hier in ganz ungenügenden Mengen zu haben; diese werden in etwa 20 km Entfernung von Managua in primitivstem Meilerbetrieb gebrannt und können nur während der Trockenzeit hergestellt werden. — Das ganze Bauwerk setzte sich gleichmäßig um etwa 2 cm. Mischungsverhältnis 1 : 6. Material ungewaschener Basalt.

Ein Warenlager an Stoffen brannte im unteren Stockwerk der Südseite vollständig aus, ohne mehr zu beschädigen als den Putz und die eisernen Rolläden.

Gebäude der Agentur Buick (Abb. 3 his 8): Ein dreigeschossiger Eisenbetonbau mit aufgesetztem Turm, Personen- und Autoelevatoren und mit auf dem flachen Dach eingebautes Schwimmbecken von $9 \cdot 6$ m und 2 m Wassertiefe.

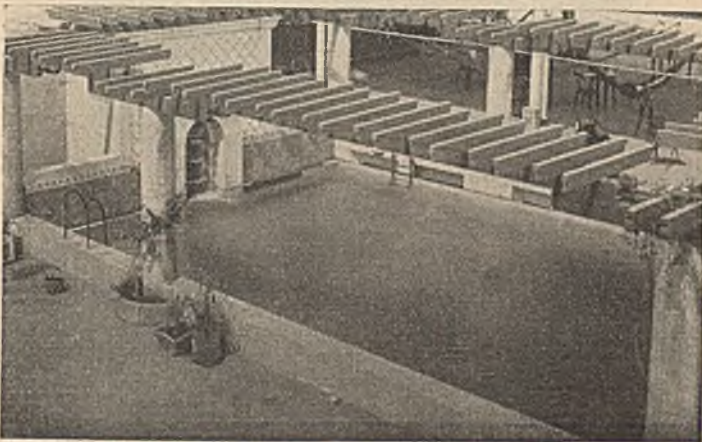


Abb. 3. Gebäude der Buick-Agentur: Das in dem flachen Dach des III. Stockes eingebaute Schwimmbecken. — Der schmale dunkle Streifen an der Wasseroberfläche rührt von heruntergefallenen weißen Emailplättchen her.

Geschoßhöhen 4,50 m, 3,50 m und 3,50 m. Stützweiten des östlichen Teils 6,15 m und 5,90 m, der westlich anschließenden Ausstellungshalle $3 \cdot 9 \cdot 3$ m, Binderentfernung 5 m. Auf dem flachen Dach befinden sich leichte Hallen in Eisenkonstruktion für einen Klub. Ausfüllwände hier ebenfalls in Zement-Voll- und -Hohlsteinen. — Schäden zeigten sich hier auch nur im untersten Geschoß. Das Schwimmbecken, zu dessen Herstellung ganz besondere Sorgfalt verwendet wurde (Mischung 1 : 5, aus-



Abb. 4. Gebäude der Buick-Agentur: Blick in die Reparaturwerkstatt im Erdgeschoß. Die Putzabsprengungen rings um die Säulenköpfe an den Voutenansatzstellen sind deutlich wahrzunehmen.

gesuchtes Material, durchgehende Betonierung), wies gar keinen Rib auf, trotzdem es während der Katastrophe mit Wasser gefüllt war (Abb. 3). — Die Innensäulen des Erdgeschosses im östlichen Teil, $\varnothing 45$ cm stark, mit Ringarmierung 12,5 mm Dmr. (Abstand 5 cm), haben sich als sehr elastisch erwiesen. Sie waren in ihren Bewegungen von keinerlei Mauerwerk gehindert. Zuverlässige Augenzeugen berichteten mir, daß diese Säulen während des Bebens in heftige Schwingungen gerieten und daß der Putz rings um den Säulenkopf an den Voutenansatzstellen sich unter Funkenbildung löste (Abb. 4). Die Fassadenstützen des Erdgeschosses (Querschnitt $40 \cdot 40$ cm) desselben östlichen Teils zeigen horizontale Risse in Höhe Trägerunterkante, auch in Höhe Fensterunterkante, wo die

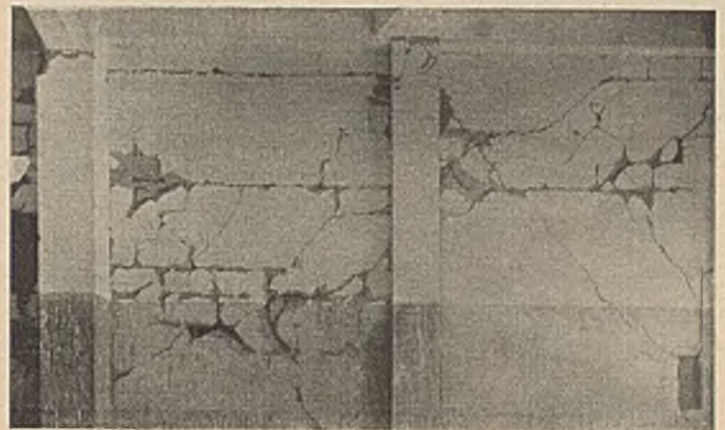


Abb. 5. Gebäude der Buick-Agentur: Zertrümmerungs-Erscheinungen an einer Zementsteinwand des Erdgeschosses. — Auch die Stützenköpfe zeigen Ribbildungen.

Stützen durch die Zementsteinwände an elastischen Bewegungen gehindert waren. Es erwies sich auch hier, wie nachteilig diese (nur zur Ausfachung dienenden) schweren Mauern — einmal aus dem Verbands gelockert — auf die Stützen eingewirkt haben. An verschiedenen Stellen zeigen sich Zertrümmerungserscheinungen der Zementsteine (Abb. 5). Die Eckstützen weisen

ebenfalls beim Trägeranschluß durchgehende Schubrisse auf (Abb. 6). Eine Überbrückung der schadhaften Stellen durch kräftige Ummantelung läßt sich hier nicht umgehen. Auch hier läßt sich eine geringe gleichmäßige Setzung des ganzen Gebäudes nachweisen.

Die als vielfach statisch unbestimmte Stockwerkrahmen-Konstruktion gerechnete Ausstellungs- und Verkaufshalle hat

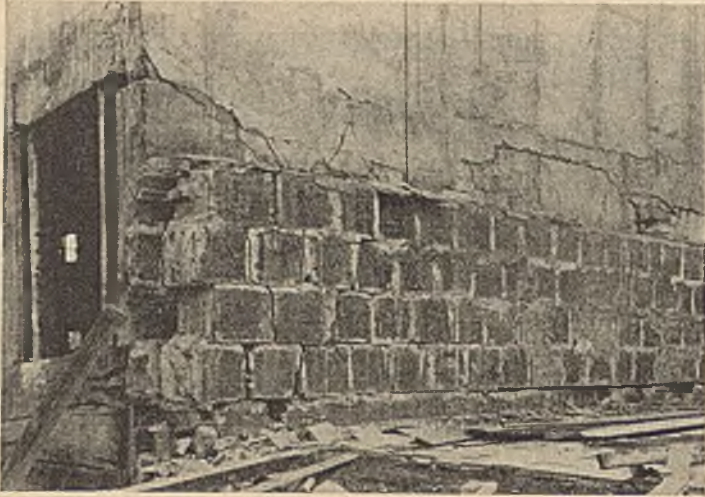


Abb. 6. Gebäude der Buick-Agentur: Rückwand des Gebäudes mit Eingang zum Personenaufzug (noch im Rohbauzustand). — Der beschädigte Eckpfeiler (an Trägerunterkante) ist deutlich zu erkennen; Notstützen sind eingezogen. — Auch Putzabsprengungen sind wahrzunehmen. — Die Sandsteinquader der Mauer im Vordergrund gehören zum Nachbargrundstück.

sich sehr gut gehalten. Die als Gelenke ausgebildeten Stützenfüße haben gearbeitet. Die Fugen öffneten sich an einigen Stellen ein klein wenig.

Die Eisenbetontreppen, die in den oberen Stockwerken an den Unterzügen aufgehängt sind, weisen keine Beschädigungen auf, hingegen sind die im untersten Geschoß bis zum Anschluß an die Eisenbetonkonstruktion in Sandstein (piedra cantera) aufgeführten, auf den Boden aufgesetzten Treppen (Abb. 7) zu Bruch gegangen und müssen vollständig abgetragen werden.

Der beste Beweis dafür, daß das Gebäude in seiner lotrechten Lage geblieben ist, bildet wohl das tadellose Funktionieren des

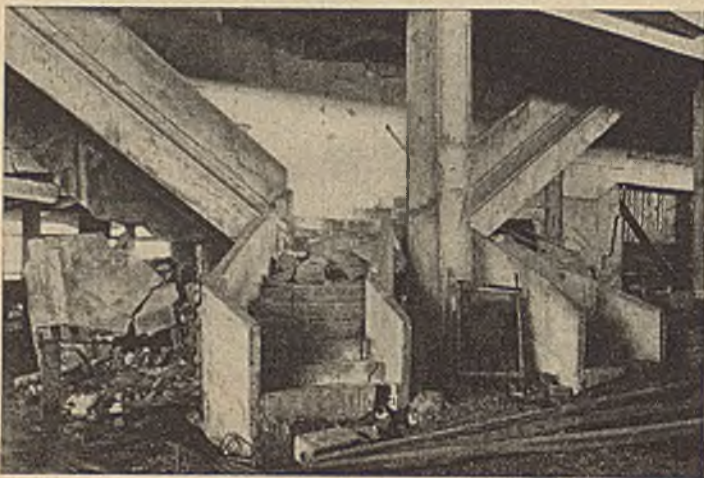


Abb. 7. Gebäude der Buick-Agentur: Die zu Bruch gegangene Sandsteintreppe der Ausstellungshalle (noch im Rohbauzustand). — Die beiden frontal ansteigenden gebrochenen Läufe (in piedra cantera) wurden von der Eisenbetonkonstruktion der zur Galerie führenden Treppe abgesprengt. — In der Mitte Rahmenstütze 40/50 cm. Links auf dem Bilde eine gegen die Türöffnung hin abgesprengte Zementsteinwand; rechts ebenfalls Rißbildungen in der Ausfüllwand.

Lastenaufzugs, der, nachdem die elektrische Stromzuführung wieder in Stand gesetzt war, ohne die geringste Störung weiter seinen Dienst versah. — Mischung war hier 1 : 6, Material ungewaschen.

