

HÖLZERNE BOGENBINDER FÜR DAS BAHNSTEIGDACH AUF DEM HALTEPUNKT ZWICKAU-PÖLBITZ.

Von Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Hans Grabig, Niesky, O.-L.

In der neuesten Zeit ist die Verwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft wieder dazu übergegangen, die Binder für Überdachungen der Bahnsteige mittlerer und kleinerer Bahnhöfe auch in Holz auszuführen, während bisher die eisernen Bahnsteigbinder vorwiegend waren. Man greift dabei aber nicht auf die alte Zimmermannsbauweise wieder zurück, sondern verwendet die Erfahrungen des modernen Ingenieurholzbau, der in den letzten Jahren in weitgehendster Weise entwickelt worden ist. Die in den verschiedenen Teilen Deutschlands bereits errichteten Bahnsteigdächer in Holz zeichnen sich, wie die dem Aufsatz beigegebenen Abbildungen erkennen lassen, durch gute architektonische Wirkung aus. Von der Firma Christoph & Unmack, Akt.-Ges., Niesky O. L., wurden im vergangenen Jahre hölzerne Bogenbinder für Bahnsteigdächer ausgeführt, die für die Fachwelt von besonderem Interesse sein dürften. Der Entwurf einschließlich der Berechnungen für das Bahnsteigdach in Zwickau-Pölbitz wurde auf Grund der von der Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen Muster vom Verfasser dieses Aufsatzes bearbeitet. In Erweiterung der Muster wurden bei den ausgeführten Bindern auch hölzerne Stützen verwendet, während die Muster bei einstielligen Bindern nur Eisenbetonstiele vorsehen. Die Firma hat gleichartige Ausführungen auch auf den Bahnhöfen Königsfeldt, Schulzendorf b. Berlin und Bad Kleinen in Mecklenburg hergestellt. Über diese Arbeiten soll am Schluß noch einiges Bemerkenswertes gesagt werden.

Allgemeines.

Der Haltepunkt Zwickau-Pölbitz ist unmittelbar bei der bedeutenden sächsischen Industriestadt Zwickau gelegen und weist einen lebhaften Vorortsverkehr auf, besonders zu den Stunden vor Beginn und nach Schluß der Arbeitszeit, da in der Nähe ausgedehnte Arbeitersiedlungen liegen. Aus diesem

hohem Damm gelegene Bahnsteiganlage für einstiellige hölzerne Bahnsteigbinder in Pilzform bei möglichst niedriger Ausführung, um den Reisenden genügend Schutz zu geben und ein günstiges Gesamtbild der von allen Seiten gut sichtbaren Anlage zu erreichen. Des guten Aussehens halber wurden alle Holzteile

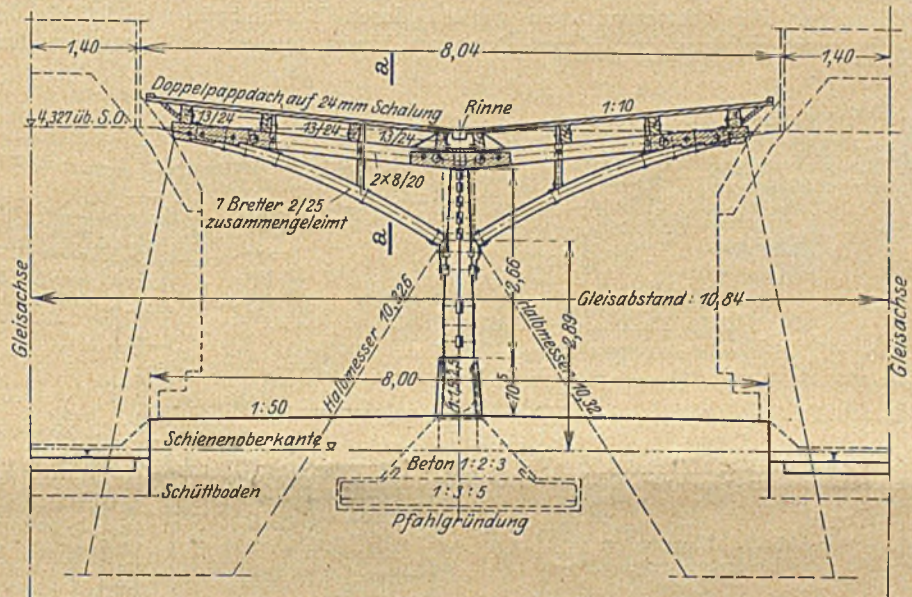


Abb. 2. Gesamtansicht der Bahnsteigbinder.

gehobelt verlangt. Die Lage der Hauptgleise bedingte einen trapezförmigen Grundriß des 73,77 m langen Bahnsteigdaches; die Entfernung der Gleismitten wächst nach Richtung Dresden. Da ferner die Strecke im Haltepunkt 1 : 100 auf Dresden zu fällt, ergaben sich neun verschieden breite Binder, die außerdem verschiedene Stielhöhen aufweisen. Wegen des guten Aussehens vom Bahnsteig aus entschied man sich für gleich hohe Lage der Ansatzstellen der gekrümmten Untergurte über Bahnsteigoberkante und ließ die Außenkanten der Dachhaut gleichmäßig in einem schwächeren Gefälle 1 : 150 entsprechend der Neigung der Gleise fallen, um den seitlichen Anblick möglichst günstig zu gestalten. Am Südende schließt unmittelbar vor dem Holzaufbau über dem Treppenaufgang ein drei-stieliger Binder in einfacher Zimmermannsbauweise, ebenfalls in Pilzform, die Anlage ab. Die Dach-eindeckung besteht aus Doppelpapp-lage auf 24 mm starker gestäbter und gespundeter Schalung. Die Binderfundamente aus bewehrtem Beton sind auf Holzpfähle gegründet, da ein unmittelbares Aufsetzen auf dem geschütteten Boden wegen der durch die verschiedenen Höhen des Bahndammes bedingten ungleichmäßigen Setzungen vom Neubauamt Zwickau für bedenklich gehalten wurde.

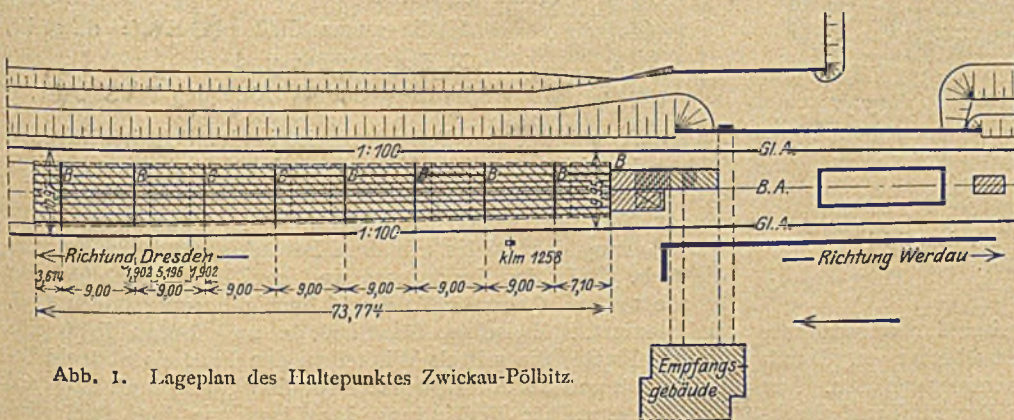


Abb. 1. Lageplan des Haltepunktes Zwickau-Pölbitz.

Grunde war die Überdachung des Bahnsteiges geboten. Über die Gesamtanordnung gibt der Lageplan des Haltepunktes (Abb. 1) Aufschluß. Die Verwaltung entschied sich für die auf

Die Binder.

Die einstieligen Binder, deren Gesamtanordnung die Abb. 2 zeigt, haben bei Gleisabständen von 10,97 m bis 10,05 m Spannweiten von 8,17 bis 7,25 m. Alle acht Binder weisen infolgedessen verschiedene Systeme auf. Der Binderabstand beträgt 9 m und nur zwischen den beiden letzten Bindern vor dem Treppenaufgang 7,10 m. Am anderen Ende ragt das Dach 3,67 m über die Binderachse. Die Binder besitzen einen aus zwei miteinander verdübelten Kanthölzern bestehenden Binderstiel, der sich nach oben zu verjüngt, haben beiderseits einen Obergurt, vertikale Stäbe und einen einheitlich für alle Binder nach einem Halbmesser gebogenen Untergurt. Dieser ist als Druckgurt aus sieben bzw. sechs Brettlamellen mittels Kaltleim zusammengeleimt und durch Schrauben, die die Winkel für die Vertikalen am Untergurt befestigen, noch besonders zusammengehalten. Er stützt sich oben gegen den aus zwei flachen Kanthölzern bestehenden und mit Futterstück am Ende ausgefütterten Obergurt und unten gegen eine am Binderstiel mittels Spezialtellerdübel befestigte kräftige Knagge. Die Pfettenauflasten werden durch Vertikalstäbe, die zwischen dem zweiteiligen Obergurt hindurchgehen, auf

konstruktionen. Die Stoßdeckung bewirken eine innere und zwei äußere Laschen je von rund 1 m Länge. Die Obergurt-halbhölzer stoßen nicht stumpf aufeinander, sondern lassen einen 16 cm großen Zwischenraum, in den entsprechend bearbeitete Zapfen des Stieles, der selbst aus zwei Teilen besteht, hineinragen und so eine nach allen Seiten unverschiebbare Verbindung der Obergurtstäbe mit dem Stiele schaffen. Die durch den Zug im Obergurt entstehende nach oben wirkende Kraft wird durch Bolzen auf den Stiel übertragen. Für die Übertragung der Kräfte aus dem Obergurt in die Laschen kommen die Spezialtellerdübel der Firma Christoph & Umack in Anwendung.

Die zwei den Stiel bildenden Kanthölzer sind ebenfalls mit Spezialtellerdübeln miteinander ver-

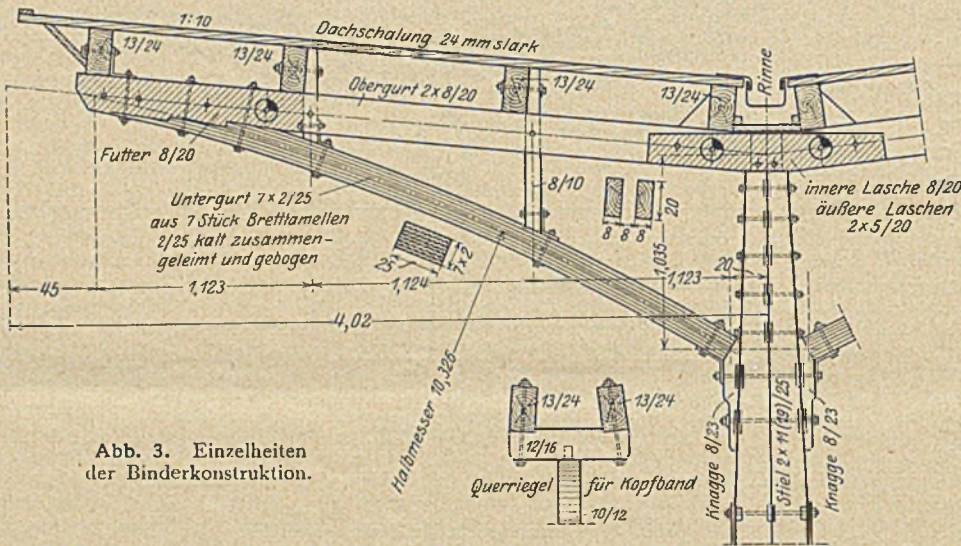


Abb. 3. Einzelheiten der Binderkonstruktion.

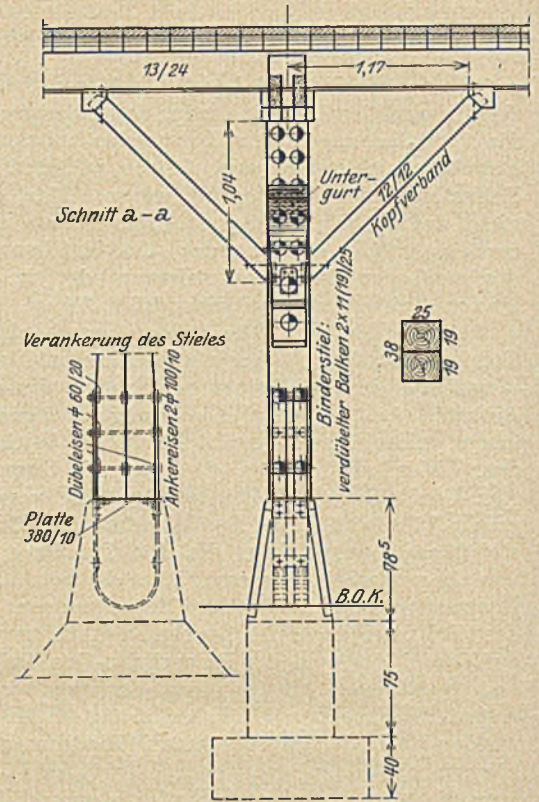


Abb. 5. Ansicht des Binderstieles mit Verankerungen.

den Untergurt übertragen. Der Obergurt dient der Aufnahme der nicht unerheblichen Zugkräfte, die bei dem stärksten beanspruchten Binder Nr. 2 den Wert von 10 t übersteigen, und ist als Zuggurt zweiteilig ausgeführt. Die Verbindung des Untergurtes mit dem Obergurt ist in der besonderen Einzelzeichnung,

bunden, wie auf Abb. 4 angegeben. Der Wirkungsgrad des auf diese Weise verdübelten Balkens ist mit 1 in der Berechnung in Ansatz gebracht worden. Die Anzahl der für die Verdübelung der beiden Kanthölzer erforderlichen Dübel ist aus dem Moment nach der Formel:

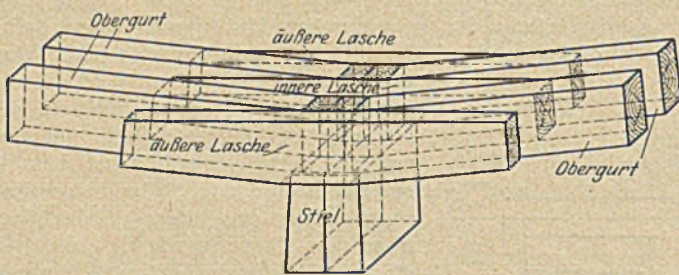


Abb. 4. Verbindung des Obergurtes mit dem Stiel und Stoß der Obergurtstäbe.

Abb. 3, dargestellt. Durch drei hintereinander angeordnete Versätze wird der Druck in den Obergurt übertragen. Durch Bolzen ist die Stabverbindung noch zusammengehalten. Der Stoß der Obergurtstäbe in der Mitte über dem Stiel und gleichzeitig die Verbindung mit dem Stiel ist in isometrischer Darstellung in Abb. 4 veranschaulicht als charakteristisches Beispiel für die mitunter komplizierten Knotenpunkte bei Holz-



$$K = \frac{M \cdot S}{J} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M}{h}$$

errechnet, wobei

K die anzuschließende Kraft darstellt,
M das Moment und
h die gesamte Höhe des Profils ist.

Die Anordnung der Tellerdübel ist in der Schnittzeichnung Abb. 5 deutlich angegeben. Da wegen der bedeutenden Kraft K eine große Anzahl Dübel unterzubringen war, wurden im oberen Teil zwei Tellerdübel nebeneinander angeordnet. Die Verankerung des Stieles mit dem Betonfundament zeigt auch die Abb. 5. In das Fundament sind zwei Flacheisenbügel von je 100/10 mm Querschnitt, die U-förmig herumgebogen sind, einbetoniert. Zwischen Stielholz und Beton liegt eine eiserne Platte, die mittels Winkel an den Flacheisenbügeln befestigt ist und als Auflagerplatte für den Stiel dient. Die auf Zug beanspruchte Verbindung der Eisen mit dem Stiel wird erreicht durch Dübeln, die 2 cm tief in das Holz eingreifen und durch Schraubenbolzen mit Unterlagscheiben mit den Bügeln in feste Verbindung gebracht sind. Die Berechnung

der Verankerung erfolgte nach den bekannten Eisenbetonformeln für beiderseitige Bewehrung, wobei an Stelle des Betons Holz tritt. Demnach ist auch das Verhältnis n der Elastizitätsmodul von Eisen zu Holz:

$$\frac{2\,100\,000}{100\,000} = \text{rd. } 20$$

einzusetzen.