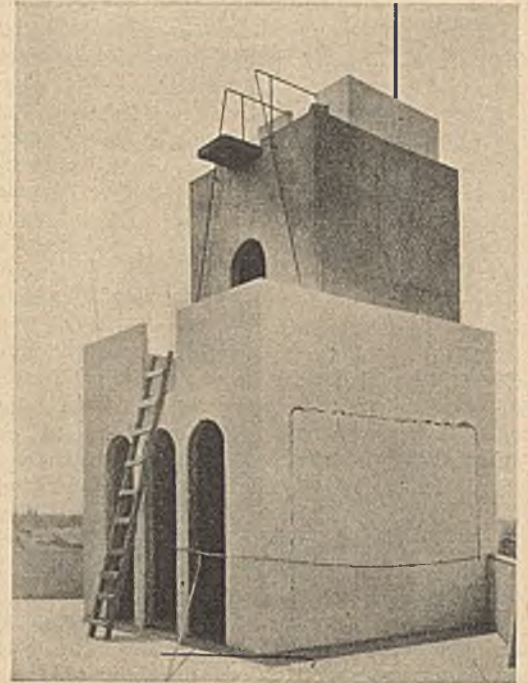


Abb. 8. Gebäude der Agentur Buick: Der aufgesetzte Turm (über der Terrasse des III. Stockes). — Man erkennt die Rißbildung langs der Begrenzung der Zementsteinwand und des Eisenbetonrahmens.

Palacio Municipal von Managua (Abb. 9). (Architekt und Unternehmer Pablo Dambach.) Die Hauptfassade mit den armierten dorischen Hohlsäulen (deren Wandstärken unten 9



Abb. 9. Palacio Municipal (Stadthaus).

bis 13 cm, oben am Plattenansatz 6 bis 9 cm beträgt) weist keinerlei Beschädigungen auf. Der Aufbau über den Säulen ist in Platten und Unterzüge aufgelöst, die mit Streckmetallwänden geschlossen sind. Die beiden Flügelbauten stellen konstruktiv steife geschlossene Querrahmen von rd. 8 · 8,5 m dar, die in Verbindung mit den Längsträgern und der Dachplatte das Eisenbetonskelett bilden. Der Ausfüllstoff für Mauern und Wände bildete im unteren Teil ein Magerbeton, dem Sandsteinbrocken zugesetzt waren, im oberen Teil wurden Streckmetallwände eingezogen. Die Konstruktion blieb intakt, hingegen fielen im großen Saal des Hauptbaues die Stuckdekorationen zum Teil herunter, Streckmetallwände lösten sich von den Befestigungsstellen, die Füllwände zeigen an verschiedenen Stellen Zertrümmerungserscheinungen. Die Mischung war 1 : 6, Material vulkanische Schlacken, größtenteils gewaschen.

Gebäude der „Compañía Cervecera de Nicaragua“—Bierbrauerei (Abb. 10). (Projektverfasser Nathan). In Eisenkonstruktion auf reichlich dimensionierten Blockfundamenten (Eisenpläne und Lieferung der Firma Jucho & Co., Dortmund), deren



Abb. 10. Teilansicht der Bierbrauerei (Eisenkonstruktion).

Montage und Ausführung ich im Jahre 1928 leitete, hat, mit Ausnahme einiger gebrochener Rohrleitungen, kaum gelitten. Die Decken sind Steineisendecken, die Wände sind in Beton 1 : 6 ausgeführt, entsprechend den im allgemeinen verwendeten Profilstärken der Stützen (Grey-Profil 16) sind diese 16 cm stark, mit Rundeisen, 8 und 10 mm Dmr., an der Konstruktion verankert. Es haben sich zwar auch Risse gebildet, die aber belanglos sind. — Durch die heftigen Erschütterungen löste sich zum Teil die Dachhaut (Asbest- und Zinkblechplatten).

Der Vorteil der Eisenkonstruktionen in tropischen Erdbebenländern liegt in der Hauptsache wohl darin, daß man von der Qualität der Arbeit unabhängiger ist.

Garage „Ford“ Managua (Abb. 11). (Architekt und Ausführung Norbert Silva). Erdgeschoß aus Eisenbeton (Stockwerkshöhe 4,50 m), oberer Stock in Holzfachwerk mit Doppelwänden aus



Abb. 11. Garage „Ford“: Die Abschlußmauer über dem Ziegeldach im Vordergrund veranschaulicht die landesübliche „Taquezal“-Bauweise.

Streckmetall verkleidet, die Abschlußwände sind in „Taquezal“-Bauweise hergestellt. Es ist dies eine landesübliche Konstruktionsart, die sich für kleine Häuser gar nicht schlecht bewährt hat. Zwischen je zwei Holzpfosten werden weitere Vertikalhölzer derart eingezogen, daß sie oben und unten mit Horizontalhölzern verzapft werden; hierauf werden im Abstand von etwa 6 bis 12 cm beiderseits horizontale Holzlatten genagelt, das Ganze wird mit Lehm oder Sandsteinbrocken aufgefüllt und die so hergestellte Mauer wird auf beiden Seiten mit Kalkmörtel zugestrichen.

Im Erdgeschoß waren die Eisenbetonwände direkt an die Stützen angeschlossen. Die Stützen- und Deckenschalungen wurden gemeinsam aufgestellt und dann durchgehend betoniert, so daß keine größeren Arbeitspausen entstanden. Die Mischung war durchgehend 1 : 5. Sämtliches Material war gewaschen (vulkanische Schlacken). — Das Resultat ist überraschend; es ist kein einziger Riß im ganzen unteren Stockwerk wahrzunehmen.

Der Hochdruckbehälter der Wasserversorgung der Stadt Managua (Abb. 12), ein offenes, kreisrundes Eisenbetonreservoir von 37 m innerem Durchmesser und 4 m Höhe, dessen Ge-



Abb. 12. Der runde Eisenbetonbehälter der Wasserversorgung Managuas.



Abb. 13. Gesamtansicht von Managua nach dem Erdbeben.

samentwurf und Ausführungspläne einschließlich der hydraulischen Installation ich für die amerikanische Firma Hebard & Keilhauer & Co, New York anfertigte, zeigt nicht die geringste Beschädigung, trotzdem er während der Katastrophe in gefülltem Zustande war. — Als Vorbilder dienten mir größere amerikanische Ausführungen vom „Counterfort-Typ“. Ohne auf Einzelheiten einzugehen, bemerke ich, daß der Ring derartig in Abschnitte eingeteilt ist, daß jedes einzelne Wandstück in einer starken Tagesleistung bewältigt werden konnte. Es entstanden so keine Arbeitsfugen, an den Begrenzungsstellen wurden die Counterforts (ins Reservoirinnere ragende Verstrebungswände von dreieckförmigem Aufriß, die mittels eines Radialträgers unter der Sohle verankert sind) jeweils in halber Stärke gegossen und zur Vermeidung von Wasserdurchsickerungen mit Kupferblechen, die in halber Breite eingelassen waren, auf die ganze Höhe abgedichtet. Ähnlich erfolgte die Abdichtung längs Fundamenten und aufgehenden Wänden. Der Behälter besitzt eine Trennwand; Mischung war 1 : 5, Material Basalt. — Trotz des

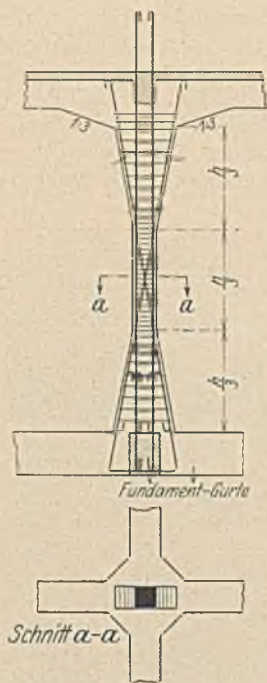


Abb. 14. X-Stütze.

guten Resultats des Behälters konnte leider der kurz nach dem Erdbeben ausbrechende Brand nicht wirksam bekämpft werden, da die Hauptleitung von 12'' Dmr. an verschiedenen Stellen zerriß.

Welche Wirkungen das Erdbeben auf Bauwerke der landesüblichen Art ausübte, zeigt Abb. 13.

Zusammenfassend möchte ich für den Entwurf von Bauwerken in Erdbebengebieten aus meinen Beobachtungen folgende Anregungen geben:

Bei der Stützenkonstruktion in Erdbebenländern scheint mir folgendes beachtenswert:

Nach den im „Testo Unico“ vom August 1917 gegebenen Vorschriften ist für die von unten nach oben gerichteten Erdstöße ein Zuschlag von 50% zum Gewicht der einzelnen Bauglieder in Rechnung zu nehmen. Als Folge der wellenförmigen Bewegungen sollen in Höhe jeder Decke und längs der Mauern horizontale Kräfte angenommen werden, die ein Sechstel

des Gewichts des ersten Stocks und ein Achtel des Gewichts des Erdgeschosses betragen. (Nur zwei Geschosse gestattet.)

In konstruktiver Hinsicht muß der Anschlußquerschnitt der Stützen (nach oben und unten) möglichst vergrößert werden. Es kann dies beispielsweise dadurch geschehen, daß man die stützenden Bauglieder in X-Form ausbildet; das mittlere Drittel müßte durch engmaschige kräftige Bügelarmierung elastisch gestaltet werden; diese X-Stützen, abwechselnd um 90° verstellt, sind zweifellos viel besser befähigt, abscherenden Kräften Widerstand zu leisten (Abb. 14). Wo diese X-Stützen aus architektonischen Gründen vielleicht nicht angebracht sind, wären Stützenkopfsicherungen mittels Rundeseisen größerer Durchmesser zu empfehlen, und zwar in jedem Stützenkopf in den beiden Hauptrichtungen der anschließenden Träger.

Ganz besondere Beachtung verdienen anschließende Mauern, besonders wenn diese, wie sehr oft bei Rahmenstützen, quer zur Kraftebene anschließen. Es ist hier von Fall zu Fall zu untersuchen, ob und wo eine Zusatzarmierung notwendig wird. — Allgemein ist wohl eine starke engmaschige Umfangsbügelarmierung (ohne Diagonalbügel) zu empfehlen.

Von größter Bedeutung für ein befriedigendes Ergebnis ist die Art der Ausführung. Das kontinuierliche Durchbetonieren von Stützen und Decken je eines Geschosses, wie dies drüben mittels der Gießtürme zur Regel geworden ist, wäre hier wohl das einzig richtige. Leider sind die Mittel sehr beschränkt; der Konflikt zwischen Wollen und Können bleibt bestehen.

UMBAU MEHRERER EISENBAHNBRÜCKEN UNTER AUFRECHTERHALTUNG DES BETRIEBES.

Von Dr.-Ing. Heinrich Preß.

1. Brücke über Reichsbahngütergleise.

Der Überbau der Reichsbahngütergleise unterführenden eingleisigen Brücke zeigte sich der Erhöhung der Verkehrslasten nicht gewachsen. Der Zustand der in Klinkermauerwerk hergestellten Widerlager machte überdies einen Neubau dringend erforderlich.

Um den Bahnbetrieb während der Bauzeit nicht zu stören, wurde die neue Überführung mit geradem Überbau in den Bahndamm hinein so dicht, wie die Brückenmontagearbeiten es gestatten, an die alte Brückenkonstruktion herangeführt. Die neue Brücke erhielt so eine Spannweite von 56 m (Abb. 1).

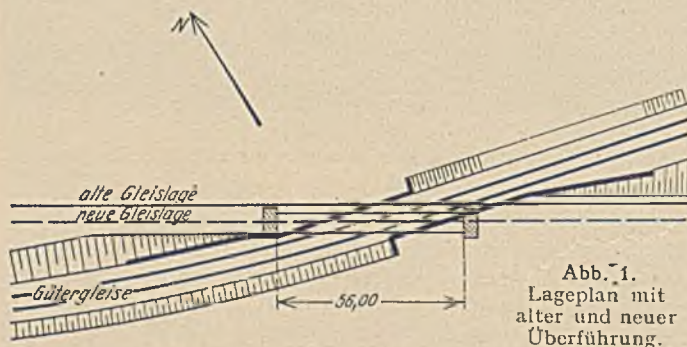


Abb. 1. Lageplan mit alter und neuer Überführung.

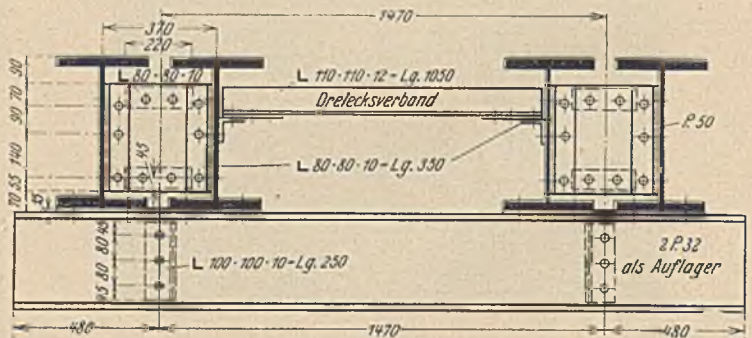


Abb. 2. Querschnitt durch die provisorische Gleisbrücke.

Damit die Bauarbeiten ohne Gefährdung des Bahnbetriebes vorgenommen werden konnten, mußte zum Schutze gegen Gleissackungen eine Gleisbrücke von 14 m Spannweite innerhalb der Betriebspausen eingebaut werden. Die nach Abb. 2 ausgeführte Gleisbrücke ist, nachdem das Gleis mit Schwellen abgenommen, der Boden ausgekoffert und die Schwellenstapelaufleger hergestellt waren, von Hand Träger für Träger eingebaut und mittels Schrauben zusammengesetzt worden. Hierauf wurde das Gleis wieder neu verlegt.

Gleichfalls in den nächtlichen Betriebspausen erfolgte das Rammen der Baugrubenträger NP 24 für das westliche Widerlager.

Der ausgeschachtete Boden konnte zur notwendigen Verbreiterung des Bahndammes in die Böschungen eingebaut werden.

Bis zu der durch Probebohrungen festgesetzten Tiefe von 7,30 m unter S.-O. wurden die Bohlen in der beschriebenen Weise eingezogen. Von Ordinate + 42,69 m ü. N. N. ab mußten jedoch, um den unter dem sandigen Lehm liegenden wasserführenden Schwimmsand nicht in Bewegung zu setzen, in den beiden Baugruben im Boden verbleibende Stülpwände geschlagen und dann unter Herstellung eines Pumpensumpfes bei offener Wasserhaltung mittels Kreiselpumpe der innerhalb der Baugrube liegende, durch schnell zu dichtende Fugen in der

Stülpwand auftreibende, äußerst feine Schwimmsand ausgehoben werden.

Das Betonieren der Fundamente geschah wie der Erd- aushub im Bereich der Schwimmsandschicht im dreischichtigen

sparnisse an Kosten zeitigen würde. Da überdies mit der Verbreiterung des Kanalprofils am südöstlichen Ufer eine wesentliche Begradigung des Kanals erfolgen konnte, wurde das süd- östliche Widerlager derart angeordnet.

Um den zweigleisigen Betrieb während der Bauzeit voll aufrechterhalten zu können, anderseits nicht durch Grund- erwerb und Erdarbeiten Mehrkosten zu veranlassen, wurden die

beiden Widerlager so dicht an das äußere nordöstliche Gleis herangezogen (siehe Lageplan Abb. 5a), wie es die Bau- arbeiten gerade noch bei aller Betriebssicherheit unter Ver- wendung von Gleisbrücken gestattet.

Die Bauarbeiten wurden durch diese Maßnahme in zwei getrennte Bauabschnitte geteilt. Zunächst mußten die Widerlagerteile, die den süd- westlichen neuen Überbau tragen sollten, hergestellt werden, so daß nach In- betriebnahme dieses Über- baues der alte daneben lie- gende wie die betreffenden alten Widerlagerteile abge- brochen werden konnten. Der Zugverkehr fand mithin sodann auf einer neuen und einer alten Brücke statt.

Die Arbeiten wurden mit dem Einbau der Gleisbrücken für das südwestliche Gleis von 16 m mittels zweier Kräne begonnen. Um die in der nächtlichen 1 3/4 Stunden währenden Betriebspause zu leistenden Arbeiten auf das äußerste zu be- schränken, wurden am Tage zuvor unter Benutzung einer

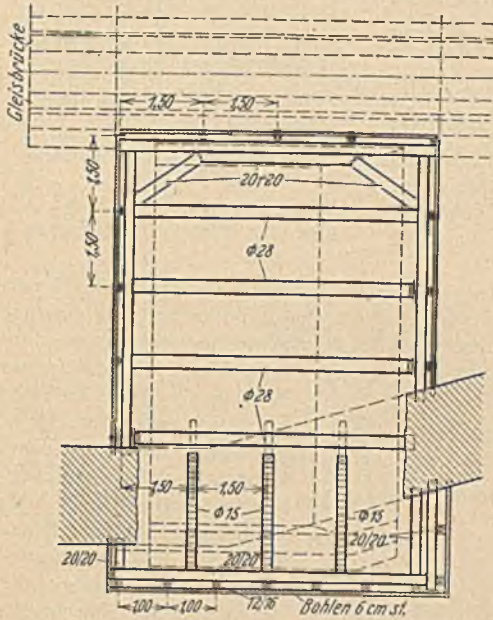


Abb. 3a. Grundriß des westlichen Widerlagers mit Baugrubenaussteifung.

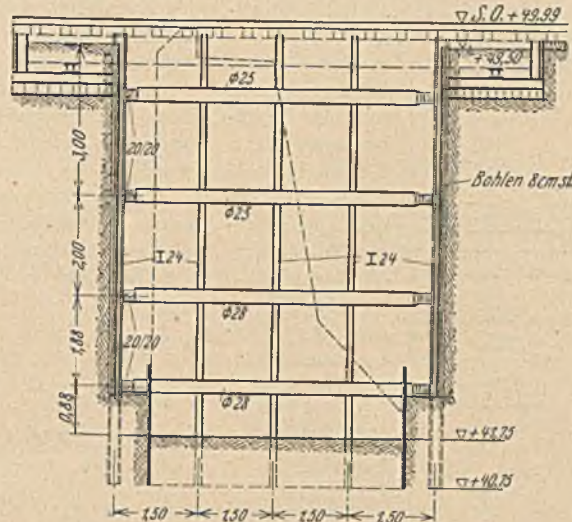


Abb. 3b. Schnitt a-a durch das westliche Widerlager mit Baugrubenaussteifung.

Betrieb. Die übrigen Arbeiten wurden während der normalen Arbeitszeit durchgeführt.

In die Widerlagerfundamente ist ein doppelter Rost aus alten Eisenbahnschienen verlegt worden. Der obere Teil der Widerlager erhielt eine durchgehend armierte Auflagerbank.

Zu den Erd- und Beton- arbeiten wurden im ganzen durch- schnittlich mit 3 Facharbeitern, 7 Arbeitern und 1 Polier 36 Arbeits- tage aufgewandt.

Der aus Si-Stahl bestehende Fachwerküberbau von rd. 178 t einschließlich Fahrbahn wurde mittels Montagegerüsts 1 m über den fertig- gestellten Widerlagern aufgebracht und dann auf diese herabgesenkt.

Die Flügelmauern der alten Brücke blieben bei geringer Ver- stärkung und Aufmauerung weiter verwendbar.

Nach Schüttung des neuen Bahndammes fand schließlich wäh- rend einer nächtlichen Betriebs- pause die Verswenkung des Gleises statt, so daß die alte Brücke außer Betrieb kam, die alsdann einschließlich der Widerlager, soweit sie nicht als Flügel weiter verwandt wurden, abgebrochen werden konnte.

2. Brücke über einen Kanal.

Auch eine alte, zwei Betriebsgleise über den an dieser Stelle auf 25,74 m eingegengten Kanal überführende Brücke genügte im Überbau wie in den Widerlagern nicht mehr den starken Beanspruchungen.

Mit dem Neubau, der unter Aufrechterhaltung des Betriebes durch die G. Tesch G. m. b. H. durchzuführen war, wurde eine einseitige Verbreiterung des Kanals um rd. 16 m gefordert. Die genaue Abbohrung des Geländes ergab, daß die Fundierung des südöstlichen Widerlagers im bestehenden Bahndamm Er-

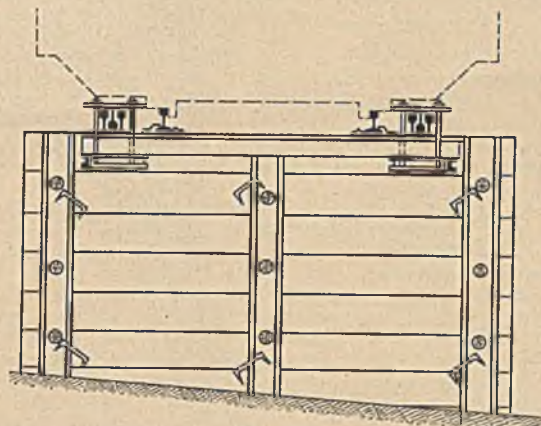


Abb. 4a. Querschnitt durch die obere Gleisabfangung mit Baugrube zur Herstellung der provisorischen Fundamente für die Gleisbrücken.