Die Stiefundamente sind in Beton mit Eiseneinlagen unter der Voraussetzung dimensioniert, daß in der Fundamentsohle die Höchstkantenpressung beim ungünstigsten Belastungsfall nicht über 1 kg/cm^2 beträgt. Diese Bedingung war gestellt, weil ursprünglich das Binderfundament unmittelbar auf den geschütteten Boden gestellt werden sollte. Dies Verfahren ist bei den Bahnsteigbindern auf Bahnhof Schulzendorf bei Berlin angewendet worden. Wie oben erwähnt, hielt das Neubauamt Zwickau eine Pfahlgründung hier für besser.

Berechnungsgang:

Da die Berechnung der Binder von gewissem Interesse sein wird und mehrere Besonderheiten aufweist, soll auf sie jetzt des näheren eingegangen werden. Die Berechnungsgrundlagen: Belastungsannahmen und Beanspruchungen waren vom Neubauamt Zwickau bzw. der RBD. Dresden genau vorgeschrieben. Es wurde angenommen:

Eigengewicht des Doppelpappdaches einschl. Sparren und Schalung	60 kg/m^2	Dachfläche
Bindereigengewicht	5	Grundfläche
Schnee, gleichförmig	75	"
ungleichförmig unter der Annahme einer Schneesackbildung		
an der Außenseite	50	"
in der Mitte über dem Stiel	100	"
Wind	11	rechtwinklig zur Dachfläche.

Die Beanspruchungen waren folgende: Für gesundes, luft-trockenes und astfreies Kiefernholz:

auf Zug und Biegung	100 kg/cm^2
auf Druck parallel der Faser	$(80 - 2 \frac{1}{b})$ "

wobei l die Knicklänge und b die kleinere Rechteckseite des vollen Querschnittes ist,
auf Druck senkrecht zur Faser 15 kg/cm^2 ,
auf Abscheren 10 "

Zur Erläuterung des Berechnungsganges diene Abb. 6, die eine Binderhälfte im System zeigt. An Hand der Abbildung ergibt sich für den Wert H :

bei gleichmäßiger Belastung: $H = \frac{q l^2}{2 y_3}$

und entsprechend:

bei ungleichmäßiger Belastung:
$$H = \frac{q_1 \frac{l_1^2}{2} + q_2 \frac{l_2^2}{6}}{y_3}$$

Die Werte q_1 , q_2 und q_3 für die einzelnen Belastungsfälle: Eigengewicht, Schnee gleichförmig und ungleichförmig und Wind sind gegeben. Die Größe y_3 ist ebenfalls bekannt, da man die Lage des theoretischen Ansatzpunktes für den Untergurt von vornherein festlegen muß. Es sind hier verschiedene Gesichtspunkte mitbestimmend, z. B. verbietet sich im vorliegenden Falle eine zu tiefe Lage dieses Ansatzpunktes von selbst in Rücksicht auf einen ungestörten Längsverkehr

auf dem Bahnsteig. Im allgemeinen darf y_3 nicht zu klein angenommen werden.

Die Ordinaten y_1 und y_2 für die Drucklinie werden wie folgt ermittelt:

für gleichmäßige Belastung: $y_1 = \frac{q l_1^2}{2 H}$

$y_2 = \frac{q l_2^2}{2 H}$

und entsprechend

für ungleichmäßige Belastung: $y_1 = \frac{q_1 \frac{l_1^2}{2} + q_2 \frac{l_1^3}{6l}}{H}$,

$y_2 = \frac{q_1 \frac{l_2^2}{2} + q_2 \frac{l_2^3}{6l}}{H}$.

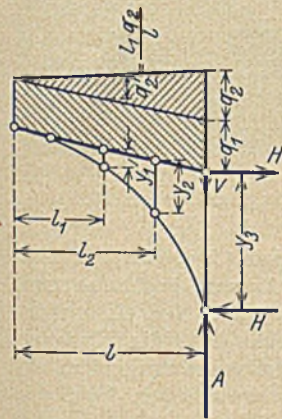


Abb. 6.

Den so errechneten Drucklinien für die verschiedenen Belastungsfälle hat man die Systemuntergurtlinie anzupassen und den Halbmesser R entsprechend zu wählen. Dabei ist zu beachten, daß die theoretische Drucklinie stets oberhalb der Systemlinie bleibt, wie auf Abb. 7 angegeben ist, um die Krümmung und die Exzentrizität des Untergurtes in der Mitte der Untergurtfelder zu vermindern.

Unter Bezugnahme auf Abb. 7 kommt für die Dimensionierung des Obergurtes in Frage:

1. eine Stabkraft:

$$O = \frac{H}{\cos \beta}$$

2. ein Moment infolge der exzentrischen Pfettenauflagerung:

$$M = \frac{q b (l_2 - e) c}{l_2}$$

3. ein Moment infolge des Ausschlagens der Drucklinie gegen die Systemlinie des Untergurtes um den Wert:

$$\Delta = h_3' - h_3,$$

mithin: $M = H \Delta$.

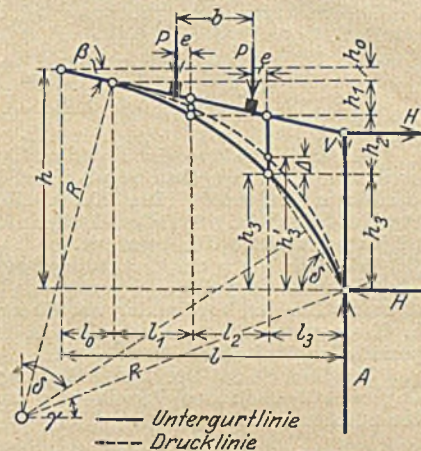


Abb. 7.

Da nun der Untergurt durch die Pfosten in feste Verbindung mit dem Obergurt gebracht ist, kann man dieses Moment auf beide Gurte im Verhältnis der Trägheitsmomente verteilen. Es kommt somit auf den Obergurt

$$M = \frac{H \Delta J_o}{J_o + J_u}$$

wenn J_o = Trägheitsmoment des Obergurtes und J_u = Trägheitsmoment des Untergurtes ist.

Für die Dimensionierung des Untergurtes kommt in Frage:

1. eine Stabkraft: $U = \frac{H \sqrt{l_3^2 + h_3'^2}}{l_3}$

2. ein Moment infolge der Bogenkraft durch den Horizontalschub H .

Zur Ableitung der Formel für dieses größte Moment eines gekrümmten Stabes infolge einer Bogenkraft innerhalb zweier gegebenen Punkte diene die Abb. 8. Der gekrümmte Stab erhält an der Stelle ein größtes Moment, wo dessen Differentialquotient gleich $\text{tg } \beta$ wird, also wo die Tangente mit der Bogenkraft gleiche Richtung hat.

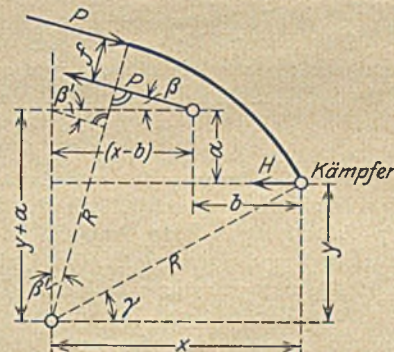


Abb. 8.

Das Moment ist:

$$M = -P f.$$

Nach Abb. 8:

$$f = R - (y + a) \cos \beta - (x - b) \sin \beta$$

wenn $\beta' = \beta$, was ohne weiteres folgt.

$$P = \frac{H}{\cos \beta}$$

demnach:

$$M = H \left[\frac{R}{\cos \beta} - y - a - (x - b) \frac{\sin \beta}{\cos \beta} \right];$$

wenn für Punkt o: $a = b = 0$:

$$y = R \sin \gamma \quad \text{und} \quad x = R \cos \gamma$$

$$f_o = R - R \sin \gamma \cos \beta - R \cos \gamma \sin \beta = R [1 - \sin(\beta + \gamma)].$$

$$\text{und: } M = -P R [1 - \sin(\beta + \gamma)].$$

Ferner ist beim Untergurt zu beachten, daß infolge der Krümmung nach dem Halbmesser R noch eine Nebenspannung hineinkommt, welche die Größe:

$$\sigma' = \frac{E \delta}{2 R}$$

hat, wobei:

E = Elastizitätsmodul

und

δ = Lamellenstärke

ist.

Hierdurch tritt eine Verminderung der zulässigen Biegebeanspruchung ein:

$$\sigma_{b \text{ zul}} = 100 \cdot \frac{\sigma_B - \sigma'}{\sigma_B},$$

wenn σ_B die Biegefestigkeit ist.

Die zulässige Beanspruchung bei Druck und Biegung wurde nach der Formel:

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_{d \text{ zul}} \sigma_d + \sigma_{b \text{ zul}} \sigma_b}{\sigma_d + \sigma_b} \geq \sigma_d + \sigma_b$$

ermittelt.

Für die Knicklänge ist in der vertikalen Ebene der Abstand der Vertikalstäbe, in der dazu senkrechten Ebene die Gesamtlänge des Untergurtes eingesetzt. Die Knicksicherheit ist nach Euler und Tetmajer berechnet. Auf Grund dieser Untersuchung sind die Ober- und Untergurtstäbe dimensioniert.

Die Berechnung der Verbindung vom Ober- und Untergurt bietet nichts Besonderes. Auf eine genügende Scherfläche ist Bedacht genommen. Bei der Verbindung am Obergurtstoß über der Stütze ist die Kraft vom Obergurt auf die Laschen und umgekehrt mittels Spezialtellerdübel übergeleitet.

Der Stiel ist auf Druck und Biegung berechnet; über die Berechnung einschließlich der Verankerung im Fundament ist oben das Wesentlichste bereits gesagt.

Dachgespärre:

Das Dachgespärre besteht aus Sparrenpfetten, die die Dachschalung tragen. Für die Längsaussteifung des über 70 m langen Bahnsteigdaches wurden bei allen Binderstielen Kopfbänder angeordnet, deren Ausbildung die Abb. 3 u. 5 zeigen. Bei dem Binderabstand von 9 m empfahl es sich, Gelenkpfetten anzuordnen, um die Abmessungen der Pfetten herabzudrücken. Um eine geringe Durchbiegung von höchstens $\frac{1}{400}$ zu erhalten, ist für die Dimensionierung der Pfetten mit $M = \frac{p l^2}{12}$ gerechnet und der Gelenkabstand entsprechend ermittelt worden. Die Lage der Gelenke ist in Abb. 1 eingetragen worden.

Materialverbrauch:

Über den Verbrauch an Material für die Binder sollen folgende Zahlen angegeben werden:

Der Binder Nr. 2, der am stärksten beansprucht wird, benötigte: 1 m³ Kiefernholz und 130 kg Eisen, d. h. Spezialtellerdübel, Schraubenbolzen, Ankereisen usw.

Montage.

Die Aufstellung der einzeln angelieferten Binderteile und des Dachholzes einschließlich der Schalung geschah innerhalb 17 Arbeitstagen. In Anbetracht der durch den zeitweise starken Zugverkehr bedingten Unterbrechungen und Arbeitserschwernisse ist diese Zeit für die Montage gering.

Von der fertigen Konstruktion gibt die Abb. 9 eine Aufnahme wieder, die die gute architektonische Wirkung des Bahnsteigdaches erkennen läßt.

Ähnliche Ausführungen.

Wie bereits oben angedeutet, hat die Firma Christoph & Unmack, Akt.-Ges., Niesky O. L., für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft mehrfach ähnliche Ausführungen gemacht.

Die Bahnsteigbinder in Schulzendorf b. Berlin, von denen Abb. 10 eine Aufnahme zeigt, weisen erstens eine andere Grundform, und zwar pultdachförmige Anordnung auf, und



Abb. 9. Ansicht des Bahnsteigdaches in Zwickau-Pölbitz.

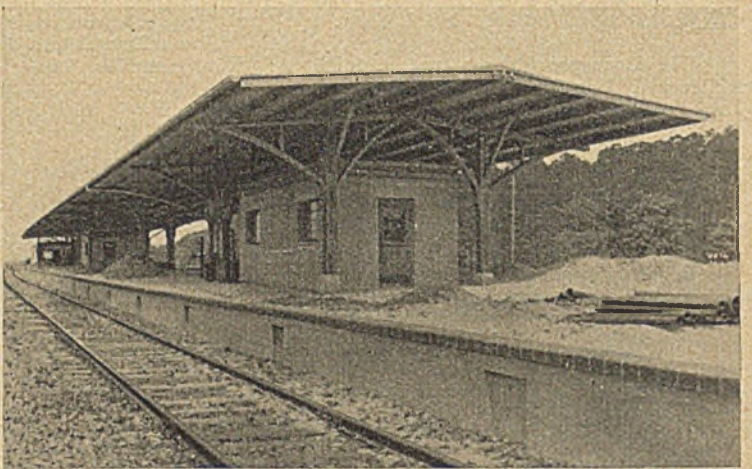


Abb. 10. Ansicht des Bahnsteigdaches in Schulzendorf bei Berlin.

zweitens besitzen einige Binder zwei Stiele. Die Konstruktion ist im allgemeinen gleich der in diesem Aufsatz beschriebenen.

Zum Schluß sei noch bemerkt, daß man bei einer Ausführung auf Bahnhof Königszelt versucht hat, die Knaggen am Binderstiel durch entsprechende Stielausbildungen zu ersetzen, was ein gefälligeres und schlankeres Aussehen der Stiele erreichen läßt.

DER EISDRUCK BEI TALSPERREN.

Von Dipl.-Ing. Dr. W. Wieser, Wien.

Von amerikanischen Ingenieuren wurde in den letzten Jahren des öfteren darauf aufmerksam gemacht, daß eine geschlossene Eisdecke auf einem Staubecken bei Temperaturänderungen erhebliche Drucke auf eine Staumauer ausüben könnte. Dieser Meinung haben sich auch verschiedene Sachverständige, welche mit den Vorarbeiten für Talsperrenvorschriften betraut wurden, angeschlossen, so daß in einzelnen neueren Vorschriften über die Berechnung von Talsperren Bestimmungen über die Größe des in Rechnung zu stellenden

Eisdruckes aufgenommen wurden. So enthält z. B. die Talsperrenvorschrift des Staates New York die Anweisung, jeden möglichen Eisdruck zu berücksichtigen, falls das Becken voll gefüllt ist im Winter. Von einzelnen amerikanischen Fachleuten wird die Annahme eines Eisdruckes von 36–70 t auf den laufenden Meter empfohlen. Auch die italienische Vorschrift (Verordnung des Ministeriums für öffentliche Arbeiten vom 2. April 1921) verlangt die Berücksichtigung eines Eisdruckes von 5 bis 25 t für eine Eisschicht von 30–100 cm

Dicke bei Talsperrenmauern, die sich in einer Seehöhe von über 800 m befinden.

Die neue französische Verordnung (Rundschreiben des Ministers für öffentliche Arbeiten vom 19. Oktober 1923) enthält ebenfalls eine Bestimmung, wonach unter Umständen dem Eisdruck Rechnung getragen werden müsse. Beim Bau der Barberine-Talsperre wurde für einen um 7 m abgesenkten Stauspiegel ein Eisdruck von 70 t/m berücksichtigt, während bei anderen Staumauern (Ritomsee, Broc und Wäggital) dies nicht der Fall war, da in der Schweiz Vorschriften nicht erlassen wurden und daher der entwerfende Ingenieur die Berechnung nach eigenen Erwägungen verfassen kann. Auch in Deutschland wurde bisher ein Eisdruck bei der Berechnung nicht berücksichtigt.