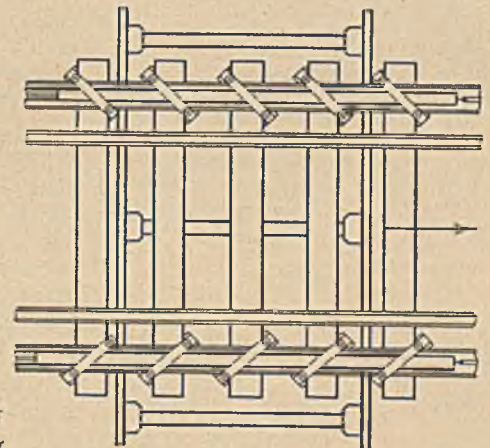


Abb. 4b. Grundriß der oberen Gleisabfangung.

oberen Gleisabfangung (Abb. 4 a u. b) durch je drei alte Eisen- bahnschienen, die durch Bügel an den Schwellen befestigt waren, die erforderlichen aus Schwellenlagern bestehenden Gleisbrückenaufleger hergestellt und die Schrauben der Stöße gangbar gemacht. In der nächtlichen Betriebspause war somit nur von den Kränen das Gleis einschließlich Schwellen auf- zunehmen und beiseite zu setzen, der Boden und Schotter aus- zukoffern, die im Abstand von 2,20 m von Gleisachse betriebs- fertig in den Tagen vorher zusammengesetzte Gleisbrücke hoch- zunehmen sowie einzubauen und das Gleis durch die Kräne neu zu verlegen.

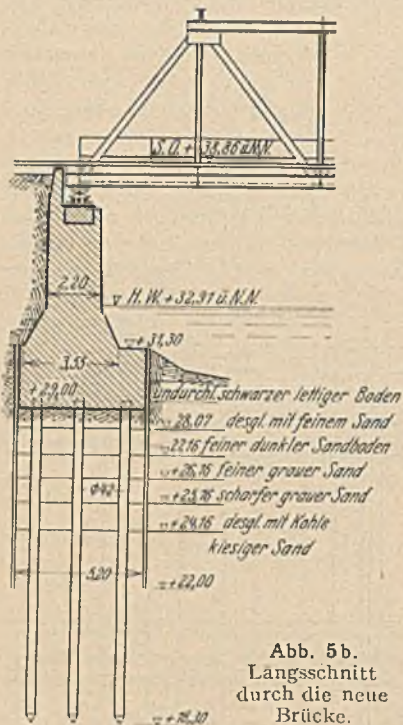
Das Ausschachten der Baugruben unter Einziehen der Aus- steifungen geschah von Hand. Der Boden wurde durch Förder- bänder fortbewegt.

Für den im Wasser liegenden Baugrubenteil war eine Holzerne, die Fundamente umschließende Spundwand von 14 cm Stärke vorgesehen.

Bereits aber die ersten Bohlen stießen auf derartig viele Hindernisse (alte Pfähle, Kalksteinfundamente usw.) — es wurde an Hand von Urkunden festgestellt, daß bereits vor dem Bau der alten Eisenbahnbrücke hier eine hölzerne Straßenbrücke stand —, daß von einem weiteren Rammen der Holzspundwand abgesehen werden mußte, und dafür Höschspundwände Profil I von 8 m Länge verwandt wurden.

Der Ausschacht zwischen den Spundwänden fand unter Wasserhaltung mittels Rohrbrunnen statt. Für die Entfernung des über der abzutragenden wasserundurchlässigen Schlickschicht sich ansammelnden Wassers wurde eine Kreiselpumpe benutzt.

Abb. 5a. Lageplan der neuen Brücke (Brücke 2).



Da die hölzernen Spundwände des alten nordwestlichen Widerlagers nicht mehr dicht hielten, und andererseits die Kalksteine ohne Bindemittel zwischen die hölzernen Rampfpfähle verlegt waren, mußten durch schnell erhärtende Sikazementbeton-Einspritzungen die Fugen zwischen den Kalksteinen gedichtet werden, um einen Wassereintrich in die Baugrube zu vermeiden.

Das nordwestliche Widerlager (Abb. 5b) erhielt eine Bohrpfählfundierung. Die Bohrpfähle von 40 cm Dmr. mit im Boden verbleibenden Mantelrohren wurden in Längen von 13 m angefertigt.

Die 3 mm starken schmiedeeisernen, autogen geschweißten Blechhülsen,

innen und außen mit Asphaltose gestrichen, wurden unter Belastung bei Entnahme des Bohrgutes in stumpf aufeinander geschweißten Stücken heruntergeteuft. Nachdem ein das Rohr abschließender Betonpfropfen unter Wasser hergestellt war, konnte sodann das im Rohr befindliche Wasser ausgepumpt und Armierung wie Beton sorgfältig eingebracht werden. Durch die Hülse wurde der frische Beton vor dem gering aggressiven Wasser geschützt.

Die Pfahlköpfe erhielten eine starke mit Eisenbahnschienen ausgeführte Bewehrung (Abb. 6).

Das südöstliche Widerlager ist auf Kote + 28,40 normalgegründet worden.

Die Widerlager wurden in Stampfbeton mit Eisenbetonauflegerbänken ausgeführt.

Der eiserne Überbau St. 48 wurde auf dem Bahndamm montiert, unter Verwendung eines Gerüsts auf die Brückwiderlager gerollt und auf die Auflager abgesetzt.

Mit der Inbetriebnahme des neuen Überbaues sind sodann die beiden Gleisbrücken in einer nächtlichen Betriebspause — nachdem sie auf Rollbahnen gesetzt und die Auflager unter dem nordöstlichen Gleis zuvor fertiggestellt sowie in der Einbaunacht der Boden und Schotter ausgehoben waren — durch Flaschenzüge unter das Betriebsgleis gebracht und betriebsfähig verlegt worden.

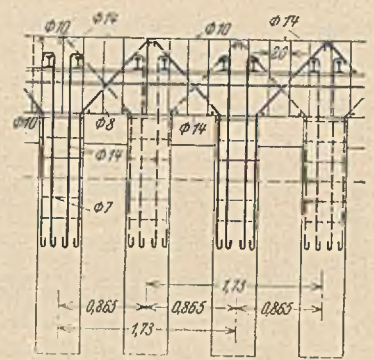


Abb. 6. Pfahlkopfarmierung.

Nach Abbruch des einen außer Gebrauch gesetzten alten Überbaues einschließlich der dazugehörigen Widerlagerteile konnte der zweite Bauabschnitt in gleicher Weise hochgeführt werden.

Die beiden Bauteile wurden durch eine mit dreifacher Papplage versehenen Dehnungsfuge getrennt.

Auch für den zweiten Bauteil wurde der Überbau schon allein des schnelleren Baufortschritts wegen auf dem Bahndamm montiert und dann auf die Widerlager hinübergerollt.

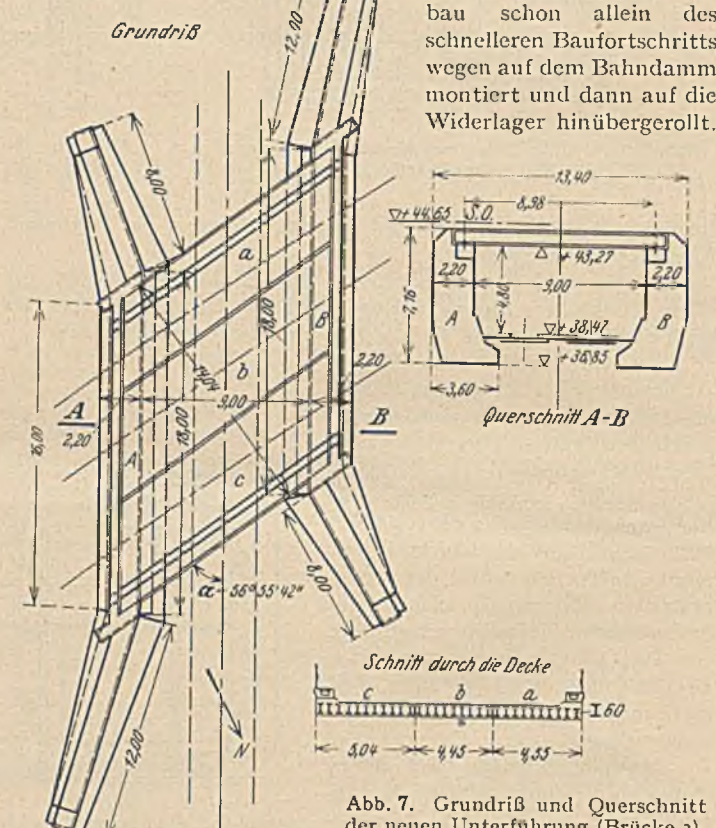


Abb. 7. Grundriß und Querschnitt der neuen Unterführung (Brücke 3).

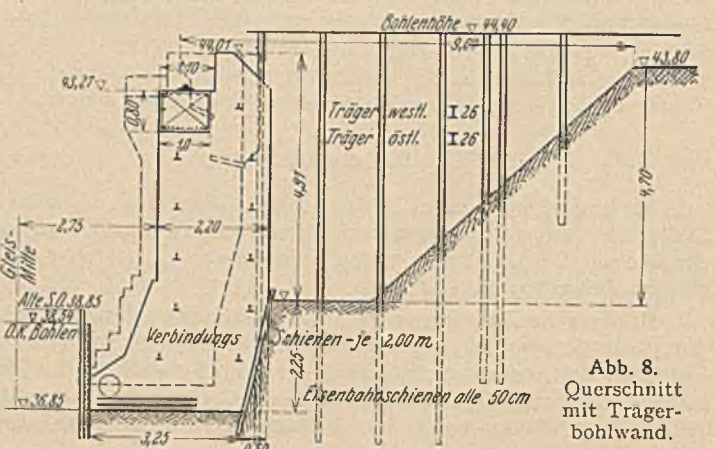


Abb. 8. Querschnitt mit Trägerbohlwand.

3. Unterführung zweier Reichsbahngleise.

An Stelle der alten eisernen Brückenkonstruktionen wurde für die neue Unterführung eine Walzträger-Betonfahrbahndecke ausgeführt (Abb. 7). Der Bau konnte, da nur auf einem überführenden Gleise der Betrieb aufrecht zu erhalten war, in zwei Bauabschnitten durchgeführt werden. Unter dem Schutze von Gleisbrücken und einer freistehenden Trägerbohlwand (Abb. 8) konnten die alten Widerlager abgebrochen, der Boden unter Böschung ausgehoben und die neuen Widerlager einschließlich der Fahrbahndecke betoniert werden. Nach Vollendung des ersten Bauteils war sodann das Gleis verschwenkbar, so daß

unter Benutzung derselben Trägerbohlwand, die jetzt nur von der anderen Seite auszuweilen und zu steifen war, der zweite Bauteil sich hochführen ließ. — Die Widerlager erhielten in der Sohle und in den Arbeitsfugen eine Armierung aus alten Eisenbahnschienen.

Um ein Kanalisationsrohr, das zu verlegen bedeutende Kosten verursacht hätte, beizubehalten, wurde ein asphaltiertes Blechrohr einbetoniert (Abb. 8), in das jederzeit herausnehmbar das Kanalisationsrohr zu verlegen war.

Die Deckenträgerauflagerung bestand aus einer auf einem Eisenbetonbalken verlegten und vergossenen Kranschiene Nr. 4.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Der elektrische Treidelbetrieb auf dem Rhein-Rhône-Kanal

Der Rhein-Rhône-Kanal hat von seiner Abzweigung aus dem Rhein in Straßburg bis zur Einmündung in die Saone bei St. Symphorien eine Länge von 324 km. Seit er wieder ganz in französischem Besitz ist, ist Frankreich eifrig bemüht, seine Verkehrsbedeutung zu heben. Dazu war es zunächst nötig, ihn so auszubauen, daß er auf seiner ganzen Länge die in Frankreich übliche „Péniche“ von 300 t aufnehmen kann, was in dem früher deutschen Teil, der nur für Kähne von 180 t ausreichte, nicht möglich war.

Nach dem Kriege war der Verkehr auf dem Rhein-Rhône-Kanal zunächst nur schwach, was seinen Grund darin hatte, daß weder ein durchgehender Verkehr mit Frankreich über Besançon noch über Basel mit der Schweiz möglich war. Seit aber der Ausbau des Zweigkanals nach Hünningen beendet und die Verlängerung der dortigen Einmündungsschleuse in den Rhein fertiggestellt ist, hat sich der Verkehr sehr gehoben. Die zwischen Straßburg und Basel beförderte Gütermenge, die im Jahre 1924 nur 738 t, im Jahre 1925 11 551 t ausmachte, ist über 221 872 t im Jahre 1927 auf 584 727 t im Jahre 1929 gestiegen. Eine weitere Steigerung erwartet man von der Verbesserung der Verbindung mit Besançon, zu der die Arbeiten im Gange sind.

Wie auf den meisten französischen Kanälen wurde auch auf dem Rhein-Rhône-Kanal bis vor kurzem mit Pferden getreidelt. Diese Antriebsart konnte nicht beibehalten werden, wenn man den Verkehr so entwickeln wollte, wie es beabsichtigt ist. Schiffe mit eigenem Antrieb auf dem Kanal verkehren zu lassen, hatte naheliegende Bedenken, und man entschloß sich daher, den Treidelbetrieb beizubehalten, aber als Triebkraft nach dem Muster der nordfranzösischen Kanäle den elektrischen Strom zu wählen. Hierzu mußte allerdings ein entsprechender Treidelpfad mit einem Gleis angelegt werden, es bedurfte umfangreicher Arbeiten zur Heranführung des Stroms, und es mußten eine Anzahl Zugmaschinen beschafft werden, was alles hohe Ausgaben verursacht hätte. Diese konnten aber wesentlich dadurch vermindert werden, daß man sich an die deutschen Lieferungen zur Wiedergutmachung der Kriegsschäden hielt.

Am notwendigsten war die Einführung der verbesserten Zugkraft auf der Strecke Straßburg—Napoleonsinsel, auf der sich sowohl der Verkehr nach dem Innern von Frankreich als auch nach Basel bewegt. Bei der Bedeutung von Mülhausen konnte aber diese Maßnahme bei der Napoleonsinsel nicht Halt machen, sondern es mußte auch die kurze Strecke Napoleonsinsel—Mülhausen in den elektrischen Betrieb einbezogen werden, womit der Weg für die Fortsetzung dieser Neuerung in der Richtung auf Besançon gewiesen war. Die Strecke Napoleonsinsel—Hünningen führt dem Kanal das aus dem Rhein entnommene Wasser zu, dessen er zur Erhaltung seines Wasserstands bedarf; infolgedessen herrscht hier eine lebhafte Strömung, das Wasser fließt mit einer Geschwindigkeit von 0,70 m/s. Um einen Kahn bergauf zu schleppen, bedurfte es dreier Pferde, und es war deshalb geboten, auch hier elektrische Förderung einzuführen.

Um diese Pläne durchzuführen, wurde ein Abkommen zwischen der Verwaltung des Elsaß, den Städten Straßburg, Mülhausen und Colmar und ihren Handelskammern und der Hafenverwaltung von Straßburg getroffen, die zusammen mit dem staatlichen Schiffsamt die nötigen Mittel aufbrachten. Colmar knüpfte seine Beteiligung an die Bedingung, daß der Stichkanal nach dieser Stadt in den elektrischen Betrieb einbezogen würde.

Nach Verhandlungen mit verschiedenen deutschen Lieferwerken kam im Jahre 1928 ein Vertrag mit der AEG zustande, in dem diese alle Lieferungen und die Arbeiten zur Einrichtung des elektrischen Betriebes übernahm; eine Ausnahme machten nur die Erdarbeiten, das Verlegen des Treidelgleises und die Gebäude, die von französischen Unternehmern ausgeführt wurden.

Die Arbeiten bezogen sich auf folgende Strecken: Straßburg—Napoleonsinsel mit 94 km, Napoleonsinsel—Mülhausen (Hafen) mit 3 km, Napoleonsinsel—Hünningen mit 28 km, Stichkanal nach Colmar mit 13 km.

Als Stromart wurde Gleichstrom von 600 V Spannung gewählt. Er wird für den Betrieb aus acht Unterwerken geliefert, die ihrerseits

ihren Strom als Drehstrom aus benachbarten Kraftwerken beziehen. Die Unterwerke haben eine mittlere Entfernung von 18 km. Infolge dieses kurzen Abstands war es möglich, ohne Speiseleitung am Treidelgleis auszukommen und die Schienen als Rückleitung zu benutzen; auch kann zeitweilig ein Unterwerk stillgelegt werden, was bei Störungen und Instandsetzungsarbeiten von Wert ist.

Von dem Vorbild des schon seit einiger Zeit bei einigen nordfranzösischen Kanälen bestehenden elektrischen Treidelbetriebs wich man aber insofern ab, als man für das Treidelgleis eine Spurweite von 60 cm statt 1,0 m wählte. Das Gleis besteht aus 18 kg/m schweren Schienen auf 1,25 m langen getränkten Querschwellen. Die Schienen sind an den Stößen durch Kupferseile leitend verbunden, ebenso in gewissen Abständen die beiden gegenüber liegenden Stränge. Um den Zug, den das Treidelseil auf die Zugmaschine nach der Wasserseite ausübt, auszugleichen, ist die wasserseitige Schiene um 1 cm überhöht. Auf der Strecke nach Hünningen erwies sich das Gleis als bald nach der Betriebseröffnung als zu schwach in seitlicher Richtung; es wurde daher verstärkt, indem die Stöße mit Winkellaschen ausgestattet wurden und indem die Schwellen in Kies eingebettet wurden, der an Ort und Stelle gewonnen werden konnte. Das Gleis hat Krümmungen bis herunter zu 10 m und Steigungen bis 1:12,5, doch wird an den Stellen, wo so ungünstige Verhältnisse herrschen, das Treidelseil abgeworfen. Bei den meisten den Kanal überschreitenden Brücken ist das Treidelgleis unter der Brücke durchgeführt. Es verläuft auf dem größten Teil seiner Länge auf dem Westufer des Kanals; nur wo die örtlichen Verhältnisse dies unmöglich machen, ist es auf das Ostufer verlegt. Da die Zugmaschinen wegen des einseitigen Zugs, den das Treidelseil auf sie ausübt, nicht symmetrisch gebaut sind, hat der Übergang von einem Ufer zum anderen für sie gewisse Schwierigkeiten; sie müssen dabei gedreht werden, und die Gleisanlage und die Stromzuführung mußten zu diesem Zweck besonders ausgestaltet werden. Ausweichgleise sind auf der freien Strecke nicht vorgesehen; wenn sich zwei Zugmaschinen begegnen, tauschen sie die Treidelseile aus und kehren um.

Die Zugmaschinen sind im ganzen 4,51 m lang, 1,13 m breit und 1,90 m hoch. Sie haben 1,20 m Achsstand und Räder von 0,80 m Durchmesser. Ihr Gewicht beträgt 5,5 t; es kann, wenn nötig, durch Aufbringen von Ballast auf 8 t erhöht werden. Der Motor, der eine Stundenleistung von 16,5 kW bei 550 V hat, wirkt mittels eines doppelten Vorgeleges auf die eine Achse, die mit der anderen durch eine Kette verbunden ist. Der Zughaken, der 1,3 m über Schienenhöhe liegt, ist mit einer Auslösevorrichtung versehen, die vom Führerstand aus bedient werden kann.

Es sind zunächst 40 Zugmaschinen beschafft worden. Im März und April 1929 wurden auf der Teilstrecke nach Hünningen Probefahrten veranstaltet, und am 1. Mai 1929 konnte auf dieser Strecke der Betrieb aufgenommen werden. Nach und nach wurde er weiter ausgedehnt. Bei Mülhausen hat das Gleis noch eine Unterbrechung, die erst im Zusammenhang mit den dortigen Bahnhofsumbauten geschlossen werden kann; einstweilen wird dort mit einem schienenlosen Schleppwagen getreidelt. An zwei anderen Stellen sind die vorhandenen Brücken für den Treidelpfad zu schwach, um die Zugmaschine tragen zu können; hier kann das Gleis erst durchgeführt werden, wenn neue Brücken gebaut sind, was durch die Schiffsverkehrsverwaltung in Eisenbeton geschieht.

Bis zum Juni 1930 hat die Hafenverwaltung von Straßburg den Betrieb auf dem Kanal geleitet; dann übernahm ihn die zu diesem Zwecke gegründete Aktiengesellschaft „La Traction de l'Est“.

Die neue Betriebsform hat sich bewährt. Das Treideln geht in der freien Haltung mit 4 bis 5 km Stundengeschwindigkeit vor sich. Die Fahrt Straßburg—Hünningen, eine Entfernung von 122 km, dauerte im Juli 1930 bei 48 Schleusen fünf Tage, während sie bei dem früheren Pferdebetrieb zehn bis zwölf Tage in Anspruch genommen hatte. Seit Einführung des elektrischen Treidelbetriebs haben mehr Schiffe den neuen Betrieb in Anspruch genommen, als er bewältigen konnte. So ergaben sich Verzögerungen, die aber behoben werden konnten, als zehn weitere Zugmaschinen beschafft wurden. Die neuen Zugmaschinen weichen in ihrer Bauart etwas von den zuerst beschafften ab, namentlich insofern, als bei Leerfahrt ihre Geschwindigkeit bis auf 9 bis 14 km gesteigert werden kann.

Wernecke.

Eisenbahndämme aus schlechtem Material.