Man sieht, daß die Ansichten sehr verschieden sind und daß unsere Erkenntnis auf diesem Gebiete in den letzten 25 Jahren keine Vertiefung erfuhr, weil Versuche sowie direkte Beobachtungen, die schon damals angeregt wurden und zur Klärung der Sachlage beitragen könnten, bis heute noch nicht gemacht wurden. Um eine Vorstellung über die mögliche Größe des Eisdruckes zu gewinnen, mußte man also den Weg der Rechnung betreten, der jedoch bestimmte wenig befriedigende Annahmen notwendig machte.

Es dürfte am Platze sein, einige dieser Verfahren kritisch zu prüfen, damit man sieht, unter welchen Annahmen die früher angegebenen Werte errechnet wurden.

Als Erster hat sich mit der Frage der rechnerischen Bestimmung der Größe des Eisdruckes H. E. Kuichling anlässlich der Errichtung der Lake Cheesman-Sperre, Colorado, befaßt.¹⁾ Er stellte die Druckfestigkeit des Eises mit 14–70 kg/cm², den Elastizitätsmodul mit 12 500–25 000 kg/cm² und die Ausdehnungszahl mit $\frac{1}{1500}$ – $\frac{1}{4000}$ zwischen –18° und 0° C fest und berechnete die auftretenden Spannungen unter der Annahme, daß eine Dehnung der Eisdecke zwischen der Sperrmauer und einem in 150 m Entfernung vorspringenden Felsrücken unmöglich sei. Aus den angegebenen Größen der Dehnung und des Elastizitätsmoduls errechnen sich innere Spannungen von 3,2, 8,4, 6,4 und 16,8 kg/cm²; für eine etwa 30 cm starke Eisdecke ergeben sich hieraus Eisdrücke von 9,6–50,4 t auf den laufenden Meter Mauer. Da Eisdicken bis zu 1 Meter anderwärts beobachtet wurden und auch der Elastizitätsmodul höhere Werte annehmen kann, könnten auf diesem Wege Pressungen bis zu 200 t errechnet werden. Dieser erste Versuch zeigt schon, daß man zu recht verschiedenen Größen kommt, und daß unbedingt eine genauere Ermittlung der Festwerte notwendig ist. Dieser Weg ist aber nicht nur sehr unsicher, sondern grundsätzlich falsch, weil nicht darauf Rücksicht genommen wurde, daß eine derart dünne Platte (d = 30 cm, L = 150 m) bei viel geringeren Druckspannungen ausknickt und aus diesem Grunde Druckspannungen von 20 kg/cm² und mehr gar nicht auftreten können, wie die folgenden Berechnungen erweisen.

Betrachtet man zunächst zur Vereinfachung der Rechnung bloß einen schmalen Streifen der Platte, den man sich herausgeschnitten denkt, so kann man für diesen die Knicklast nach den Formeln von Euler bestimmen.

Für $E = 25000 \text{ kg/cm}^2 = 25 \cdot 10^4/\text{m}^2$, $L = 150 \text{ m}$ und eine Eisschicht von 30 cm, also einem Trägheitsmoment

$$J = \frac{1}{12} \cdot 1,0 \cdot (0,3)^3 = 0,00225 \text{ m}^4$$

erhält man aus

$$(1) \quad P = \frac{E J \pi^2}{L^2}$$

$$P = 0,25 \text{ t/m.}$$

Für die gleichen Verhältnisse ergibt sich ein Eisdruck, der bloß $\frac{1}{40}$ – $\frac{1}{200}$ des von Kuichling berechneten ausmacht und als unbedeutend gänzlich vernachlässigt werden könnte. Für eine Dicke der Eisdecke von 100 cm ergäbe sich allerdings bereits eine Knicklast von 9,2 t/m. Im Falle einer Ab-

1) Siehe den in Fußnote 9 erwähnten Aufsatz.

senkung des Stauspiegels um einige Meter im Winter würde auch ein derartiger Druck — vorausgesetzt, daß er tatsächlich aufräte — nicht besonders berücksichtigt werden müssen.

Da gegen diese überschlägige Berechnung eingewendet werden könnte, daß sie die viel größere Plattensteifigkeit vernachlässige, soll auch die kritische Knickspannung einer Platte für zwei verschiedene Annahmen angegeben werden.

Wir benutzen hierzu die von Timochenko und Albenga abgeleiteten Formeln.

In beiden Fällen muß eine quadratische oder rechteckige gewichtslose Platte von gleichmäßiger Stärke und gleicher Festigkeit und Elastizität an allen Punkten vorausgesetzt werden. Die von Timochenko²⁾ abgeleitete Formel gilt für den Fall, daß bloß 2 Seiten durch in der Mittelebene wirkende Gegenkräfte belastet sind; die Platte ist als vierseitig frei aufruhend angenommen. Die kritische Spannung, bei welcher ein Ausbeulen der Platte eintritt, ist

$$(2) \quad P_{cr} = \frac{P}{s} = \frac{UE}{12 \left[1 - \left(\frac{l}{m} \right)^2 \right]} \cdot \frac{s^2}{a^2}$$

U ist eine Funktion, die vom Verhältnis der Seitenlängen abhängt und für ein Quadrat nahezu den Wert 40 annimmt.

E ist der Elastizitätsmodul,

m die Poissonsche Zahl ($m = 4$),

s die Plattenstärke,

a die Länge der Platte.

Für $s = 0,30 \text{ m}$, $a = 150 \text{ m}$, $E = 250000 \text{ t/m}^2$ erhält man:

$$P_{cr} = 3,56 \text{ t/m}^2$$

oder:

$$P_{cr} = 3,56 \cdot 0,3 = 1,07 \text{ t/m.}$$

Für eine Eisdecke von 1,00 m Stärke ergäbe sich

$$P_{cr} = 40,4 \text{ t/m.}$$

Diese Zahlenwerte sind etwa 4 mal so groß als die für einen Stab berechneten.

Für $s = 0,50 \text{ m}$, $a = 100 \text{ m}$ wäre $P_{cr} = 44,4 \text{ t/m}$,

„ $s = 0,50 \text{ m}$, $a = 500 \text{ m}$ „ $P_{cr} = 1,77 \text{ t/m}$.

Für mittelgroße Staubecken sind also die errechneten Werte unwesentlich.

Zieht man allseitigen Druck in Betracht, so kann man die kritische Druckspannung mit der von Professor G. Albenga abgeleiteten Gleichung berechnen. Albenga stützt seine Untersuchungen³⁾ auf Arbeiten von Bryan⁴⁾ und das von Southwell angegebene Kriterium sowie eigene frühere Arbeiten über die Plattentheorie⁵⁾ und gibt für die kritische Spannung folgende Formel an:

$$(3) \quad P_{cr} = \frac{\pi^2}{6} \cdot \frac{m^2}{m^2 - 1} E \frac{s^2}{a^2}$$

für $m = 4$

$$(3') \quad P_{cr} = 1,77 E \frac{s^2}{a^2}$$

Für eine quadratische Platte ist P_{cr} nach Gleichung (3) gerade halb so groß als nach Gleichung (2),

somit für $a = 100 \text{ m}$, $s = 0,50 \text{ m}$, $P_{crit} = 22,2 \text{ t/m}$

und für $a = 100 \text{ m}$, $s = 0,25 \text{ m}$, $P_{crit} = 5,55 \text{ t/m}$.

2) Sur la Stabilité des Systèmes Elastiques. M. S. Timochenko, St. Petersburg. Annales des Ponts et Chaussées 1913, Tome IV—VI, § 24, S. 373.

3) Spinte dei ghiacci contro le dighe di sbarramento. Prof. Giuseppe Albenga. Annali del Consiglio Superiore delle Aque Pubbliche 1921, Fascicolo 10.

4) London Mathematical Society Proceedings 1891, S. 52. Philosophical Transactions of the Royal Society of London 1913, S. 191.

5) G. Albengo, Su alcune teorie approssimate della lastra piana. Atti della R. Accademia delle Scienze di Torino 1913—14, vol. 49.

Für eine rechteckige Platte ist

$$(4) \quad p_{cr} = \frac{\lambda^2 + 1}{2\lambda^2} p,$$

wobei λ das Seitenverhältnis und p die für die Quadratsseite nach Gleichung (3) ermittelte Spannung ist.

Die in die italienische Verordnung aufgenommenen Eisdrücke von 5–25 Tonnen entsprechen den Grenzfällen von $a = 100$ m und $s = 0,25$ m bzw. $0,50$ m ungefähr. Für größere Becken $a \geq 500$ m sinkt der Wert unter $\frac{1}{25}$ des angeführten. Vorausgesetzt, daß man überhaupt der Ansicht ist, daß auf dem Wege theoretischer Untersuchungen den vorliegenden verwickelten Verhältnissen Rechnung getragen werden kann und man also annimmt, daß die zuletzt erhaltenen Spannungen den wahren Werten einigermaßen entsprechen, so können die aus Formel (3') errechneten Zahlenwerte nur dann entsprechen, wenn die Annahmen, insbesondere auch die Randbedingungen zutreffen. Diese setzen eine starr, unnachgiebige Lagerung der Ränder voraus. Hinsichtlich jener Seite des Beckens, welches durch die Staumauer selbst gebildet wird, ist mit einer Nachgiebigkeit auch bei einer Schwergewichtsmauer zu rechnen, insbesondere jedoch bei einer Gewölbesperre käme die elastische Lagerung unbedingt in Frage. So berechnet z. B. Stucky⁶⁾ für die Jogne-Talsperre eine Verschiebung der Mauerkrone des höchsten Profils unter der Einwirkung einer Einzellast von 1 Tonne mit $\delta = 0,325$ mm; für 20 Tonnen ergäbe sich also 6,5 mm Ausweichung. Eine Vorstellung über die Größenordnung der Ausweichung kann man übrigens durch eine einfach herzuleitende Formel rasch gewinnen⁷⁾, und man findet, daß für eine Schwergewichtsmauer mit einem etwa $\frac{1}{10}$ ⁸⁾ so großen Werte zu rechnen ist als bei einer Bogenstaumauer gleicher Höhe. Da die anderen Ränder des Staubeckens nur selten von Felswänden gebildet sein werden, sind diese Randteile jedenfalls nicht als starr anzusehen, sondern als nachgiebig.

Für ein quadratisches Staubecken mit $s = c,50$ m, $a = 100$ m ist laut Formel (3') $p_{cr} = 11 \text{ t/m}^2 = 1,1 \text{ kg/cm}^2$. Die spez. Dehnung wäre $\frac{1}{E} = 4,4 \cdot 10^{-5}$, somit auf 100 m um 4,4 mm; bei einer Bettungsziffer von $C = 2,5 \text{ kg/cm}^2$ ergibt

⁶⁾ A. Stucky, Etude sur les barrages arqués. Bulletin technique de la Suisse romande 1922.

⁷⁾ Nimmt man zur Berechnung der horizontalen Verschiebung in der Mauerkrone bei einer dort wirksamen Einzelkraft von 1 Tonne die Mauer als gewichtslos an und rechnet mit einem dreieckigen Mauerquerschnitt, so findet man für die Verschiebung δ die Gleichung

$$\delta = 12 \frac{\ln(h)}{E m^3};$$

hierbei sind δ und h in Meter, F in Tonnen/m² einzusetzen; m ist das Verhältnis der Sohlenbreite zur Höhe, für Schwergewichtsmauern also etwa $m = 0,7$, für Gewölbesperren etwa $0,25$ bis $0,30$. $\ln(h)$ ist der natürliche Logarithmus von h .

Aus der Formel erhält man z. B. für $h = 55$ m, $m = 0,7$ bzw. $m = 0,35$: $\delta = 0,056$ mm/1 Tonne bzw. $0,44$ mm/1 t bei $E = 2,5 \cdot 10^6 \text{ t/m}^2$. Hierbei ist allerdings der Einfluß der Schubkräfte, der sehr erheblich ist, und der Bodenelastizität, die eine Vergrößerung der Verformung bis zu 75% hervorrufen können, der Einfachheit halber vernachlässigt.

⁸⁾ Bei Berücksichtigung der Schubspannungen und der Bodenelastizität bei Berechnung der Verformungen wird dieses Verhältnis etwa $\frac{1}{5}$ sein.

sich die gleiche Zusammenpressung. Da mit wachsender Staulänge p_{cr} mit dem Quadrat der Seitenlänge abnimmt und die Gesamtdehnung dagegen bloß mit der Länge zunimmt, werden die Längenänderungen und der Wert C immer kleiner. Da aber schon für $a = 200$ m der kritische Druck nur $5,5 \text{ t/m}$ beträgt, so wird auch bei ziemlich festen Uferändern (großem Wert C) keine große Eispressung auftreten können, weil sie infolge der Nachgiebigkeit der Uferänder und der Mauerkrone nur in geringem Maße entstehen kann.

Gegen diese Folgerung könnte eingewendet werden, daß zur Berechnung der Zahlenwerte der einzelnen Größen sowohl das Eigengewicht der Platte als auch der Umstand, daß die Platte im Wasser schwimmt, also in einem elastischen Mittel liegt, vernachlässigt worden sei. Wollte man auch hierauf Rücksicht nehmen, so würden die Berechnungen ziemlich langwierig, auch müßte noch die ungleiche Temperatur der Eisdecke, deren Oberseite von der kalten Luft, deren Unterseite vom verhältnismäßig warmen Wasser bespült wird, berücksichtigt werden. Da jedoch kleine Formänderungen des Uferandes hinreichen, um die Entstehung größerer Pressungen zu vereiteln, darf wohl angenommen werden, daß auch mit dem genauesten theoretischen Verfahren die wahren Werte des Eisdruckes, der allem Anschein nach nur ganz gering oder überhaupt gleich Null ist, nicht berechnet werden können und man auf Beobachtungen oder Messungen angewiesen ist, wenn man die Sachlage klären will.

Daß ein Eisdruck u. U. nicht auftreten kann, geht aus Beobachtungen hervor, die bei deutschen Talsperren gemacht wurden, wo sich gezeigt hat, daß entlang der Staumauer infolge der höheren Temperatur der wasserseitigen Mauerseite ein ungefähr $\frac{1}{2}$ m breiter Streifen entlang der Mauer entweder überhaupt nicht zufriert oder nur mit einer schwachen Eisschicht bedeckt ist, wodurch Eispressungen überhaupt nicht zustande kommen können.⁹⁾

Da auch bei ungünstigeren Bedingungen eine geringe Nachgiebigkeit der Uferänder das Zustandekommen von Pressungen verhindert, bei großen Staulängen die Eisdrücke auf jeden Fall sehr klein werden, ist es berechtigt, bei der Berechnung von Talsperren den Eisdruck gänzlich zu vernachlässigen, wie dies auch bei mehreren im hochalpinen Gebiet gelegenen Talsperren der Schweiz der Fall war, die trotzdem bis heute keine Schäden aufweisen, obwohl bei Gewölbesperren mit geringer Kronenbreite nur geringe Drücke ohne Schaden aufgenommen werden können, worauf schon Ing. Dr. O. Vas aufmerksam gemacht hat.¹⁰⁾

Sowohl rein theoretische Berechnungen als auch einzelne Beobachtungen über die Art der Eisbildung und das Verhalten ausgeführter Talsperren lassen die Schlußfolgerung zu, daß erhebliche Eisdrücke nicht entstehen können und somit die Annahme einer derartigen Wirkung auf Talsperren sich erübrigt.