Der Southern Pacific (U.S.A.) hatte an seiner Strecke in Kentucky seit der Baubehendigung 1877 an Dammrutschungen zu leiden, da der aus teilweise verwitterten Formationen (von Kalkstein und



Schiefer in weniger als 30 cm starken Schichten oder von Schiefer mit Sand- und vereinzelten Kalksteineinlagerungen) herrührende Boden in durchnäßigem Zustand sich am Böschungsfuß herausdrückte. Nachdem verschiedene andere Verfahren erfolglos geblieben waren, wurden zur Festigung der Dammböschungen 1,8 m breite Gräben in dichter Folge rechtwinklig in dieselben tief eingegraben und mit zentnerschweren Steinen verfüllt. Dies hat sich bewährt. Zum Wiederauffüllen der Dämme nahm man Schlacke.

Beim jetzt erfolgenden zweigleisigen Ausbau wird in der gefährdeten Strecke von etwa 35 km Länge mit 1 147 000 m³ Bodenbewegung fürs zweite Gleis ein besonderer Damm, dessen Böschungen 2 : 1 geneigt sind, in 90 cm starken Lagen neben dem ersten aufgeführt. Die Förderung erfolgt mittels 6 m³-Wagen, welche auf Raupen laufen, oder ausnahmsweise mittels 4,5 m³-Breitrad-Wagen. Je nach Neigung der Arbeitsrampe zieht ein 10 t schwerer 60 PS-Raupen-Schlepper 1—3 Wagen; zu einem 1 1/2 m³-Löffelbagger gehören je nach Förderweite 3—6 Schlepperaggregate. Diese Fördermittel preßten allein durch ihre gewöhnliche Arbeit den Boden lagenweise so sehr zusammen, daß das Aufmaß im Damm um 10 % geringer war als das ursprüngliche im Einschnitt; auch der stärkste Steingehalt machte seiner dünnen Schichtung wegen keine Schwierigkeiten dabei. Man erhofft von diesen Dämmen große Standfestigkeit. Die Kosten sind angesichts der Vorteile gegenüber einer Zugförderung günstig zu nennen. (Näheres siehe Railway Age vom 21. 3. 31.)

E. T. Zehme.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.**Erste Korrosions-Tagung**

Der Verein deutscher Ingenieure, Verein deutscher Eisenhüttenleute, die Deutsche Gesellschaft für Metallkunde und der Verein deutscher Chemiker veranstalteten am 20. Oktober 1931 in Berlin die 1. Korrosions-Tagung. Prof. Dr.-Ing. Goerens, Essen, leitete die Vorträge mit einem Bericht über Zweck und Ziel gemeinschaftlicher Arbeit auf dem Gebiete der Korrosion und des Korrosionsschutzes ein, das heute im Vordergrund des Interesses steht, Ministerialrat Dr.-Ing. Ellerbeck betonte als Vorsitzender den Wert der Vorträge als Richtlinien für künftige Arbeiten.

1. Das Korrosionsproblem. Prof. Dr. Mark, Ludwigshafen, entwickelte die chemisch-physikalischen Grundlagen. Große und Aktivität der Materialoberfläche bestimmen das Verhalten des Werkstoffes. Das Studium der Prozesse in Abhängigkeit von der Temperatur ermöglicht die trennende Betrachtung der beiden Faktoren. Prof. Dr.-Ing. e. h. Schulz, Dortmund, behandelte die technologischen Zusammenhänge. Geringe Unterschiede in der Natur des korrodierenden Mittels spielen oft eine größere Rolle als die Art des Werkstoffes. Es gibt deshalb keine absolut korrosionsfesten Legierungen, sondern nur solche, die gegen verschiedene, aber nicht alle Angriffe bestandig sind. Zur Beurteilung des Problems sind Zusammensetzung und Verarbeitung der Metalle, die Gestaltung des Zusammenbaues (z. B. Schweißen), die einwirkenden korrodierenden Mittel und schließlich zusätzliche Beanspruchungen, wie Verschleiß und Schwingungen, bedeutsam. Dr. Masing, Berlin, zeigte an Beispielen für Eisen, Kupfer u. a. m., wie die Einzelergebnisse der Erfahrung grundsätzlich ausgewertet werden können. Von Interesse für den Bauingenieur ist die für Eisen typische Korrosion, das Rosten. Das durch Rosten zuerst gebildete Hydroxydul ist leicht löslich; die weitere Oxydation zum dreiwertigen Eisenion findet erst bei einem viel edleren Potential statt, und zwar erst in 0,001—0,01 mm Abstand von der Metalloberfläche. Der Rost ist nicht deckfähig und haftet schlecht auf dem Eisen. Man begegnet dem durch reichliche Sauerstoffzufuhr, oder legiert dem Eisen Metalle zu, die unlösliche Oxyde bilden, wie Chrom. Das Chromoxyd bildet eine schützende Haut.

2. Korrosionsfragen in der Praxis. Dir. Lupberger, Berlin, sprach über Korrosionserscheinungen in Hochleistungsdampfkesseln, denen man, falls sie durch Salze oder Säuren verursacht sind, mit alkalischer Behandlung des Kesselwassers entgegenwirkt. Dir. Dr.-Ing. e. h. Goos, Hamburg, behandelte die Korrosion im Schiffbau. Korrosion an Nietverbindungen und Außenhautplatten kommt nach einiger Zeit zum Stillstand. Dampfmaschinen haben weniger unter

Korrosion zu leiden als Dieselmotoren, deren Kolbenstangen vielfach durch das Kühlwasser angegriffen werden.

3. Korrosionsprüfung und Korrosionsforschung. Dr.-Ing. Daeves, Dusseldorf, betonte die Notwendigkeit, Laboratoriumsversuche den Bedingungen in der Natur anzupassen. Zwischen dem Verhalten an der Luft, unter Wasser oder in Säuredämpfen ist scharf zu trennen. Anormale Korrosionserscheinungen an unlegierten Stählen liegen meist an den Angriffsbedingungen oder Schutzanstrichen, selten im Werkstoff selbst. Dr.-Ing. Brenner, Berlin, erörterte die Frage der Korrosionsprüfung vom Standpunkt des Konstrukteurs aus. Wichtiger als Angaben über Gewichtsverlust, Oberflächenveränderung usw. sind solche über die Veränderung der Festigkeit, Dehnung und Ermüdung, von denen Sicherheit und Wirtschaftlichkeit in hohem Grade bestimmt sind. Einfache Werkstoffversuche können nicht ohne weiteres auf das Verhalten eines komplizierten Konstruktionsteiles übertragen werden. Prof. Dr.-Ing. Bauer, Berlin, berichtete über Spannungsmessungen und Lösungsversuche mit Zinn-Kupfer- und Zink-Kupferlegierungen. Sauerstoff wird die Korrosion meist verstärkt, kann aber auch durch Bildung einer oxydischen Deckschicht den Gesamtgewichtsverlust verringern. Dr. Werner, Leverkusen, zeigte auf Grund interessanter Versuche die Wirkung lochartigen Anfrasses durch Wassertropfen.

4. Korrosionsschutz. Dr. Krumbhaar, Berlin, besprach die Wirkung der nichtmetallischen Überzüge (Farben, Lacke usw.) auf Eisen, die einmal von dem Bindemittel und Pigment der Anstrichfarbe, deren gegenseitigen Reaktion und dann von der Art des Untergrundes, sowie dem Grad der äußeren Beanspruchung abhängig ist. Dr.-Ing. Fry, Essen, wies auf die Erhöhung des Korrosionswiderstandes durch Legieren der Metalle hin. Legierungszusätze verschlechtern zunächst den Korrosionswiderstand. Erst durch Erhöhung der chemischen Stabilität, Erzielung selektiver Korrosion oder Schaffung von Legierungen, die sich mit schützenden Deckschichten überziehen, gelingt es, den Korrosionswiderstand zu verstärken. Dr. Creutzfeldt, Hamm, behandelte zum Schluß die Herstellungsverfahren metallischer Überzüge, die durch Aufwalzen, bzw. Aufschweißen, durch Diffusion bei hohen Temperaturen, durch Eintauchen der Körper in die flüssigen Überzugmetalle, durch Aufspritzen und durch elektrisches Niederschlagen der Überzüge erzeugt werden.

Die Übersicht erweist, daß die wichtigsten Probleme der verschiedenen Gebiete auf dieser Tagung angeschnitten wurden. Die Vorträge sollen nunmehr Ausgangspunkte für weitere Arbeiten bilden, deren Besprechung späteren Tagungen vorbehalten bleibt.

Dipl.-Ing. Th. Busch.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Von der amtlichen Hochbaustatistik der deutschen Groß- und Mittelstädte liegt nunmehr das Septemberergebnis vor, das wiederum einen Rückgang insbesondere im Vergleich zum Vorjahr ausweist.

Besonders im Wohnungsbau verringerten sich Bauanträge, Bauerlaubnisse und Baubeginne. Zwar wurden bei 11 700 Wohnungen 600 Wohnungen (= 5%) mehr als im August fertiggestellt, was jedoch aber immer noch 1900 = 14% weniger als im September 1930 sind. Die Zahl der Bauanträge für Wohnungen ist im September gegenüber dem Vormonat um 19%, gegenüber September 1930 um

84% zurückgegangen. Bauerlaubnisse wurden für 3000 Wohnungen erteilt; ihre Zahl verringerte sich gegenüber dem Vormonat um 9%, im Vergleich zum September 1930 um 78%. Die Baubeginne verringerten sich etwa im gleichen Ausmaß; mit 3300 neu in Angriff genommenen Wohnungen wurden im September rd. 350 Wohnungen (= 9%) weniger begonnen als im August d. Js. und 11 100 (= 77%) weniger als im September 1930.

Beim gewerblichen und öffentlichen Hochbau sind die fertiggestellten Bauten gegenüber den infolge der Finanzkrise besonders niedrigen Ziffern des Vormonats nicht unbeträchtlich gestiegen.

Es wurden 490 Gebäude neu errichtet. Nach der Größe des umbauten Raumes (995 500 m³) ist das Ergebnis um 89% größer als im August, blieb aber doch hinter dem Vorjahr immer noch um fast 30% zurück. Auch die Bauerlaubnisse für Nichtwohngebäude stiegen an. Genehmigt wurden 530 Bauten mit 562 600 m³ umbauten Raum (= 12% bzw. 26% mehr als im Vormonat). Die Zahl der begonnenen öffentlichen und gewerblichen Gebäude (410) stieg gegenüber August um 22%, nahm aber nach der Größe des umbauten Raumes (330 800 m³) um 36% ab. Im Vergleich zum Vorjahr sind Baubeginne wie Bauerlaubnisse zurückgegangen, und zwar nach der Zahl der Gebäude um etwa ein Fünftel, nach der Größe des umbauten Raumes um 78% bzw. 66%.