⁹⁾ Siehe Dr. O. Vas, Der moderne Talsperrenbau, Die Wasserwirtschaft 1925, H. 10–14; und Geh. Baurat Lieckfeldt, Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, Nr. 38.

¹⁰⁾ Ing. Dr. O. Vas, Der moderne Talsperrenbau, Die Wasserwirtschaft 1925, H. 10–14. Bei der Staumauer Fully würde ein Eisdruck von 9 Tonnen auf den lfd. Meter bereits 90 kg/cm^2 Druckspannung hervorrufen. Ähnliche Zahlenwerte ließen sich auch bei anderen Bogenstaumauern errechnen.

NOMOGRAPHIE IM EISENBETONBAU.

Von Dr.-Ing. Hermann Zuck, Hannover.

Im Heft 12 (vom 19. 3. 1926) dieser Zeitschrift hat Herr Reg.-Baumeister Jacki, Erfurt, eine „Fluchtentafel für das Entwerfen von Eisenbetonplatten“ veröffentlicht, die zweifellos viele Praktiker interessiert haben wird. — Es mögen deshalb zu diesem Nomogramm und den dazu gegebenen Erläuterungen hier noch einige Bemerkungen Platz finden, die die Frage nach der zweckmäßigsten Art, Bemessungstabellen für Eisenbeton-Querschnitte zu entwerfen, näher beleuchten sollen. —

Soll eine bestimmte Beziehung zwischen drei verschiedenen Größen graphisch dargestellt werden, so gibt es bekanntlich in der Nomographie hierzu zwei verschiedene Wege: die „Tafel mit Punktskala“ oder „Fluchtentafel“ und die „Tafel mit Kurvenskala“ oder „Kurvtafel“.

Bei der ersteren Methode werden auf zwei — meist parallelen — Geraden Maßstäbe angebracht, in denen man auf jeder der beiden eine bestimmte von den drei Größen auftragen kann. Die

dritte Größe wird dann gefunden, indem man die Endpunkte der beiden ersten verbindet und auf einer dritten — geraden oder gekrümmten — Skala den Schnittpunkt mit dieser Verbindungslinie abliest. Im

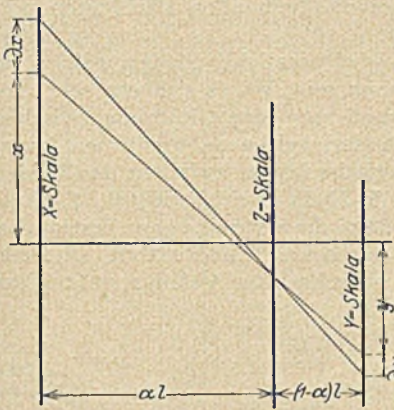


Abb. 1.

folgenden sollen lediglich die in der Praxis gebräuchlichen Fluchtentafeln, bei denen die beiden ersten Skalen zueinander parallele Gerade sind, betrachtet werden. Soll auch die dritte Skala eine gerade Linie sein, so muß sie entweder parallel zu den beiden ersteren oder unter einem gewissen Winkel gegen diese geneigt sein. Im ersteren Fall ergibt sich eine Fluchtentafel nach Abb. 1.

bestimmten Wert von Z den Wert von x um ∂x , so ändert sich y und ∂y . Aus der Abb. 1 ist ohne weiteres zu ersehen, daß diese Art der Fluchtentafel für alle Gleichungen anzuwenden geht, bei denen

$$(1) \quad \frac{\partial y}{\partial x} = \text{const.}$$

ist. Die Abstände der Z-Skala von den beiden andern ergeben sich aus der Gleichung:

$$(2) \quad \frac{\partial y}{\partial x} = \frac{1-a}{a}$$

Ändere ich für einen ganz bestimmten Wert von Z den Wert von x um ∂x , so ändert sich y und ∂y . Aus der Abb. 1 ist ohne weiteres zu ersehen, daß diese Art der Fluchtentafel für alle Gleichungen anzuwenden geht, bei denen

Es braucht nicht besonders hervorgehoben zu werden, daß die Methode für alle Gleichungen anwendbar ist, die sich durch irgendwelche algebraische Umformungen bzw. Einführung anderer Unbekannter auf eine solche Form bringen lassen, daß die obige Bedingung erfüllt wird. Ferner ist ohne weiteres einleuchtend, daß die Anfangspunkte der drei Skalen ganz beliebig liegen können. Ist der Koeffizient $\frac{\partial y}{\partial x}$ positiv, so sind die X- und Y-Skalen entgegengesetzt gerichtet und umgekehrt.

Es kommt also lediglich darauf an festzustellen, ob für die gegebene Beziehung zwischen den drei Größen diese Art der Fluchtentafel anwendbar ist. Trifft das zu, dann kann man auf zwei parallelen

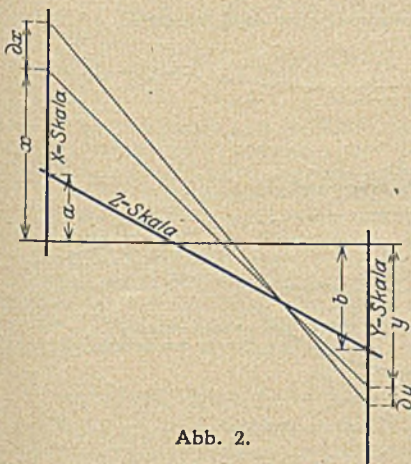


Abb. 2.

Geraden die Maßstäbe für x und y beliebig festlegen und bestimmt jeden Punkt, der einem gewünschten Wert von Z entspricht, indem man zu zwei verschiedenen Werten von x die zugehörigen y errechnet und die zusammengehörigen Punkte der x- und y-Skalen miteinander verbindet. Die Schnittpunkte solcher Verbindungslinien ergeben die Z-Skala, die in diesem Falle parallel zur X- u. Y-Skala verlaufen muß. Für die Bestimmung der Maßstäbe und die Lage der Anfangspunkte der X- u. Y-Skala sind lediglich praktische Gründe maßgebend, insofern als davon die Übersichtlichkeit und Genauigkeit der Tafel abhängt.

Soll die Z-Skala eine zu den X- und Y-Skalen geneigte Gerade sein, so muß, wie aus Abb. 2 hervorgeht, die Gleichung die Bedingung erfüllen:

$$(3) \quad \frac{\partial y}{\partial x} = f(z) = \frac{y-b}{x-a}$$

Wird hierbei a = 0 bzw. b = 0, so geht die Z-Skala durch den Anfangspunkt der X-Skala bzw. der Y-Skala. Werden a und b beide = 0, so fällt die Z-Skala mit der Verbindungslinie der Anfangspunkte der beiden andern Skalen zusammen.

Wird für eine gegebene Gleichung zwischen drei Unbekannten

$$(4) \quad \frac{\partial y}{\partial x} = f(z),$$

ohne daß dabei die Gleichung (3) erfüllt wird, so kann diese Gleichung ebenfalls noch durch eine Fluchtentafel mit zwei parallelen Skalen dargestellt werden, es wird jedoch die Z-Skala eine gekrümmte Linie.

Wendet man diese einfachen Überlegungen auf das Beispiel der Eisenbetonplatte an (vgl. Heft 12, S. 44), so kann man sich die etwas unbequeme Arbeit, die Z-Skala durch Berechnung der schiefwinkligen Koordinaten ihrer einzelnen Teilpunkte zu bestimmen, ersparen. Die ursprüngliche Gleichung

$$(5) \quad h = k \sqrt{\frac{q^2}{c}}$$

hat Jacki aus Gründen, auf die hier nicht näher eingegangen werden soll, umgeformt zu

$$(6) \quad \frac{(0,95 d - 1)^2}{625 k^2} \cdot \frac{1,25 c}{l^2} - \frac{p + g_0}{500} - \frac{24 d}{500} = 0.$$

Diese Gleichung kann man auch schreiben in der Form:

$$(7) \quad z^2 x - y - a z - b = 0.$$

Es ist dann:

$$(8) \quad x = \frac{1,25 c}{l^2},$$

$$(9) \quad y = \frac{p + g_0}{500},$$

$$(10) \quad z = \frac{0,95 d - 1}{25 k}$$

$$(11) \quad a = \frac{25 k}{500} \cdot \frac{24}{0,95},$$

$$(12) \quad b = \frac{24}{0,95 \cdot 500}.$$

Aus Gleichung (7) ergibt sich:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = z^2,$$

so daß man diese Beziehung darstellen kann mit einer Fluchtentafel, bei der die Z-Skala eine gekrümmte Linie ist. Die einzelnen Teilpunkte der Z-Skala kann man nach dieser Feststellung in einfacher Weise finden, indem man für ein bestimmtes d zwei Wertepaare von p und l aus der Gleichung (6) bestimmt, die auf den vorher festgelegten parallelen X- und Y-Skalen aufgesucht und miteinander verbunden werden. Der Schnittpunkt dieser Verbindungslinie ist der dem angenommenen Werte von d entsprechende Punkt der gekrümmten Z-Skala. (Bei der Durchführung wird sich ganz von selbst ergeben, daß man gut tut, an Stelle der Gleichung (6) hierbei die vereinfachte Form der Gleichung (7) zu benutzen.)

Weit übersichtlicher lassen sich im allgemeinen Beziehungen zwischen drei Unbekannten darstellen durch die zweite Methode der Nomographie, nämlich die sog. „Kurventafeln“. Setzt man in einer Gleichung mit drei Unbekannten für eine von diesen einen bestimmten Wert ein, so bleibt eine bestimmte Beziehung zwischen den beiden andern, die man in der aus der analytischen Geometrie bekannten Form als ebene Kurve darstellen kann. Man kann in dieser Weise

die Beziehung zwischen drei Unbekannten auflösen in einzelne ebene Kurven für angenommene Werte der einen Unbekannten. In einem so hergestellten Nomogramm braucht man keinerlei Verbindungslinien zu ziehen, Fäden zu spannen oder dergleichen, man sucht lediglich auf einer bestimmten Kurve einen Punkt auf mit einer bestimmten Abszisse und liest seine Ordinate ab oder umgekehrt. Die Kurventafeln sind für kompliziertere Fälle deshalb übersichtlicher, weil sie für alle Gleichungen mit drei Unbekannten in derselben Weise hergestellt werden; ferner sind sie meistens einfacher zu handhaben und genauer. Ihr Hauptvorteil aber besteht darin, daß sie ohne weiteres nachzuprüfen sind und deshalb auch ohne Schwierigkeiten für abweichende Verhältnisse umgearbeitet werden können. Für den Eisenbetonbau dürfte das Arbeiten mit Kurventafeln schon aus dem Grunde empfehlenswert sein, weil für die meisten in der

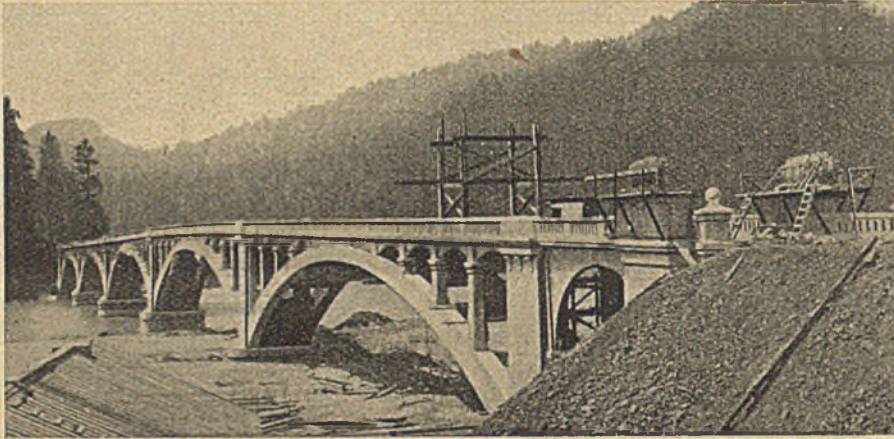
Praxis vorkommenden Fälle in den „Bemessungstafeln“ von Prof. Mörsch (Verlag Conrad Wittwer, Stuttgart) leicht zu handhabende Kurventafeln bereits vorliegen, die sich in der Praxis längst bewährt haben und von allen Fachleuten und Behörden anerkannt werden.

Die Fluchtentafeln mit zwei parallelen Skalen werden im allgemeinen nur da vorzuziehen sein, wo es sich um sehr einfache Fälle handelt, z. B. wenn man eine Gleichung zwischen drei Unbekannten ohne Schwierigkeiten so umformen kann, daß die eine als das arithmetische Mittel zwischen den beiden andern erscheint (X- und Y-Skala gleichgerichtet, Z-Skala parallel in der Mitte), oder so, daß die erste eine ganz bestimmte, feste Größe im Verhältnis der beiden andern teilt (Z-Skala geneigt als Verbindungslinie zwischen den Anfangspunkten der X- und Y-Skala).

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Douglas-Gedächtnisbrücke in Kalifornien.

Die nachstehend abgebildete Straßenbrücke, die nach zweijähriger Bauzeit unter mancherlei Schwierigkeiten (50 km bis zur nächsten Wasserstraße und 120 km bis zur nächsten Eisenbahn,

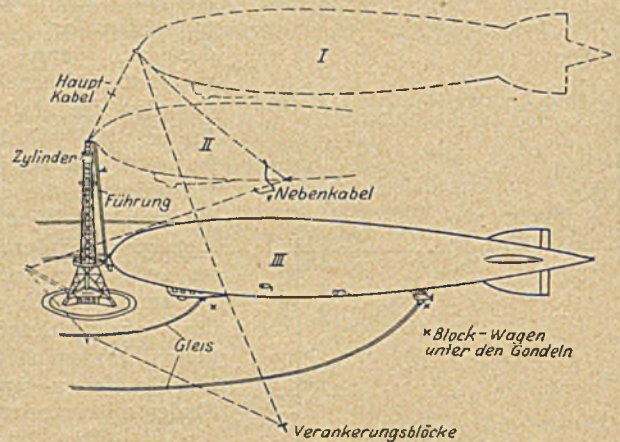


mangelhafter Baugrund, Hochfluten) fertiggestellt worden ist, zeichnet sich, abgesehen von den baufremden Zutaten an den Säulenköpfen, durch gute Formgebung aus. Sie ist 350 m lang und hat fünf Hauptöffnungen mit offenen Eisenbetonbogen von 64 m Spannweite. Die Pfeiler reichen mit ihrer Unterkante 10,5 m unter Niedrigwasser und stehen auf je 165 Holzpfeilern von 6 bis 10,5 m Länge, in 90 und 75 cm Mittenabstand, das eine Widerlager (das andere ruht auf Fels) auf 308 Holzpfeilern mit 1:6 Neigung. Die Bogenrippen sind in allen fünf Öffnungen gleichzeitig an je sechs Punkten geschlossen worden. (Nach H. D. Miller, Brückeningenieur der kalifornischen Straßenbauverwaltung, in Engineering News Record vom 17. Juni 1926, S. 991 bis 992 mit 4 Lichtbildern.)

vermittels der Gondeln an besonders bemessenen Blockwagen befestigt, so daß diese ein genügendes Gegengewicht gegenüber dem Auftrieb bilden. Sie können überdies automatisch durch elektrische Übertragung und Antrieb jederzeit der jeweiligen durch die Windrichtung bedingten Lage des Schiffes sich so derselben anpassen, daß nur eine kleine Seitenbeanspruchung des Schiffes dadurch hervorgerufen wird. Beim Landen werden zunächst Haltekabel von den entsprechenden Gondeln herabgelassen und an den Blockwagen befestigt und vorerst durch Abgabe von Ballast in bestimmter Weise angespannt, ehe das Herabziehen im Verein mit dem Bugkabel erfolgt.

Auf dem zylindrischen Behälter der Spitze des Ankerastes läuft auf kreisförmigen Schienen die Drehscheibe des Aufsatzstückes als Träger der Führung. Zu diesem Zweck steht sie mit derselben, die oben hornförmig gebogen, dann seitlich dem Mast entlang gerade herabläuft, in starrer Verbindung. Horizontale Umfangsrinne ermöglichen eine Drehung dieser ganzen Vorrichtung um die Mittelachse des Mastes. Die seitliche Verstrebung des oberen hornförmigen Teils der Führung nach der Drehscheibe geschieht durch ein A-förmiges Strebenwerk, an dem auch ein Stoßdämpfer angeordnet ist.

Die Führung — im Querschnitt U-förmig — nimmt die bewegliche Befestigungsvorrichtung auf. Letztere besteht im wesentlichen aus einer Art kardanischer Aufhängung. Zwei Konusse sind dabei so miteinander verbunden, daß der innere, der unmittelbar das Hauptkabel aufnimmt, sich im äußeren Konus bei Kugellagerung



drehen kann, während letzterer sich vermittels kurzer Querarme, die in den T-förmig ausgebildeten Seitenflächen der Führung nicht nur gleiten, sondern auch um die zu ihrer Bewegungsrichtung senkrechte Achse sich drehen kann. Durch entsprechende Kabelverbindung von der beweglichen Vorrichtung aus nach der Mitte des Mastes zu bzw. nach dem unteren Ende der Führung wird das Herabziehen des Schiffsbugs bewerkstelligt.

Dr. Kasbaum, Karlsruhe.

Ein 63 m hoher Luftschiffsverankerungsmast (Detroit).

Nach „Engineering News Record“ vom 4. II. 1926.

Der Entwurf und Bau des Mastes — von H. Ford veranlaßt — verdankt seine Entstehung den Erwägungen, das Entladen der Fracht bzw. die Passagierübernahme dadurch bequemer zu gestalten, daß, wie aus der Abbildung hervorgeht, das Luftschiff bis zum Boden herabgezogen werden kann.

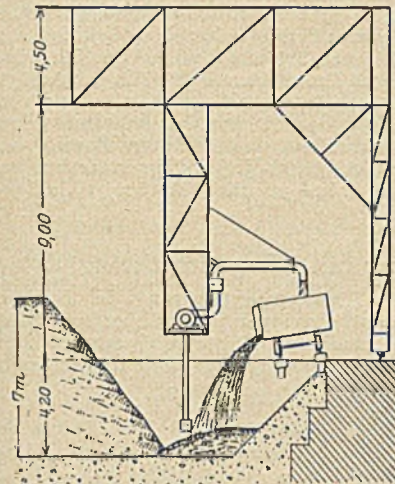
Die Abb. (I) zeigt das Hauptverankerungskabel und die beiden Seitenkabel in bisher üblicher Weise. Alle drei Kabel gehen vom Bug des Luftschiffes aus. Das Hauptkabel ist unmittelbar mit einer sinnreichen Bewegungsvorrichtung verbunden, die in der seitlichen „Führung“ des Mastes entlang läuft.

Die Seitenkabel sind über Verankerungsklotze, die in großer Zahl rings um den Mast verteilt sind, der Basis desselben zugeführt.

Bei der bisherigen Art der Verankerung (II) im Augenblick des Ein- und Ausladens konnte dieses im Hinblick auf die Erhaltung der horizontalen Gleichgewichtslage des Schiffes nur langsam und bei dauerndem entsprechendem Ausbalancieren erfolgen. Das vermöge der obigen Vorrichtung in Lage (III) verbrachte Luftschiff wird,

Kohlenausladung mittels Wasserspülung.

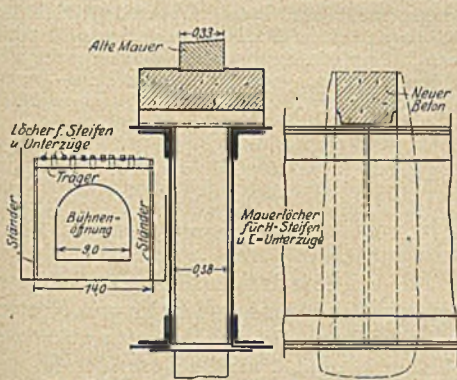
Für große Dampfkraftwerke, die bis 1000 t Kohle täglich verbrauchen, eignen sich Kohlenkipper nicht wegen der sehr hohen Anlagekosten und der Betriebserschwerung durch das Abkuppeln der einzelnen Wagen, unzureichend sind die Entladung der Eisenbahnwagen von Hand mit nur 8 t stündlich für einen Mann und diejenige durch Greifbagger mit nur 60 t stündlich, wobei für die Reste in den Winkeln erhebliche Handarbeit nötig bleibt. Mit großer Regelmäßigkeit und voll befriedigend arbeitet hingegen seit 1925 die Ausladung mittels Wasserspülung im Kraftwerk St. Ouen der Pariser Elektrizitäts-Verteilungsgesellschaft, das monatlich bis 38 000 t Kohlen verbraucht. Die Kohle wird durch den Wasserstrahl einer Kreiselpumpe aus den Eisenbahnwagen seitlich in die 4,2 m tiefe Stapelgrube gespült, was durch die Gleisneigung 1 : 10 des Gleises längs der Stapelgrube erleichtert wird (s. Abb.). Die Kreiselpumpe hängt an einem fahrbaren Torkran, der mit 42,25 m Spurweite die



Stapelgrube und die Gleise überspannt, so daß die Kohlenwagen während des Entladens nicht verschoben werden müssen, und einem fahrbaren Greifbagger zum Beladen der Förderwagen aus dem Stapel trägt. Die Pumpe mit 20 pferdigem elektrischen Antrieb hebt stündlich 360 m³ Wasser aus der Stapelgrube auf 6 m Höhe und entladet damit einen 20-Tonnen-Wagen in drei Minuten, da für 1 t Kohle 1 m³ Wasser genügt. Jede Stapelgrube von 150 m Länge und 34 m Breite mit 30 000 t Fassungsvermögen bedienen zwei Torkrane. (Nach P. Calfas, Ingenieur, im Génie Civil vom 27. März 1926, S. 289—292 mit 8 Abb.)

Unterfangen einer Bühnenhausmauer.

In einem Theater in Cleveland (Ohio) mußte die überwölbte Öffnung von 9 m Weite in der Vorderwand der Bühne durch eine rechteckige von 14 m ersetzt und zu diesem Zwecke die 10 m hohe



Mauer darüber durch einen Träger unterfangen werden (Abb. 1). Für die gewöhnliche Art des Abfangens reichte der beschränkte Raum nicht aus, es ist deshalb gleich der neue Träger dazu benutzt und in zwei spiegelgleichen Hälften (Abb. 2) hergestellt und eingebaut worden. Zunächst wurde die alte Öffnung vollständig ausgezimmert und das Gewölbe durch Schließen zusammengehalten, dann wurden die Schlitz für die Trägerständer und die Löcher für die sechs Steifen (H-Querschnitt) samt den Unterzügen darüber (L-Querschnitt) und die Zwischenunterzüge (L-Querschnitt) durchgebrochen (Abb. 1), hierauf die tragenden Teile eingesetzt und die H-Steifen mit den beiden Trägerhälften fest verbolt, endlich der Raum über den L-Unterzügen mit Aluminiumzementbeton ausgegossen, so daß nach 1 1/2 Tagen Erhärtung die alte Mauer unter dem neuen Träger abgebrochen und die Untergurtplatte des Trägers angenietet werden konnte. Für alle vorbereitenden Arbeiten über der neuen Öffnung hat ein Hängegerüst gedient. (Nach A. H. Taylor, Ingenieur in Cleveland, in Engineering News-Record vom 29. April 1926, S. 681 mit 3 Zeichn.)

Absturz eines 23 m hohen Holz-Gittermastes.

Am Nachmittag des 21. Juli stürzte einer der beiden in 56 m Entfernung von einander stehenden hölzernen Antennenmaste ab, die im Jahre 1920 am Magdeburger Platz in Berlin auf den Dächern zweier benachbart liegender Häuser erbaut waren.

Seine Länge betrug 23 m, die seines noch stehenden Partners 35 m (vgl. Abb. 1). Der Unfall wurde zweifellos durch einen kurzen, aber kräftigen Windstoß veranlaßt; es ist einem besonderen Zufall zu verdanken, daß trotz des starken Verkehrs auf der vorbeilaufenden Lützowstraße niemand verletzt wurde.

Die Maste wurden nach Bauweise Greim mit Verwendung von Krallenplatten älterer Form als Gittermaste (vgl. Abb. 2) ausgeführt. Der Fußpunkt ist kugelformig gelagert. Die Abspannung erfolgt nach allen vier Seiten hin durch Drahtseile und zwar greifen diese Seile, um günstigere statische Verhältnisse zu schaffen, in etwa 6 m Abstand von der Spitze aus ein. Die statische Berechnung erfolgte für einen größten Antennenzug von 660 kg bei Rauheif.

Eine sofortige Inaugenscheinnahme der Unfallstelle durch den Unterzeichneten in Gemeinschaft mit dem Erbauer des Mastes, Herrn

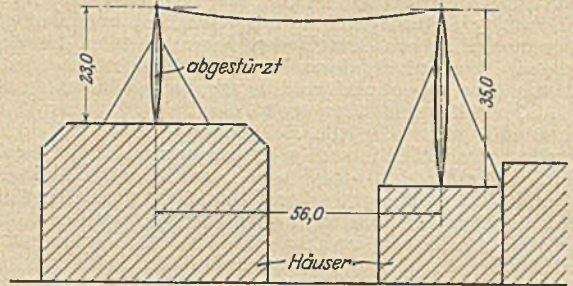


Abb. 1. Funkmaste in Holz am Magdeburger Platz in Berlin.

Zivilingenieur Greim, ließ folgendes erkennen: Die Ursache des Absturzes ist einzig und allein auf ein Abreißen des einen durch Rostangriff schon stark beschädigten Abfangeiles zurückzuführen. Durch die Zerstörung dieses Seiles erfolgte allem Anschein nach eine starke Bewegung

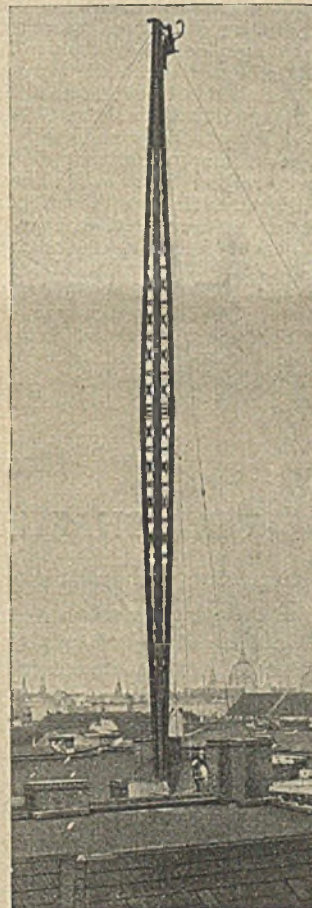


Abb. 2. Funkmast in Holz (Bauweise Greim).

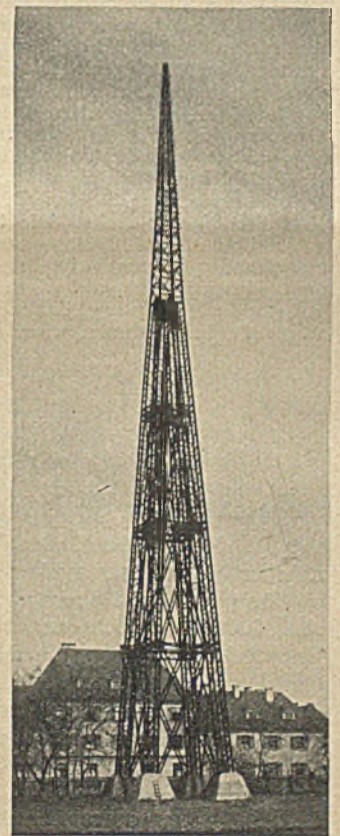


Abb. 3. Funkturm in Holz (Bauweise Meltzer).

des Mastes, die das Abreißen der drei anderen, auch schon durch Rost angegriffenen Seile und schließlich den Absturz des Mastes zur Folge hatte. Das Holz selbst, 6 Jahre dem Wind und Wetter ausgesetzt, hat sich vorzüglich gehalten. Trotz der Absturztiefe von 30,0 m blieb das größere Stück des Mastes, von lokalen durch Aufschlagen auf Mauerwerk verursachten Zerstörungen abgesehen, so gut wie unbeschädigt; irgendwelche Lockerungen an den Stabverbindungen dieses Stückes konnten nicht festgestellt werden. Ein Abbau des noch stehenden Mastes kommt gar nicht in Frage; es genügt ein Auswechseln der alten Seile.

Nicht lange vor dem Unfall wurde eine genaue Überprüfung der Antennenanlage vorgenommen. Es erscheint also nötig, bei solchen Überprüfungen mindestens ein Seil auszuwechseln und auf ebener Erde zu untersuchen. Fällt diese Untersuchung ungünstig aus, so sind sämtliche Seile zu erneuern. Ein einfaches Überprüfen mit ruhender Belastung genügt aber keinesfalls. Ergänzend sei noch bemerkt, daß nach Ausweis der statischen Berechnung für die Seile bester Flußstahl mit 10 000 kg/cm² Bruchfestigkeit verwendet wurde.

In diesem Zusammenhange sei auf zwei in München erstellte Antennentürme Meltzscherscher Bauart von 70,0 m Höhe, nach Maßgabe der Abb. 3 in Pichpineholz ausgeführt, aufmerksam gemacht. Sie stehen auf 2 m aus dem Boden herausragenden Betonkörpern von je 24 m³ Rauminhalt, deren Vertikalachsen einen gegenseitigen Abstand von 6 m haben und sind in diesen Fundamenten fest verankert; Abfangseile sind hier trotz der beträchtlichen Turmhöhe nicht verwendet worden. Jede Ecke des vierseitigen Turmes setzt sich aus vier Einzelstäben je 4 × 6,5² cm zusammen, so daß der Gesamtquerschnitt jeder Ecke 16 · 6,5² = 680 cm² beträgt. Die Türme wurden bereits im Jahre 1915 (ohne Gerüst) aufgestellt und im Jahre 1925 einer eingehenden Besichtigung unterzogen. Man hatte keinerlei Rißbildungen feststellen können; die Stahlbolzen zeigten immer noch festesten Sitz. Es ist also auch in diesem Falle der Beweis erbracht, daß sich das Holz als Baustoff für Antennentürme durchaus eignet, ganz davon abgesehen, daß den Holzgittermasten-Antennenanlagen gute funktechnische Eigenschaften nachgerühmt werden.

C. Kersten.

Standfestigkeit von Bauwerken in Erdbebengebieten.