Die Notverordnung über die Zahlungsfrist in Aufwertungssachen vom 10. November 1931 hat eine Regelung der Aufwertungsfragen geschaffen, wie sie nach der Besprechung im Reichsjustizministerium, über die wir in Heft 46 S. 323 berichtet haben, im wesentlichen zu erwarten war.

Nach den bisherigen gesetzlichen Bestimmungen hatte bereits der Grundstückseigentümer die Möglichkeit gehabt, innerhalb von drei Monaten nach Zugang der Kündigung bei der Aufwertungsstelle einen Zahlungsaufschub zu beantragen. Zahlreiche Schuldner haben aber diese Frist zur Antragstellung nicht wahrgenommen, in anderen zahlreichen Fällen wurden auch derartige Anträge von den Aufwertungsstellen abgelehnt. Die neue Notverordnung sieht daher vor, daß die Schuldner, die durch die Veränderung der allgemeinen Wirtschaftsverhältnisse seit Juni d. J. überrascht worden sind, bis zum Ablauf des 30. November 1931 bei der Aufwertungsstelle den Antrag auf Bewilligung eines Zahlungsaufschubs nachholen oder ihn, sofern er bereits rechtskräftig abgewiesen war, erneuern können. Jedoch muß der Schuldner beweisen, daß er eine direkte Einigung mit dem Gläubiger versucht hat, zur Zahlung der gekündigten Hypothek nicht instande ist und sich auch das Kapital von anderer Seite nicht zu marktmäßigen Bedingungen beschaffen kann. Bereits geschlossene Vergleiche zwischen Gläubiger und Schuldner sollen nicht wieder angetastet werden können.

Nach der Notverordnung kann weiter den Schuldnern von Industrieobligationen und verwandten Schuldverschreibungen eine Zahlungsfrist für die am 31. Dezember d. J. fällig werdenden aufgewerteten Kapitalbeträge — nicht aber für die bis zum 31. Dezember 1931 gestundeten Tilgungsteilbeträge — in ähnlicher Weise gewährt werden. Die Zahlungsfrist, die nur bis zum 31. Dezember 1934 bewilligt werden kann und während deren nach Möglichkeit Teilzahlungen geleistet werden sollen, darf nur gewährt werden, wenn der Schuldner infolge Veränderung der allgemeinen Wirtschaftslage über die zur Rückzahlung erforderlichen Mittel nicht verfügt, sie sich auch nicht zu zumutbaren Bedingungen verschaffen kann, oder wenn die Rückzahlung nicht ohne Gefährdung der Fortführung des Unternehmens erfolgen konnte. Die gestundeten Beträge sind ab 1. Januar 1932 mit jährlich 7½% zu verzinsen und mit einem Aufgeld von 2% für jedes angefangene Kalenderjahr, für das die Stundung in Anspruch genommen wird, zurückzuzahlen. Für die Dauer der Stundung darf der Schuldner keinen Gewinn an die Gesellschafter ausschütten und in der Regel auch keine Tantieme bezahlen. Zuständig für die Bewilligung der Zahlungsfrist ist die bei den Oberlandesgerichten nach früheren Verordnungen gebildete Spruchstelle. Die Anrufung der Spruchstelle muß auch in diesem Fall bis spätestens 30. November erfolgen.

Erste Auswirkungen der Bausparkenaufsicht. Am 31. Oktober 1931 ist die Frist zur Stellung des Antrages auf Erlaubnis zum Geschäftsbetrieb für diejenigen Bausparkassen, die das Depot- und Depositenrecht am 31. Dezember 1929 noch nicht besaßen, abgelaufen. Bisher rechnete man mit rd. 500 bestehenden Bausparkassen, jedoch haben beim Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung nur etwa 300 Anträge auf Zulassung gestellt. Da nur sehr wenige Bausparkassen das Depot- und Depositenrecht besitzen, bedeutet das, daß etwa 200 der bisher bestehenden Bausparkassen, die den Antrag auf Erlaubnis zum Geschäftsbetrieb nicht eingereicht haben, den Geschäftsbetrieb nach dem 31. Oktober nicht fortführen dürfen. Man wird annehmen können, daß die meisten dieser 200 Kassen von vornherein als aussichtslos betrachtet haben, um die Zulassung nachzusuchen.

Das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung hat folgende zweite Bekanntmachung betr. Bausparkenaufsicht veröffentlicht: „Das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung hat in einer Bekanntmachung vom 25. August 1931 (vgl. Bauingenieur Heft 39, S. 695) die Pflichten dargelegt, die sich für Bausparkassen durch das Inkrafttreten der im Gesetz über die Beaufsichtigung der privaten Versicherungsunternehmungen und Bausparkassen vom 6. Juni 1931 (Reichsgesetzbl. I S. 315) enthaltenen Vorschriften über Bausparkassen ergeben. Es ist dort insbesondere ausgeführt worden, welche Bausparkassen im Monat Oktober 1931 einen Antrag auf Genehmigung zur Fortführung des Geschäftsbetriebs zu stellen haben und welche Geschäftsunterlagen von den Bausparkassen dem Reichsaufsichtsamt im Monat Oktober 1931 einzureichen sind. Die bisher eingegangenen Anträge von Bausparkassen zeigen durch ihre Unvollständigkeit, daß die Bekanntmachung vom 25. August 1931 nicht genügend beachtet worden ist. — Es ist ferner aus Anträgen von Bausparkassen ersichtlich geworden, daß vielfach die irri- ge Auffassung

besteht, das Reichsaufsichtsamt werde von sich aus unter Übersendung von Richtlinien und Vordrucken an die einzelnen Bausparkassen mit einer besonderen Aufforderung zur Erfüllung der gesetzlichen Vorschriften herantreten. Das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung weist daher nochmals auf die eingangs bezeichnete Bekanntmachung und insbesondere auch auf die im Abschnitt III dieser Bekanntmachung bezeichneten Rechtsfolgen hin.“

Ferner wird folgendes bekanntgegeben:

Als oberste Landesbehörden, welche auf Grund der §§ 113 Abs. 2 und 119 Abs. 1 des Gesetzes über die Beaufsichtigung der privaten Versicherungsunternehmungen und Bausparkassen vom 6. Juni 1931 (RGBl. I S. 315) bei der Durchführung der Beaufsichtigung der privaten Bausparkassen mitzuwirken haben, sind bestimmt worden:

- Für
1. Preußen: der Preußische Minister für Handel und Gewerbe in Berlin;
 2. Bayern: das Bayerische Staatsministerium des Innern in München;
 3. Sachsen: die für den Sitz der Bausparkasse zuständige Kreishauptmannschaft;
 4. Württemberg: das Württembergische Innenministerium in Stuttgart;
 5. Baden: das Ministerium des Innern in Karlsruhe;
 6. Thüringen: das thüringische Ministerium des Innern in Weimar;
 7. Hessen: der Hessische Minister für Arbeit und Wirtschaft in Darmstadt;
 8. Hamburg: die Hamburgische Arbeitsbehörde in Hamburg;
 9. Mecklenburg-Schwerin: die Aufsichtsbehörde für private Versicherungsunternehmungen in Schwerin;
 10. Oldenburg: a) Landesteil Oldenburg: das Ministerium des Innern in Oldenburg, b) Landesteil Lübeck: die Regierung in Eutin, c) Landesteil Birkenfeld: die Regierung in Birkenfeld;
 11. Braunschweig: a) das Polizeipräsidium in Braunschweig, b) die Kreisdirektion in Braunschweig, Wolfenbüttel, Helmstedt, Gandersheim, Holzminden, Blankenburg a. H.;
 12. Anhalt: das Anhaltische Staatsministerium in Dessau;
 13. Bremen: der Staatskommissar für private Versicherungen in Bremen;
 14. Lippe: die Wirtschaftsabteilung der Regierung in Detmold;
 15. Lübeck: die Finanzbehörde in Lübeck;
 16. Mecklenburg-Strelitz: das Ministerium des Innern in Neustrelitz;
 17. Schaumburg-Lippe: die Schaumburg-Lippische Landesregierung in Bückeburg.

Rechtsprechung.

Zum Begriff „Grenzrain“ in § 370, Abs. 1, Nr. 1, R.St.G.B. (Urteil des Bayerischen Obersten Landesgerichts vom 7. Juli 1930 — Rev. Reg. II. Nr. 306/30.)

Wer unbefugt ein fremdes Grundstück, einen öffentlichen oder Privatweg oder einen Grenzrain durch Abgraben oder Abpflügen verringert, wird mit Geldstrafe bis zu 150 M. oder mit Haft bestraft. (§ 370, Abs. 1, Nr. 1, R.St.G.B.)

„Grenzrain“ im Sinne dieser Bestimmung muß nicht unbedingt ein Rain sein, der absichtlich zur Herbeiführung eines bestimmten Zwecks errichtet worden, insbesondere dazu bestimmt ist, die Grenze zwischen zwei Grundstücken erkenntlich zu machen. Es genügt vielmehr, muß aber auch der Fall sein, daß er tatsächlich auf der Grenze steht, die Grundstücke also scheidet.

Eine Abmachung, durch die sich ein Unternehmer einem anderen Unternehmer gegenüber verpflichtet, bei einem Vertragsangebot den ihm für seinen Betrieb angemessen erscheinenden Preis um 20% zu erhöhen, wobei in dem Besteller der Glaube erweckt werden soll, diesen Preis habe der Unternehmer auf Grund seiner Berechnung für angemessen gehalten, verstößt gegen die guten Sitten und ist nichtig. (Urteil des Reichsgerichts, IX. Zivilsenat, vom 29. April 1931 — IX 606/30.)

Gelegentlich der Erbauung einer Flußbrücke waren die Aufräumungsarbeiten durch das Wasserbauamt zu vergeben. Um die Übertragung dieser Arbeiten bemühten sich außer der Firma K., welche die Flußbrücke zu bauen hatte, und der Firma B. noch andere Firmen. Die Bemühungen des Wasserbauamts, eine Arbeitsgemeinschaft unter den sich bewerbenden Firmen herzustellen, blieben erfolglos. Schließlich wurden die gesamten Aufräumungsarbeiten für 166 000 M. der Firma B. übertragen.