Die lotrechten Stöße von Erdbeben erreichen kaum 1/10 der Beschleunigung der Schwerkraft, bleiben also gegenüber dem 4- bis 6fachen Sicherheitsgrad von Hochbauten bedeutungslos. Dagegen werden die wagrechten Stöße verhängnisvoll, weil sie nicht wie Wind- oder Wasserdruck nur die Oberfläche, sondern die ganze Masse treffen und, im Schwerpunkt angreifend gedacht, mit dem Gewicht des Bauwerkes eine Mittelkraft geben, die 16° bis 22° gegen die Lotrechte abweicht, also dieselbe Wirkung hat, als ob das Gebäude nach links und rechts um 16° bis 22° gekippt würde, wofür die meisten Gebäude natürlich nicht eingerichtet sind. Die Folge solcher starker Kraftverschiebungen sind naturgemäß hohe Kantenpressungen, die sich in Zerstörungen an den Außenseiten zeigen, und bei schmalen Gründungen völliges Umknicken. Die Eigenschwingungen der Gebäude infolge der wagrechten Stöße erreichen in größeren Höhen über dem Erdboden ihren höchsten Wert und erklären damit die stärkeren Schäden in höheren Stockwerken und das Abbrechen von freistehenden Essen in 2/3 der Höhe. Die Säulen und Pfeiler erleiden durch die wagrechten Stöße Biegungsspannungen und durch die quer dazu auftretenden Eigenschwingungen der Gebäude Verdrehungen, die sie zum Einsturz bringen. Wenn hölzerne Gebäude den Erdbeben oft gut standhalten, so liegt das nicht an ihrer Nachgiebigkeit, wie irrigerweise oft angenommen wird, sondern an ihrer geringen Masse, die

beim Erdbeben oft keine größeren Seitenkräfte ergibt als bei starkem Wind, und an der hohen Zugfestigkeit von Holz. Stählerne Fachwerkhäuser halten Erdbeben nur aus, wenn sie steif genug gebaut sind, wie ein achtgeschossiges Gebäude dieser Art in Tokio besonders lehrreich gezeigt hat, das beim Erdbeben im April 1922 noch nicht ganz fertig war und am Füllmauerwerk schwere Schäden erlitt, nach kräftiger Quer- und Eckverstärkung und Einbau von Eisenbetonwänden dem zehnmal stärkeren Erbeben vom September 1923 aber widerstand. Pfahlgründungen sind in Erdbebengebieten nicht ausgeschlossen, nur müssen sie ausreichende Seitensteifigkeit haben; die im Boden gestampften Pfähle mit breitem Fuß haben sich verschiedentlich bewährt. Da schwere Erdbeben selten sind, so genügt für diese eine 2- bis 3fache Sicherheit, womit die Kosten nur um 10 bis 15 % steigen, die sich bald bezahlt machen würden, wenn Gebäude mit solcher Erdbebensicherheit von erhöhten Zuschlägen für Erdbebenschäden befreit blieben. (Nach J. J. Svagr in Technique des travaux, Lüttich 1926, Nr. 2, S. 81—90 mit 7 Zeichn., 1 Zahlen-tafel und 10 Abb.)

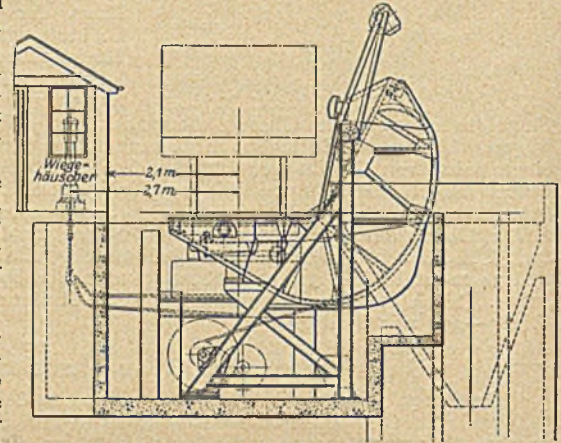
N.

Eisenbahnwagenkipper mit Wiegeeinrichtung.

Die Mitchell-Conveyer-and Transporter-Company in London hat für Preston einen Eisenbahnwagenkipper mit Wiegeeinrichtung gebaut, um die Verschiebefahrten nach der Gleiswage zu sparen. Der Tragrahmen des Gleises ist in der Kippwage so gelagert, daß er einer-

seits dem Spiel der Wagebalken frei folgen kann, andererseits beim Kippen sofort ein Übergewicht nach der Kipp- richtung hat (s. Abbildung). Die Kippwage wird durch Seilzug an beiden Enden mittels einer 20-pferdigen elektrischen Winde mit Sole- noidbremse bewegt und ist so gestaltet, daß sie während der ganzen Bewegung ungefähr gleiches Drehmoment hat. Beim Kippen legt sich der Eisenbahnwagen zunächst gegen einen Pufferlängsbalken und wird dann von oben durch einen holzgefütterten, vom Wagengewicht angepreßten Längsträger festgehalten. (Nach Engineering vom 16. Juli 1926, S. 69—71 u. 78 mit 15 Abb.)

N.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Entschädigung für das Bearbeiten von Bauentwürfen.

In der Mehrzahl der Fälle, aus denen zwischen Unternehmer und Auftraggeber Streitigkeiten darüber entstehen, ob für gelieferte Bauentwürfe Entschädigungen zu entrichten sind, handelt es sich um Vorentwürfe, im Gegensatz zu den Entwürfen, die späterhin der Submission zugrunde liegen und der Baupolizei zur Genehmigung vorgelegt werden sollen. Namentlich kommunale und private Auftraggeber suchen sich mit Hilfe von Entwürfen, die sie von einer Anzahl von Bauunternehmungen einfordern, zunächst lediglich ein Bild über den Umfang der geplanten Arbeiten und die dafür etwa aufzuwendenden Mittel zu verschaffen. Dabei wird die Frage, ob für die vorgelegten Projektarbeiten eine Vergütung gewährt werden soll, nicht berührt. Es mag dahingestellt bleiben, inwieweit es im Einzelfalle an den beteiligten Bauunternehmungen oder an dem Besteller liegt, daß eine Klärung hierüber nicht herbeigeführt und ob von letzterem wirklich detaillierte Entwürfe usw. gefordert wurden.

Nicht selten stellt sich nach erfolgter Prüfung durch den Auftraggeber heraus, daß die für die Ausführung erforderlichen wichtigsten Voraussetzungen namentlich in finanzieller Hinsicht fehlen und das Bauvorhaben „wegen außerordentlicher Schwierigkeiten bei der Geldbeschaffung“ bis auf weiteres zurückgestellt werden muß. Es ist nur natürlich, wenn in den Kreisen

der beteiligten Firmen, die bei dem infolge der verminderten Bautätigkeit bestehenden Arbeitsmangel keine Mühe und Kosten gescheut hatten, um ein brauchbares, bis ins Einzelne gehendes Projekt vorzulegen, lebhafter Unmut über die Verschleuderung ihrer Arbeitskraft entsteht.

Die Umstände des Einzelfalles werden allerdings meist sehr verschieden liegen, so daß — wie auch vom Reichsgericht in ständiger Rechtsprechung erkannt wird — eine allgemeine Beantwortung der Frage, wann für derartige Vorentwürfe beim Mangel einer ausdrücklichen Abrede eine Vergütung entrichtet werden muß, nicht möglich ist. Es wird immer zunächst zu prüfen sein, ob die Herstellung der Entwürfe von den Beteiligten zum Gegenstand eines Vertrages gemacht, d. h. ob der Tatbestand eines Werkvertrages gemäß §§ 631 ff. BGB. erfüllt worden ist? Dazu ist zweierlei nötig, einmal, daß die Entwürfe ein „Werk“ darstellen, zum anderen, daß eine Vergütung, wenn auch stillschweigend, dafür vereinbart ist.

Die erste Frage wird in den Fällen unbedenklich zu bejahen sein, in denen die Anfertigung des Projektes einen nennenswerten Aufwand von Zeit, Arbeitskraft und Kosten verursacht. In Zweifelfällen wird aber auch geprüft werden müssen, welchen wirtschaftlichen Wert die Skizzen, Berechnungen und Entwürfe für den Besteller in sich bergen, unabhängig davon, ob er das Projekt sofort durchführen will oder

nicht. Der ausführliche Entwurf zu einer Eisenbetonbrücke, den eine Firma auf Ansuchen einer Gemeinde anfertigt, verliert seinen Wert nicht dadurch, daß auf die Ausführung zunächst verzichtet wird. Nichts hindert die Gemeinde, ihn später anderweit zu verwenden, zumal der urheberrechtliche Schutz bei Ingenieurbauten in der Regel versagen wird. Selbst Kostenanschläge, die Massenberechnungen usw. enthalten, stellen vielfach einen bedeutenden Arbeitsaufwand dar und können für die Entschließungen des Bestellers von maßgebender Bedeutung sein, ihm z. B. ermöglichen, die Arbeiten an kleinere Unternehmer zu vergeben, die für die Ausarbeitung des Anschlags nicht über die erforderliche Schulung oder das dafür vorgebildete Personal verfügen. Letzten Endes wird es aber mehr darauf ankommen, ob das Projekt oder der Kostenanschlag ein Werk ist, das als Erzeugnis menschlicher Schaffenskraft anerkannt werden muß, als darauf, ob und welchen Wert es für den Besteller aufweist.

Zur Beantwortung der weiteren Voraussetzung für die Annahme eines Werkvertrages, ob nämlich stillschweigend eine Vergütung für die Entwurfsarbeit als vereinbart zu gelten hat, muß § 632, Abs. 1 BGB. herangezogen werden. Dort wird bestimmt, daß dies anzunehmen ist, „wenn die Herstellung des Werkes den Umständen nach nur gegen eine Vergütung erwartet werden konnte“. Wenn dies bei Projektarbeiten auch Tatfrage des Einzelfalles sein wird, kann doch grundsätzlich festgestellt werden, daß der Tatbestand des § 632, Abs. 1 BGB. in der Regel immer dann erfüllt ist, wenn die Herstellung der Zeichnungen, statischen und Massenberechnungen, der Kostenanschläge usw. einen nennenswerten Aufwand von Zeit und Arbeitskraft erforderte.

In diesem Sinne spricht sich auch ein Gutachten der Handelskammer Berlin vom Mai 1917 wie folgt aus:

„Im Baugewerbe ist im Verkehr zwischen Unternehmer und Auftraggeber folgendes handelsüblich:

Kostenanschläge und Entwürfe sind kostenfrei, wenn dem Unternehmer die veranschlagten oder entworfenen Arbeiten später übertragen werden. Ist letzteres nicht der Fall, so kommt es darauf an, ob die Anschläge und Entwürfe auf Aufforderung des Bestellers angefertigt worden sind, oder ob der Unternehmer sich dazu erboten hat. Sind sie auf Aufforderung des Bestellers angefertigt, ohne daß dieser bei der Aufforderung bemerkt hat, daß das kostenfrei zu geschehen habe, so muß er hierfür bezahlen, es sei denn, daß es sich lediglich um die Ausfüllung sogenannter Kostenanschlagblanketts mit Preisen, die stets kostenfrei erfolgt, handelt. Hat sich der Unternehmer zur Anfertigung angeboten, ohne zu bemerken, daß er hierfür Bezahlung verlangt, so ist der Besteller zur Bezahlung nicht verpflichtet.“

In ähnlichem Sinne sprechen sich eine größere Anzahl von Entscheidungen des Reichsgerichts und verschiedener Oberlandesgerichte aus (s. Kommentar von Soergel zu § 632 BGB.). Es wäre zu wünschen, wenn sich namentlich die kommunalen Auftraggeber nach diesen der Billigkeit Rechnung tragenden Grundsätzen richten würden. Gerade aus letzter Zeit sind eine Anzahl von Fällen bekannt geworden, in denen sich die zuständigen Baubehörden usw. mit nichtigen Vorwänden ihrer Verpflichtung, die eingeforderten Projektarbeiten zu honorieren, zu entziehen suchen (s. z. B. Beilage zu Nr. 76 der „Tiefbau“, S. 361). In einem Falle antwortete der Landrat eines Kreises, der sieben Firmen zur Vorlage von Entwürfen für drei Eisenbetonbrücken aufgefordert hatte, die Unternehmungen könnten die Bauvorschläge und statischen Berechnungen „aus der Fülle vorhandener ähnlicher Projekte durch einfache Umarbeitung mit verhältnismäßig wenig Zeitaufwand herstellen“, eine Vergütung könne daher nicht gewährt werden. Die Kreisbauverwaltung dürfte — wie die Antwort erkennen läßt — kaum über ausreichende Erfahrungen im Eisenbetonbau verfügen. Dort muß jeder Einzelfall gesondert behandelt werden; sogen. „Schubladentwürfe“ sind nicht verwendbar. Nach einer Entscheidung des Reichsgerichts sind bestellte Entwürfe im übrigen auch dann zu vergüten, wenn der Unternehmer sie schon vorrätig hatte (RG. Recht 1911, Nr. 985 ff.).

Sehr viel schwieriger ist die Frage zu entscheiden, wann für Bauzeichnungen und Kostenanschläge, die von einer Bauunternehmung anlässlich einer Vergebung eingereicht wurden, eine Entschädigung zu entrichten ist, d. h., wenn die feste Absicht, den Bau an einen Unternehmer zu vergeben, bereits vorliegt. Das vorstehend wiedergegebene Gutachten der Handelskammer Berlin erkennt dem Unternehmer einen Vergütungsanspruch zu, wenn die geforderten Zeichnungen und Kostenanschläge über das übliche Maß bloßer Unterlagen zum Vertragsangebot hinausgehen. Das Reichsgericht hat in einer Entscheidung vom 22. Januar 1924 VII. 393/1923 zwar anerkannt, daß beim Mangel einer ausdrücklichen Abrede gemäß § 632 BGB. vom Hersteller eine Vergütung für die anlässlich einer Vergebung vorgelegten Entwurfsarbeiten erwartet werden könne, wenn nach der Lage des Falles die Beteiligten die Herstellung der Vorarbeiten offenbar zum Gegenstande eines besonderen Vertrages machen wollten. Es hat aber aus der Tatsache, daß der Unternehmer dem Auftraggeber auf Anfrage mitgeteilt hatte, er sei bereit, sich „um die Ausführung des Fabrikneubaus zu bewerben“, und weil er den Entwurf als „Angebot“ bezeichnet hatte, geschlossen, daß es sich lediglich um eine Offerte gehandelt habe. Das Vorliegen eines Handelsbrauches über die Vergütung von Projektarbeiten hat das Reichsgericht im übrigen nicht anerkannt. Nach der Art des bei Verdingungen üblichen Verfahrens werden die vom Reichsgericht gekennzeichneten Merkmale, ob das Vorliegen einer stillschweigenden Vereinbarung über die für ein Projekt zu entrichtende Vergütung anerkannt werden kann, nur schwer feststellbar sei. Um so wichtiger wäre es, wenn alle beteiligten Kreise des Baugewerbes, der Ingenieure und Architekten darauf bedacht sein würden, daß sich ein Handelsbrauch, wie er von der Handelskammer Berlin schon anerkannt ist, allgemein durchsetzt.

Hierzu könnte auch § 21, Ziff. 3, Teil A der zur Verdingungsordnung für Bauleistungen (VOB.) gehörenden „Allgemeinen Bestimmungen für die Vergebung“ beitragen, die zwar nicht als Bestandteil der abzuschließenden Bauverträge, sondern nur als allgemeine Dienstanweisung, als Verfahrensvorschrift für die ausschreibenden Stellen gedacht ist und dem Unternehmer daher kein klagbares, sondern höchstens ein Beschwerderecht verschafft. Immerhin ist aber hier im Zusammenwirken aller am Bauwesen beteiligten Kreise ein billiger Mittelweg gefunden. Grundsätzlich soll für die Bearbeitung des Angebots keine Vergütung gewährt werden. Es wird aber weiter bestimmt, daß der Auftraggeber einheitlich für alle Bewerber eine angemessene Vergütung festzusetzen hat, wenn er die Ausarbeitung von Entwürfen, Plänen, Zeichnungen, statischen Berechnungen, Massenberechnungen oder anderen Unterlagen verlangt. Die Vergütung soll fällig werden, wenn ein der Ausschreibung entsprechendes Angebot mit den geforderten Unterlagen rechtzeitig eingereicht wird. Es ist zu hoffen, daß diese der Billigkeit Rechnung tragende Regelung bei den Behörden Beachtung findet und sich alsdann auch die privaten Auftraggeber zu den gleichen Grundsätzen bekennen.