Die Firma K. hat nun von der Firma B. im Klagewege Zahlung von 20% der 166 000 M. gefordert. Nach Behauptungen der Firma K. war mit der Firma B. vereinbart worden, daß die Firma K., falls ihr die Aufräumungsarbeiten übertragen worden wären, die in das Fachgebiet der Firma B. fallenden Arbeiten (die Taucherarbeiten und die Sprengungen), dieser übertragen und in ihr Angebot aufnehmen sollten. Falls die Firma K. nicht mit den Aufräumungsarbeiten betraut werden sollte, sollte sie wenigstens darauf hinwirken, daß sie der Firma B. übertragen würden. Dafür hätte sich die Firma B. zur Abführung von 20% der Abrechnungspreise aller ihr übertragenen Arbeiten an die Firma K. verpflichtet, falls sie mit der Ausführung

von Arbeiten, gleichgültig von welcher Seite, betraut würde. Diese Verpflichtung sei aufrecht erhalten worden, als die Firma B. ihr letztes Gesamtangebot gemacht habe. Die Firma B. bestritt die von der Firma K. behaupteten Abmachungen. Sie will lediglich mit Firma K. über die pachtweise Überlassung ihres Bauplatzes für 10 000 M. verhandelt haben.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen die Klage der Firma K. abgewiesen. Die von der Firma K. behauptete Vereinbarung verstößt gegen die guten Sitten und ist nichtig. Die Firma B. sollte bei ihrem Angebot dem für wirklich angemessen erachteten Preise 20% hinzurechnen und diese 20% als Gewinnbeteiligung ohne jede Gegenleistung an die Firma K. abführen. Nicht gegenseitiger Schutz vor unlauteren Unterbietungen war bezweckt, vielmehr sollte das Bauamt zu einer Entschädigung genötigt werden, zu deren Gewähren der Besteller in der Regel nicht bereit und die im Verkehr

nicht üblich ist. Dem Bauamt ist vorgetauscht worden, daß nichts weiter als die für angemessen erachteten Preise gefordert werden.

Hieran würde auch dadurch nichts geändert werden, daß die Preise trotz des Zuschlags angemessen gewesen wären. Denn nach der Absicht der Parteien sollte ein höherer als der angemessene Preis gefordert werden. Inhalt und Zweck des Vertrags war: Irreführung des Bestellers in der Absicht, einen für unangemessen erachteten Preis zu fordern. Die tatsächliche Angemessenheit der Preise würde hieran nichts ändern.

Unerheblich ist schließlich, daß unter Abstandnahme vom Submissionsverfahren der Zuschlag auf Grund besonderer Verhandlungen erteilt wurde. Denn die allein aussichtsreichen Bewerber waren von vornherein die Firmen B. und K. Der in Wahrheit allein ernstlich in Betracht kommende Wettbewerb sollte also in sittenwidriger Weise eingeengt werden und wurde es auch.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 43 vom 29. Oktober 1931.

- Kl. 4 c, Gr. 35. H 126 826. Dr.-Ing. Hubert Hempel, Berlin-Charlottenburg 9, Ebereschallee 13—17. Dichtung für wasserlose Gasbehälter. 9. V. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 3. Y 541. Gustav Yseboodt, Brüssel-Schaerbeek, Belgien; Vertr.: G. Pagel, Berlin SW 11, Hedemannstr. 4. Trogförmige Eisenschwelle für den Eisenbahnoberbau mit einer, senkrechte Seitenflächen aufweisenden Längsnut in der Schwellendecke. 6. II. 28.
- Kl. 19 c, Gr. 3. C 38 703. Colas Kaltasphalt Ges. m. b. H., Dresden-Altstadt, Münchener Str. 1b. Verfahren zur Herstellung einer bituminösen Mischdecke. 9. IX. 26.
- Kl. 19 c, Gr. 3. W 78.30. Westfälische Mineralöl- und Asphaltwerke W. H. Schmitz, Komm.-Ges., Dortmund. Verfahren zur Herstellung von Misch- und Tränkdecken. 31. III. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 1. G 229.30. Dr.-Ing. Heinrich Griesel, Berlin W 30, Hohenstaufener Str. 34. Decken- und Dachkonstruktion aus Betonplatten zwischen Trägern aus Eisen oder Eisenbeton. 3. X. 30.
- Kl. 37 a, Gr. 2. W 42.30. Heinrich Wehmeyer, Gohfeld, Bez. Minden, Depenbrock 188. Eisenbetonrippendecke mit leichten Füllkörpern aus einem verkleideten Lattengestell. 5. III. 30.
- Kl. 37 b, Gr. 3. F 62 571. Albert Fischer, Wernshausen a. d. Werra. Bewehrter Holzbalken. 29. XI. 26.
- Kl. 37 b, Gr. 3. K 101 826. General Engineering and Investment Company, Limited, London; Vertr.: Dr. B. Oettinger, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Knotenpunktverbindung für Fachwerkträger. 1. XII. 26. Niederlande 19. XII. 25.
- Kl. 81 c, Gr. 127. M 100 995. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumbörderbrücke zum Überführen des Deckgebirges über den Tagebau nach der Haldenseite. 20. VIII. 27.
- Kl. 85 c, Gr. 6. G 77 049. Dipl.-Ing. Erich Grunewald, Stahnsdorf, Kr. Teltow. Wärmeaustauschvorrichtung zur Heizung von Abwasserschlämm. 24. VII. 29.
- Kl. 85 c, Gr. 6. M 19.30. Gebr. Menk, Offene Handelsgesellschaft, Westerburg i. Westerwald. Klärgrube für Abwasserreinigung mit einem im oberen Teil zylindrischen, im unteren Teil konisch erweiterten, einen Schwimmschlammraum bildenden Enden. 26. III. 30.
- Kl. 85 c, Gr. 6. P 27.30. Dr.-Ing. Max Prüß, Essen a. d. Ruhr, Moltkestr. 30. Schutzdecke für Abwasserklärbecken. 22. IV. 30.
- Kl. 85 c, Gr. 6. St 80.30. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt, Maximilianstr. 8. Zweikammerige Klaranlage. 27. X. 30.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Einfluß von Bohrungen auf die Dauerzugfestigkeit von Stahlstäben. Von Dr.-Ing. G. Barner. Din A 5, IV/50 Seiten mit 60 Abbildungen und 19 Zahlentafeln. VDI-Verlag, Berlin, 1931. Preis brosch. RM 5,50 (VDI-Mitglieder RM 5.—).

Die mathematisch fundierte und das bisherige Versuchsmaterial übersichtlich wertende Arbeit diente der Klärung praktisch bedeutender Fragen auf dem Gebiete der Dauerfestigkeit von Zugstäben. Der Einfluß der Walzhaut, die Wirkung von Bohrungen und der Oberflächenbearbeitung in der Bohrung bei oftmals wechselnder Zugbeanspruchung wurden ermittelt. Die Durchführung der Versuche mit einer Amslerschen Pulsatormaschine (Techn. Hochschule Stuttgart) zeitigte folgende Ergebnisse: Bei hartem Flußstahl hat die Walzhaut unwesentlichen Einfluß, bei legiertem Baustahl bewirkt sie Herabsetzung der Dauerfestigkeit. Feinbearbeitung der Lochwände bei gebohrten harten Flußstahlstäben ergibt höhere Dauerzugfestigkeit als raue Bearbeitung. Weicher Flußstahl darf trotz Bohrungen bis zur Streckgrenze oftmals beansprucht werden, harter Stahl nicht. Die Beobachtungen erweisen die Empfindlichkeit harter Stähle gegenüber Querschnittsschwächung, was in der Praxis zur Vorsicht mahnen sollte. Der wissenschaftliche Wert des Büchleins hätte durch erweiterte Vergleiche harter mit weichen sowie verschieden legierter Stäbe noch gewinnen können. Die Bedeutung dauernder wechselnder Beanspruchung gegenüber dem statischen Versuch hebt der Verfasser mit Recht hervor.

Dipl.-Ing. Th. Busch.

Rotier- und Schachtofen-Portlandzemente. Ergebnisse acht- und vierjähriger Untersuchungen von Dipl.-Chemiker Joseph Keith. Mit 32 Schaubildern. 1. Auflage, Selbstverlag, Graupen-Tschechoslowakei, 1931. Preis: Kc. 32.— + Postgeld.

Der Verfasser untersuchte in den Jahren 1922—1929 93 tschechische Handelsportlandzemente (32 Drehofen- und 61 Schachtofenportlandzemente) hinsichtlich Mahlfineinheit, Raumbeständigkeit, Druck- und Zugfestigkeit. Besonders bemerkenswert sind die Untersuchungen über die Mahlfineinheit. Danach beträgt der Rückstand der untersuchten Drehofenzemente auf dem 4900-Maschen-Sieb im Mittel 8,48% und

auf dem 900-Maschen-Sieb 0,48%, der der Schachtofenzemente entsprechend 9,17% und 0,35%. Bei den 26 untersuchten hochwertigen Portlandzementen betrug der Rückstand der Drehofenzemente auf dem 4900-Maschen-Sieb 4,88% und auf dem 900-Maschen-Sieb 0,22%, und beim Schachtofenzement entsprechend 8,18% und 0,16%. Die Untersuchungen zeigen also, daß der Drehofenzement im Mittel einen kleineren Rückstand auf dem 4900-Maschen-Sieb hinterläßt als der Schachtofenzement, während der Rückstand auf dem 900-Maschen-Sieb größer als bei den Schachtofenzementen ist. Dieses Ergebnis gestattet möglicherweise einige Rückschlüsse auf die physikalische Beschaffenheit der verschieden gebrannten Klinker. Die Prüfung der Druck- und Zugfestigkeit ergab, daß die Mittelwerte der Druck- und Zugfestigkeit bei den gewöhnlichen und hochwertigen Drehofenportlandzementen durchweg höher liegen als bei den Schachtofenportlandzementen. Ferner zeigt sich, daß die Drehofenzemente stets die Festigkeitshöchstwerte, die Schachtofenzemente jedoch die Mindestwerte besaßen. Damit ist erneut die Überlegenheit des Drehofens gegenüber dem Schachtofen hinsichtlich der Güte des daraus hergestellten Zements (nicht hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit!) erwiesen. Da alle untersuchten Zemente die von den Normen geforderten Festigkeiten weit übertrafen, fordert der Verfasser eine neue Festlegung der tschechischen Normen, die gegenüber den deutschen Normen erstaunlich niedrig liegen.

Privatdozent Dr. K. E. Dorsch, Karlsruhe.

Neuerscheinung.

Vom Wesen und Werden technischer Veröffentlichungen. Von J. Brämer. 12 S. DIN A 4, 14 Abb., 1 Anhang. München und Berlin, R. Oldenbourg. Preis geheftet RM 1.40.

In Form eines Zeitschriftenaufsatzes sind Richtlinien und Erfahrungen, die sich aus der redaktionellen Bearbeitung von technischen Veröffentlichungen ergeben haben, zusammengefaßt.

Das Heft ist geeignet, den Verfassern von Erstveröffentlichungen, Doktoranden usw. als Anhalt zu dienen und ihnen manche unnütze Arbeit zu ersparen.