Besondere Erwähnung verdienen die Fälle, in denen der Ausschreibende einem bestimmten Bewerber vor dem Zuschlag Gelegenheit gibt, noch nachträglich in das billigste oder preiswerteste Angebot einzutreten, d. h. ihm ein „Limit“ stellt. Es liegt alsdann, namentlich wenn die Zusage schon vor dem Angebotstermin gegeben wurde, kein wahrer Wettbewerb vor. Die Angebote der übrigen beteiligten Firmen sollen unter Vor Spiegelung einer Submission offenbar nur zur Preiskontrolle dienen. Wenn zwar mit den Firmen, die sich an der Ausschreibung beteiligten, auch noch kein Vertrag im Sinne von § 631 ff. BGB. zustande gekommen ist, so wird durch die Vorlage der Entwürfe dennoch eine gegenseitige kontraktähnliche Verpflichtung geschaffen, d. h. der Auftraggeber, der die Vorleistung der Bewerber entgegengenommen hat, ist gehalten, die Auswahl unter den eingereichten Projekten nur nach Maßgabe der Submissionsbedingungen und der Grundsätze zu treffen, die für die Zuschlagserteilung in den baugewerblichen Kreisen

üblich sind. Sofern man weiterhin anerkennt, daß die in der „Verdingungsordnung für Bauleistungen“ niedergelegten Richtlinien, an deren Ausarbeitung Vertreter der in Frage kommenden Ressorts des Reichs und der Länder, der Kommunen, der Bauindustrie, des Bauhandwerks, der Architekten und Ingenieure usw. beteiligt waren, einen Niederschlag dessen darstellen, was von allen Teilen als billig und gerecht und der Verkehrssitte im Baugewerbe entsprechend angesehen wird muß man die Gewährung eines „Limits“ an eine einzelne Firma als unzulässig bezeichnen, denn in § 25, Abs. 3 der VOB. ist ganz eindeutig zum Ausdruck gebracht, daß Verhandlungen der Ausschreibenden mit den Bietern, soweit sie nicht lediglich eine Erläuterung des eingereichten Angebotes betreffen, unstatthaft sind, insbesondere solche über Änderungen des Angebots und der Preise. Die durch das Limit geschädigten Bewerber könnten unter den vorgenannten Voraussetzungen von dem Ausschreibenden wegen positiver Verletzung der kontraktähnlichen gegenseitigen Verpflichtung, d. h. weil der der Ausschreibung zugrunde liegende Zweck vereitelt ist, Schadenersatz verlangen. Letzterer wäre in der Regel zum mindesten nach den für die Projektbearbeitung aufgewendeten Kosten zu bemessen. Ob die vom Ausschreibenden mit einem einzelnen Bewerber eingeleiteten Verhandlungen über den Preis nicht auch gegen die guten Sitten verstoßen und schon aus diesem Grunde die anderen Bewerber berechtigen, Schadenersatz zu fordern, mag dahingestellt bleiben.

Auch in den Fällen, in denen der Auftraggeber die ihm in der Submission vorgelegten Entwürfe in irgendeiner Form für den Bau oder zur Unterrichtung über die Kosten verwertet, ohne den Bearbeitern später die Ausführung zu übertragen, wird ein Vergütungsanspruch für die Projektkosten gegeben sein. Der Unternehmer ist berechtigt, aus einem solchen Verhalten des Ausschreibenden zu schließen, daß die Vorlage des Entwurfes zu einem gesonderten Verträge, unabhängig von der Submission, gemacht werden sollte. Nach dem im gewerblichen Leben geltenden Grundsatz, daß jede Arbeit ihres Lohnes wert ist, verlangt auch die Leistung, die dem Empfänger in Form des Projektes Vorteile verschafft, eine Gegenleistung. Es entspricht daher den Grundsätzen der Billigkeit, daß der Ausschreibende dem Unternehmer einen angemessenen Entgelt für seine Entwurfsarbeiten gewährt. Allerdings wird für letzteren in der Regel der Nachweis sehr schwer zu führen sein, ob seine Zeichnungen usw. tatsächlich vom Ausschreibenden verwertet wurden oder nicht.

Hinsichtlich der Höhe der dem Unternehmer zustehenden Vergütung ist § 632, Abs. 2 BGB. maßgebend, welcher bestimmt, daß, sofern die Höhe des Entgeltes nicht vorgesehen ist, eine taxmäßige Vergütung, in Ermangelung einer solchen die übliche Vergütung, als vereinbart anzusehen ist. Nach verschiedenen gerichtlichen Entscheidungen können zwar die Gebührenordnungen der Architekten und Ingenieure nicht als Taxen im Sinne von § 632 BGB., wohl aber die hiernach berechneten Entschädigungen als übliche Vergütung angesehen werden.

Es wäre zu wünschen, wenn sich die in der „Verdingungsordnung für Bauleistungen“ enthaltenen Grundsätze, die einen Interessenausgleich zwischen Auftraggeber und Unternehmer darstellen, in der Praxis immer mehr durchsetzen würden, d. h. daß von ersteren umfangreiche Projektarbeiten nur gegen Gewährung einer angemessenen Vergütung verlangt und von letzteren nur gegen Entgelt angeboten werden. Damit würde nicht nur den engeren wirtschaftlichen Bedürfnissen der einzelnen Firma gedient, es würde auch in weiterem volkswirtschaftlichen Interesse zugleich die Unsitte wirksamer als bisher bekämpft werden können, daß namentlich bei öffentlichen Aus-

schreibungen, an denen 30—40 Bewerber beteiligt sind, umfangreiche Projektarbeiten, sogar mit Zeichnungen und statistischen Berechnungen, verlangt werden. Nachprüfungen haben ergeben, daß die von allen an der Ausschreibung beteiligten Firmen aufgewendeten Kosten zuweilen insgesamt bis zu 25% und mehr der Bausumme anwachsen. Ein ganzer Industrie- und Gewerbebezweig wird dadurch, daß einzelne wirtschaftlich starke Auftraggeber ihr einseitiges Interesse zu stark zu Geltung bringen, zu nutzloser Leerarbeit gezwungen. Es muß die dringende Forderung aufgestellt werden, daß die Verdingungsanschlüsse vom Bauauftraggeber oder den von ihm mit deren Aufstellung betrauten Persönlichkeiten vor der Submission bis ins einzelne durchgearbeitet werden, so daß der Unternehmer, der auf öffentliche Ausschreibungen angewiesen ist, nicht gezwungen wird, in jedem Falle umfangreiche Vorarbeiten zu leisten. Nur wenn die Verdingungsunterlagen dieser Art und den Umfang der zu vergebenden Leistungen und Lieferungen eindeutig und klar umschreiben, wird der Auftraggeber im übrigen damit rechnen können, vergleichbare Angebote zu erhalten.

Dr. Roos.

Neue Patentamts-Gebühren.

Von Patentanwalt Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Im patentamtlichen System sollen nach dem neuen, vom 1. 4. 1926 geltenden Gebührentarif grundsätzliche Änderungen nicht eintreten. Die durch häufige, gedankenlose Wiederholung nicht stichhaltiger gewordenen Gründe für die Beibehaltung steigender Patentjahresgebühren können leicht dadurch widerlegt werden, daß nachweisbar auch viele wertvolle und durchaus nicht überholte Patente nur wegen des Unvermögens ihrer Inhaber, die Jahresgebühren rechtzeitig zu zahlen, verfallen.

Ich habe wiederholt dargelegt, daß das Reichspatentamt keine Überschüsse zu erzielen brauchte, da die Förderung des Erfindungswesens und der Technik allein das Motiv für die Organisation dieser Behörde sein sollte. Im Jahre 1925 ergab sich hingegen beim Reichspatentamt ein Überschuß von 8,854 Millionen RM., während der höchste Überschuß in der Vorkriegszeit nur 5 Millionen RM. betrug. Der Entwurf rechnet mit einer Mindereinnahme von 2¼ Millionen RM. nach Einführung der Gebührenänderung. Besonders bemerkenswert bei den Gebührenänderungen ist der Fortfall der Jahresgebühren vom zweiten Patentjahre ab für Zusatzpatente, wovon in dieser Hinsicht die Gebührenpraxis der Vorkriegszeit wieder aufgenommen wird. Nur die erste Jahresgebühr muß danach neben der Anmeldegebühr, wie für Hauptpatente, bezahlt werden.

Im neuen Gebühren-Tarif ist die Patentanmeldegebühr von 15 RM. auf 25 RM. erhöht worden. Die Jahresgebühren bis zum 4. Jahr einschl. sollen je 30 RM. betragen. Die Patentgebühren für das 5.—7. Patentjahr steigen von 50 RM. auf 100 RM. um je 25 RM. und bis zum 9. Patentjahr um je 50 RM. auf 200 RM. Vom 9.—17. Patentjahr soll die Patentjahresgebühr um je 100 RM. auf 1000 RM. ansteigen, während für das letzte, 18. Jahr der Patentdauer 1200 RM. Jahresgebühren zu zahlen wären. Die Beschwerde- und Nichtigkeitsgebühren sind unverändert beibehalten worden.

Nach dem neuen Patentgebühren-Tarif würde die Aufrechterhaltung eines deutschen Patentes für die Höchstdauer von 18 Jahren 7120 RM. gegenüber 10055 RM. nach jetzt geltendem Tarif die Ersparnis also 2935 RM. betragen. Immerhin sind auch 7120 RM. für eine 18 jährige Patentdauer und das verhältnismäßig kleine deutsche Wirtschaftsgebiet eine ungeheure Belastung des Patentinhaber im Vergleich zum amerikanischen System, nach welchem für die 17 jährige Patentdauer, die außerdem erst mit der Erteilung statt mit der Anmeldung beginnt, im ganzen nur 40 Dollar = 168 RM. zu zahlen sind. Befriedigend wird man die jetzige Lösung der Patentgebührenfrage also nicht nennen können.

Bei Gebrauchsmustern ist die Erhöhung der Gebühren für die erste Schutzfrist von drei Jahren von 10 RM. auf 15 RM. und die Herabsetzung der Verlängerungsgebühr von 100 RM. auf 60 RM. entsprechend der Vorkriegssätzen vorgenommen worden. Bei Warenzeichen sind die Gebühren des zuletzt geltenden Tarifs beibehalten worden, bis auf die Herabsetzung der Erneuerungs-Grundgebühr von 100 RM. auf 50 RM.

Wichtig und erfreulich ist die Herabsetzung der Zuschlagsgebühr bei Nachholung verspäteter Zahlungen von 25 % auf 10 % bei einem Mindestbetrage von 5 RM. Die Gebühr von 1 RM. für die Ausfertigung eines Prioritätsbeleges fällt fort.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 2. Sept. 1926.

- Kl. 5 d, Gr. 11. G 62 916. Richard Glombitza, Hindenburg, O.-S., Concordiagrube. Pflugähnlich wirkende Beladevorrichtung für mechanische Abbaufördermittel. 13. XII. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 6. R 61 656. Oskar Roudolf, Berlin-Friedenau, Handjerystraße 24. Zweiteilige Eisenbetonquerschwellen mit Mittelgelenk. 26. VII. 24.
- Kl. 20 a, Gr. 14. G 66614. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Stößerwagen zur Fortbewegung von Eisenbahnfahrzeugen u. dgl. auf Steilrampen. 22. II. 26.
- Kl. 20 g, Gr. 1. N 25 576. Fa. Niederrheinische Maschinen- und Werkzeug-Industrie G. m. b. H., Duisburg. Festklemmschuh für auf Schienen aufliegende Wendeplatten. 18. II. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 5. B 124 125. Dipl.-Ing. Heinrich Blendermann, Cassel. Kirchweg 84. Durch Gewichtshebel gesteuerte Abwurfvorrichtung für Bremschuh; Zus. z. Anm. B 120 167, 13. II. 26.
- Kl. 20 k, Gr. 9. S 73 663. Karl Spieckermann, Dortmund, Johannesstraße 27. Elastische Fahrradklemme für Fahrleitungen an elektrischen Bahnen. 10. III. 26.
- Kl. 35 a, Gr. 4. P 51 841. Heinrich Pritz, Köln a. Rh., Lübeckstraße 22. Bauaufzug. 2. XII. 25.
- Kl. 37 f, Gr. 7. K 89 769. Fa. Koch & Kienzle, Dr.-Ingenieure, Berlin W 10. Rampenanlage für mehrstöckige Kraftwagenhäuser. 31. V. 24.
- Kl. 84 a, Gr. 3. E 31 424. Fa. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen. Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe. 18. X. 24.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 35 vom 2. Sept. 1926.

- Kl. 20 a, Gr. 1. 434 295. Franz Wagner, Dresden-Blasewitz, Nicodéstraße 3. Ablaufanlage für Verschiebebahnhöfe. 27. VI. 25. W 69 732.
- Kl. 20 a, Gr. 12. 434 296. Fa. Fühles & Schulze, Maschinenfabrik, München. Drahtseilluftbahn mit auf die Stützen verlegten Richtungsänderungen. 15. VIII. 25. F 59 599.
- Kl. 20 c, Gr. 8. 434 212. Ewak A. G., Bern; Vertr.: W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Hebe- und Schiebewerk für überdachte Bahnwagen. 4. XI. 24. E 32 646.
- Kl. 20 h, Gr. 6. 434 298. Siegfried Klein, Berlin, Levetzowstr. 11 a. In sich bewegliches transportables Hilfsgleis zum Aufgleisen von Straßenbahnfahrzeugen an beliebigen Straßenpunkten. 26. XI. 25. K 96 804.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 434 299. Julius Hupfau, Angermund, Bez. Düsseldorf. Eisenbahnwagenschieber. 1. XI. 24. H 99 068.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 433 996. General Railway Signal Company, Rochester. V. St. A.; Vertr.: Dr. K. Michaelis, Pat.-Anw., Berlin W 35. Elektrische Lichtsignalvorrichtung. 12. VII. 25. P 50 894. V. St. Amerika 11. VII. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 433 997. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Co. Ltd., London; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Lichtsignal. 13. VIII. 25. W 70 166. V. St. Amerika 23. I. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 433 998. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof. Wechselstromblockeinrichtung. 2. VII. 25. L 63 527.
- Kl. 37 a, Gr. 7. 434 228. Fa. Kothe & Emge, Chem. Fabrik, Hannover. Verfahren und Vorrichtung zum Einbringen von schwammverrichtenden flüssigen und festen Stoffen im Mauerwerk. 10. III. 25. K 93 412.
- Kl. 37 c, Gr. 8. 434 229. Fa. Deutsche Glasbau-Gesellschaft m. b. H., Berlin-Weißensee. Befestigung der Deckleiste für die Glasplatten bei kittlosen Glasdächern auf Eisenbetonsprossen mit Längsrippen. 4. X. 22. D 42 494.
- Kl. 37 c, Gr. 9. 434 230. Dr. Albert Klein, Stuttgart, Panoramastraße 23. Sägedach mit Oberlicht. 7. X. 21. K 79 411.
- Kl. 37 d, Gr. 3. 434 315. Erich Schmidt, Hamburg-Eimsbüttel, Schulweg 36. Treppe. 18. VII. 23. Sch 68 239.
- Kl. 80 b, Gr. 3. 434 187. Fa. G. Polysius, Dessau. Verfahren zur Herstellung von geschmolzenem Zement. 19. IX. 24. P 48 807.
- Kl. 80 b, Gr. 25. 434 188. Walter Simon, Stettin, Paradepl. 14. Verfahren zur Herstellung einer farbigen Bestreung für Dachpappe. 18. II. 25. S 68 906.
- Kl. 81 d, Gr. 5. 434 077. Musag Gesellschaft für den Bau von Müll- und Schlacken-Verwertungsanlagen, Act.-Ges., u. Adolf Grote, Köln-Kalk. Selbsttätig wirkende Kippvorrichtung zum staubfreien Entleeren von Müllgefäßen in Müllsammelkästen. 12. V. 25. M 89 629.
- Kl. 81 e, Gr. 26. 433 958. Fa. Deutsche Maschinenfabrik A. G., Duisburg. Vorrichtung zum Erzielen gleichmäßiger Geschwindigkeiten an Becherwerksketten, Gliederbändern o. dgl. 5. III. 25. D 47 480.
- Kl. 81 e, Gr. 126. 434 193. Werschen-Weißfelder Braunkohlen-A.-G. u. Max Jaschke, Halle a. d. S. Absetzvorrichtung zum Verstärken von Abraummassen. 26. IX. 24. W 67 183.
- Kl. 81 e, Gr. 136. 433 965. Fa. A T G Allgemeine Transportanlagen-Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Verfahren zum Entleeren von Großraumbunkern. 13. II. 25. A 44 200.
- Kl. 81 e, Gr. 137. 433 966. Hinrich Hensen, Witzwort Mühle, Schleswig. Silo zum Lagern von Getreide u. dgl. mit jalouieartigen Durchbrechungen der Wände für die Durchlüftung. 26. V. 25. H 101 992.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 434 205. Fa. Wessels & Wilhelmi, Hamburg. Spundwand aus Z-Eisen. 25. XI. 24. W 67 705.
- Kl. 84 c, Gr. 2. 434 261. Société anonyme des anciens Etablissements E. Zublin & Cie., Straßburg; Vertr.: W. Schwaebisch, Pat.-Anw., Stuttgart. Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. 8. II. 24. S 65 014.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Statik des ebenen Tragwerkes. Von Martin Grüning, ord. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. Mit 434 Textabbildungen (VIII u. 706 Seiten). Verlag von Julius Springer, Berlin. 1925. Gebunden RM 45.—

Das vorliegende Werk des durch seine Arbeiten wohlbekanntesten Verfassers behandelt das in dem Titel angegebene Gebiet auf streng wissenschaftlicher Grundlage. Es zeichnet sich hierdurch vor zahlreichen Lehrbüchern der Baustatik aus, indem es sich von der handwerksmäßigen Behandlung ausgewählter Beispiele frei macht und sein Ziel in der wissenschaftlichen Erkenntnis und der Beherrschung der Theorie sucht. Der Verfasser entwickelt zunächst den Spannungs- und Formänderungszustand des Stabes aus der Elastizitätstheorie des Kontinuums und gelangt auf dieser sicheren Grundlage zu den bekannten allgemeinen Sätzen und Methoden, die die Baustatik zur Behandlung der ihr zugewiesenen Aufgaben verwendet. Ich halte diese Begründung und die Verbindung der Elastizitätstheorie mit der Baustatik für sehr wertvoll, da sie allein den sicheren Führer für eine verständnisvolle Behandlung statischer und konstruktiver Arbeiten abgibt und die Lösung von Aufgaben des ebenen Spannungszustandes vorbereitet. Die streng wissenschaftliche Entwicklung, die der Verfasser einzuhalten bemüht ist, hat ihn veranlaßt, das Prinzip der virtuellen Verrückung als Ausgangspunkt der Untersuchungen zu wählen. Bei der Behandlung der statisch bestimmten Aufgaben des Stabes und Fachwerks sind daher auch die kinematischen Methoden zur Bestimmung der Schnittkräfte betont worden. Wenn diese zwar im allgemeinen auch nur bei der Bearbeitung verwickelter Tragwerke notwendig sind, so besitzen sie doch für das Verständnis und die Entwicklung von Einflußlinien für senkrechte und wagrechte Lasten große Bedeutung. Der Verfasser behandelt hierauf die Formänderungen des Tragwerks und bietet neben den bekannten Sätzen und Methoden

über die Biegelinie und die Berechnung von Verschiebungen ausgezeichnete Punkte eine ausführliche Behandlung der elastischen Gewichte eines Stabzuges und die Bestimmung der Lage ihres Schwerpunktes. Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke wird mit der Aufstellung der Elastizitätsgleichungen des Stab- und Fachwerks eingeleitet. Besonderer Wert ist auf die Verwendung von Gruppenlasten als überzähligen Größen gelegt worden, die zur Vereinfachung der Elastizitätsgleichungen führen und sich für die Berechnung wichtiger hochgradig unbestimmter Tragwerke eignen. Außerdem ist auch die Auflösung der linearen Bedingungsgleichungen allgemeiner Form ausführlich vorgetragen worden. Die allgemeinen theoretischen Zusammenhänge dienen zur Untersuchung einer großen Anzahl von Tragwerken. Hierbei hat der Verfasser besonderen Wert auf diejenigen Systeme gelegt, die bei praktischen Bauaufgaben in Erscheinung treten. Neben einer Reihe einfacher Beispiele sind versteifte Hängebrücken, Hallenrahmen, Stockwerksrahmen, durchgehende Träger auf frei und elastisch drehbaren Stützen behandelt worden. In zahlreichen Fällen dienen hierbei Gruppenlasten als statisch überzählige Größen. Den Schluß des Werkes bildet die funktionale Darstellung statischer Größen durch die Integration der mathematisch als Differenzengleichungen zu deutenden Elastizitätsbedingungen hochgradig unbestimmter Systeme. Der Verfasser bietet hierbei deren erste zusammenfassende Anwendung auf Aufgaben der Baustatik. Wenn ich mich auch hinsichtlich der Beurteilung der geringen praktischen Bedeutung dieser Lösung der Ansicht des Verfassers anschließe, so möchte ich trotzdem den Wert der Untersuchungen im Rahmen eines derartigen Werkes betonen. Die Anwendung auf durchgehende Träger mit starren und elastischen senkbaren Stützen, auf die Untersuchung des Balkenrostes und des gegliederten Druckstabes gibt einen deutlichen Beweis für die Bedeutung, die derartige Berechnungen

für die Erkenntnis der Zusammenhänge der inneren Kräfte eines Tragwerks besitzen. Der Verfasser hat mit diesem umfangreichen Werk der Fachwelt eine bedeutsame Arbeit überwiesen, die geeignet ist, dieses für den Bauingenieur wichtige Fachgebiet zu vertiefen und weiter zu entwickeln. Das Werk verlangt ernste Arbeit, bietet dafür aber auch dem Leser die Freude, die jeder wissenschaftliche, die Materie überwindende Erfolg vermittelt. Es wird daher nicht allein den Studierenden der technischen Hochschulen, sondern auch den in der Praxis stehenden, statisch interessierten Fachgenossen reiche Belehrung bringen. Darum sei es aufs wärmste empfohlen.

K. Beyer.

Jahrbuch für Eisenbahnwesen. Jahrgang 1925/26. Herausgeber Reichsbahndirektionspräsident z. D. Wulff, Berlin, Reichsbahnrat Dr. Zeitler, München. Mit 127 Abb. im Text und 4 Tafeln. (V u. 546 S.) Verlag Richard Pflaum, München.

Das Jahrbuch will nach dem Vorwort auf wissenschaftlicher Grundlage zu den großen schwebenden Fragen des Eisenbahnwesens fortlaufend Stellung nehmen. Daß hier die deutschen Bahnen im Mittelpunkt der Erörterung stehen, darf wohl als selbstverständlich gelten. Aber auch der Verwaltungs-, Betriebs- und Verkehrsfragen fremder Bahnen wird, dem internationalen Charakter des Eisenbahnverkehrs entsprechend, Rechnung getragen.

Der Inhalt des Jahrbuches ist sehr reichhaltig und bringt beachtenswerte Aufsätze aus allen Gebieten. Im einzelnen ist das Buch gegliedert in folgende Hauptabschnitte:

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Arbeitsausschuß für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der D. G. f. B.

Der Arbeitsausschuß für Wirtschaftlichkeit im Bauwesen der D. G. f. B. beschäftigte sich in seiner Sitzung am 21. Juni d. J. mit der Vereinheitlichung der Handkarre, ferner mit den Transporten auf Baustellen, schließlich mit Baugebräuchen und Baugeräten in Amerika.

Der in Aussicht genommene Vergleich der im praktischen Gebrauch befindlichen Handkarren mit dem Entwurf einer theoretisch richtig konstruierten Handkarre mußte unterbleiben, da der letztere infolge des plötzlichen Ablebens Professor Weibes nicht mehr fertiggestellt worden war. Da überdies im Bauwesen der Verbraucherkreis für die verschiedenen Karrentypen zu stark zersplittert ist, als daß das Bauwesen als Großverbraucher angesehen werden kann, auch die Bedarfzwecke im Bauwesen sehr vielgestaltig sind, soll abgewartet werden, bis aus den Arbeiten, die der A. W. F. (Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung) gemeinsam mit Großverbrauchern und Herstellern betreibt, brauchbare Ergebnisse vorliegen.

Hinsichtlich der Transporte auf Baustellen sollen mit dem Ziel der Ermittlung der wirtschaftlichen Grenze des Maschinenbetriebes für die verschiedenen Förderarten und Förderverhältnisse bei mittleren und kleineren Bauausführungen Ausschachtungsarbeiten, Bodentransporte sowie Transporte von Steinen, Mörtel u. a. unter Vornahme von Zeitstudien untersucht und Vergleiche angestellt werden einerseits zwischen den verschiedenen mechanischen Vorrichtungen untereinander, andererseits zwischen diesen und dem Handbetrieb.

Über Baugebräuche und Baugeräte in Amerika hielt Herr Architekt Franz Hoffmann, Berlin-Johannisthal ein bemerkenswertes Referat auf Grund seiner auf einer Studienreise gesammelten Eindrücke. Er kam zu einer Reihe von Vorschlägen, die in folgendem kurz skizziert werden mögen.

1. Zur Verbilligung der Maurer- und Putzarbeiten sind den Arbeitenden Steine und Mörtel in Tischhöhe zu reichen, nicht auf den Boden zu werfen; die Maurer sind ferner auf dem Gerüst enger aneinanderzustellen, schließlich ist ihnen der Mörtel fertig durchgearbeitet zu geben. Grundsatz: Facharbeiter nur für Facharbeiten.
2. Zur Erleichterung der Arbeit der Steinhandlanger sind die Ziegelsteine nicht höher zu stapeln, als für Hinstellen und Wiederfortnehmen bequem, also nur etwa 1 bis 1,5 m hoch, dann ist auch der in Amerika vielbenutzte und bewährte Mauersteingreifer verwendbar.
3. Zur Rationalisierung des Erdaushubes Anwendung der Pferdeschaukel, die in Amerika selbst auf kleinen Baustellen, im Gebrauch ist. Erforderlich 1 Mann und 1 Pferd. Leistung das etwa Zwanzigfache des Handbetriebes. Ferner zu gleichem Zwecke schnellarbeitende Löffelbagger in Verbindung mit Eintonnen-Kraftwagen mit Rückentladung oder Kastenwagen mit Bodentladung in genügender Zahl.
4. Mechanische Entladevorrichtungen für Eisenbahnloren, Lastautos und Fuhrwerke. Verwendung von leicht und schnell arbeitenden Greifern auf Raupenbändern, fahrbaren Transportbändern sowie der in Amerika überall verbreiteten Walzenbahnen mit oder ohne Motorentrieb.

I. Verwaltung, Finanzen. Dieser Abschnitt wird eingeleitet durch einen Aufsatz von Reichsbahndirektor Dr. Homberger über die Finanzen der Deutschen Reichsbahngesellschaft, dem sich Abhandlungen über Reichsbahnbeamtenrecht, die Eisenbahnen Großbritannien und über die Reorganisation der Österreichischen Bundesbahnen anschließen.

Von den Aufsätzen des II. Abschnitts Bau ist insbesondere derjenige über die Elektrisierung der Österreichischen Bundesbahnen von Sektionschef Dittes sehr lesenswert, während von den Abhandlungen des III. Abschnitts Betrieb und Fahrplan die ausgezeichneten Erörterungen über die Auswirkung der Güterzug-Luftdruckbremse auf den Güterbeförderungsdienst und den Güterzugfahrplan besondere Beachtung verdient.

Der IV. Abschnitt über Verkehr enthält Aufsätze über Tarifpolitik, über Eisenbahn- und Zollverwaltung in Österreich, über die Grundsätze bei Aufstellung der Lade- und Leitungsvorschriften sowie über das Lochkartenverfahren im Eisenbahnverkehr.

Interessante Abhandlungen, unter anderen insbesondere über Dampflokomotiven und elektrische Lokomotiven, bringt auch der letzte Abschnitt, der den Fahrzeugen, dem Werkstättenwesen sowie dem Beschaffungswesen gewidmet ist.

Eine Übersicht über die Gliederung des Reichsverkehrsministeriums sowie der Reichsbahngesellschaft beschließt das vorzüglich ausgestattete Werk, das nicht nur Fachkreisen, sondern auch Kreisen, die dem Eisenbahnwesen nahe stehen, warm empfohlen werden kann.

W. Müller, Dresden.

5. Zur Erleichterung des Entladens Kastenwagen mit Bodenklappen, die vom Führersitz aus durch Hebelzug bedient werden.
6. Verwendung eines Traggerüstes für kleinere und mittlere Häuser aus I- und Winkeleisen, die in verschiedenen Längen und Stärken genormt, und in regelmäßigen Abständen gelocht als Stapelware angeliefert werden.
- Vorteile: Billige Massenherstellung, Verkürzung der Bauzeit, gleichzeitiger Beginn der verschiedensten Bauarbeiten, Erleichterung der handwerklichen Arbeiten durch Vormontieren aller Rohrleitungen, Aufhängen und Aufstellen von Fenstern und Türen u. a.
7. Zum Ausfachen ein Tafelsystem, nicht kleine Ziegel. Platten auch für Innenwände und Decken.
8. Fertig zur Baustelle gelieferte Treppenwangen aus C-Eisen und Winkelstufen aus Kunststein.
9. Statt Baugerippekonstruktion normale Ziegel, aber härter gebrannt und mit Zementmörtel vermauert, damit geringere Mauerstärken zugelassen werden können.
10. Bei Traggerippen Verwendung eines Hängegerüsts zur Ersparung kostspieliger Standgerüste, Versteifungen, Auf- und Abrüsten in kleinen Höhenabständen.
11. Zur Verbilligung von Beton- und Eisenbetonausführungen. Sogenannte O.D.G.-Stützen, das sind für alle Höhen verstellbare Bausteifen aus Eisen und Holz, ferner Abstandhalter aus Drähten, die in Amerika in jeder Eisenhandlung zu haben sind.
12. Drahtgeflechtmatten für Eisenbetoneinlagen zur Ersparung der Arbeit des Verbindens der Eisenstäbe auf der Baustelle.
13. Verwendung fertig gepreßter Metallgesimse.
14. Vereinfachung der Baukonstruktion durch Fortlassen der Zwischendecken. Dadurch auch geringere Belastung der Wände und damit Verminderung der Mauerstärken und schnelleres Bauen.
15. Statt Terrazzofußboden und als Wandbekleidung Verwendung von Plättchenfußboden aus Porzellanplättchen, die mit ihrer Oberfläche auf Papierbogen aufgeklebt sind und mit der Unterseite auf frisch aufgestrichenen, dünnem Cementstrich aufgedrückt werden zur Erzielung größerer Schnelligkeit und geringeren Gewichtes bei gefälligerem Aussehen.
16. Ersparnis von Umzäunungen und massiven Einfriedigungen, sowie Vorgartengittern.
17. Ausschaltung zimmermannsmäßiger Holzverbände bei Holzbauten. Verwendung von Bohlen statt Kanthölzer, Nagelung statt Zapfenverbindungen, Überblattungen u. a.
18. Fortlassung von Gehrungsschnitten bei Tischlerarbeiten im inneren Ausbau.
19. Möglichst wirtschaftliche Bemessung der Küchen, Badezimmer, Treppen u. dgl.
20. Gutes Zeitprogramm für die Bauausführung und strenge Innchaltung. Weitgehendste Typisierung aller Einzelteile, die bei Ausbleiben einer Lieferung schnell anderweitig zu beschaffen sind.

Auf Grund des Referates wird in Aussicht genommen, zu versuchen, die Gründe festzustellen, weshalb das, was in Amerika möglich und gebräuchlich, nicht auch bei uns anwendbar ist und auf welchem Wege Schwierigkeiten und Hemmungen — soweit sie nicht durch besondere, nicht beeinflussbare Verhältnisse begründet sind — aus dem Wege geräumt werden können.