

### Amerikanische Oberbau-Untersuchungen.

Von Dr. Ing. v. Gruenewaldt, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

(Schluß.)

#### III. Versuchsergebnisse.

Die Zahl der vorgenommenen Messungen ist sehr groß, weit über eine Million. Es werden daher im Originalbericht im allgemeinen nur Mittelwerte angegeben und zwar Mittelwerte aus einer großen Reihe von Versuchen. Nur in wenigen Fällen werden die Ergebnisse von einzelnen Untersuchungen erörtert, was jedesmal besonders vermerkt wird. Bei der Darstellung der Ergebnisse wurde nach Möglichkeit die zeichnerische Form gewählt.

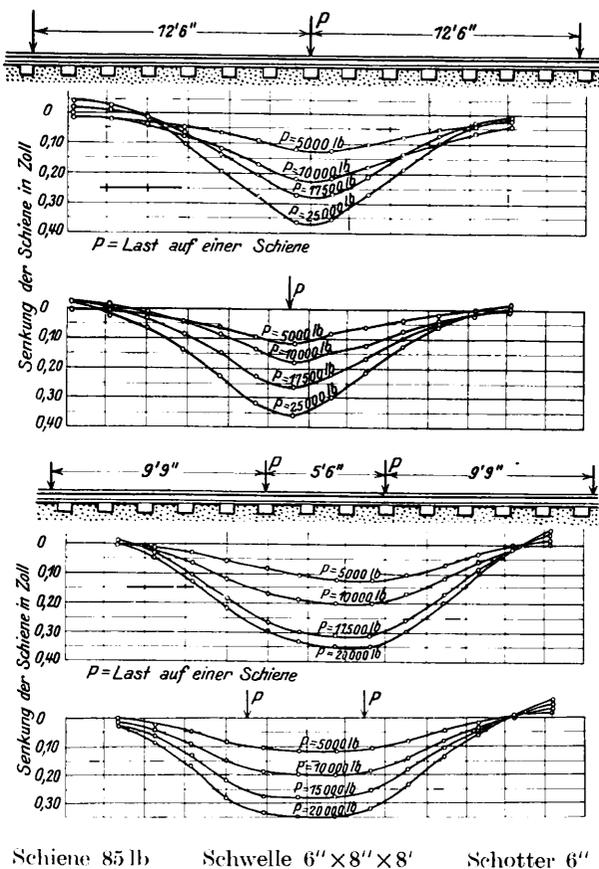


Abb. 13.

#### 1. Senkungen des Gleises unter ruhender Belastung.

Das Gewicht der Räder wird durch die Schienen auf die anliegenden Schwellen verteilt und es entstehen Drücke in den Schwellen, in der Bettung und im Unterbau. Diese Drücke, die durch die genannten Teile des Oberbaues übertragen werden, rufen in ihnen Formänderungen hervor, die zum größten Teil elastisch sind, je nach dem Zustand des Gleises und nach der Art und dem Gewicht der Belastung. Hierbei spielen natürlich vor allem die Steifigkeit der Schienen, die Maße und der Abstand der Schwellen, sowie die Stärke und die Nachgiebigkeit der Bettung eine besonders große Rolle. Die Wirkung der Last auf die einzelnen Teile des Gleises soll vorerst noch nicht untersucht werden, sondern nur die gesamte Formänderung, die sich in der Senkung der

Schiene zeigt. In welchem Verhältnis die Größe der Senkung zur Last steht, hängt von der Art und dem Zustand des Gleises ab. Für ein gut unterhaltenes Gleis ergibt sich, daß die Beziehung zwischen der Belastung und der entsprechenden Senkung nahezu geradlinig ist. Bei einem schlechter unterhaltenen Gleis ruft die erste Belastung eine größere Senkung hervor als eine spätere Vergrößerung der Last. Der Einfluß hiervon auf die Spannungen in der Schiene ist nicht unbedeutend.

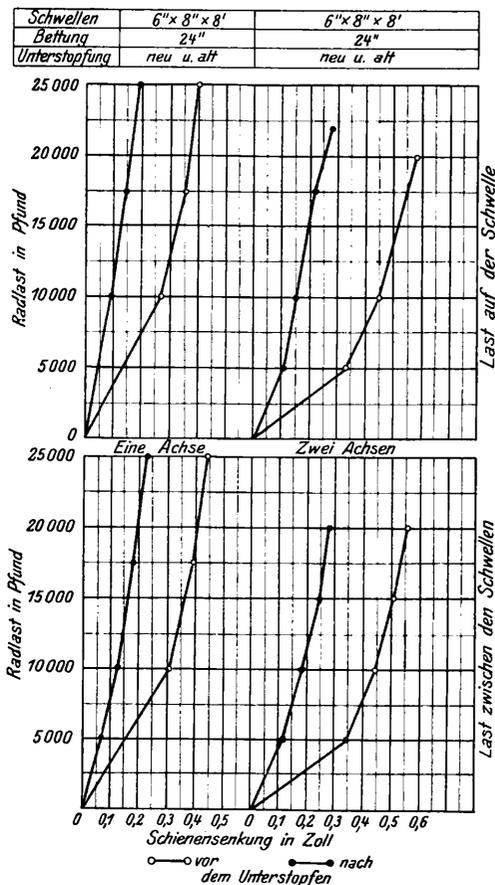


Abb. 14.

In Abb. 13 sind Senkungsprofile für Belastungen unter ein und zwei Achsen gezeigt und zwar nach Versuchen auf der Illinois Central Railroad. Der Schwellenabstand betrug 22 Zoll=559 mm von Mitte zu Mitte. Die Last war in der Mitte der Schienenlänge aufgebracht, um den Einfluß der Schienenstöße auszuschalten. Die Messungen wurden am Schienenfuß vorgenommen, die Senkungen zeigen somit die vertikale Bewegung, hervorgerufen durch die Durchbiegung der Schiene und die vertikale Bewegung von Schwelle, Bettung und Unterbau. Die Last wurde sowohl unmittelbar über einer Schwelle angesetzt als auch in der Mitte zwischen zwei Schwellen.

Es ergab sich nur ein kleiner Unterschied in der Senkung, abhängig davon, ob die Last über der Schwelle oder zwischen

zwei Schwellen lag. Im ersten Falle war die Senkung gewöhnlich um ein Geringes größer. Das gilt sowohl für einachsige wie zweiachsige Belastungen. Bei frisch unterstopftem Gleis ist die Senkung wesentlich geringer als bei einem Gleis, das einige Zeit (2—6 Monate) ohne Unterstopfen im Betrieb gewesen, aber noch in gutem Zustande ist. Unter frisch unterstopftem Gleis wird verstanden: ein Gleis, das nach der Unterstopfung ein bis zwei Wochen befahren worden ist.

Bei frisch unterstopftem Gleis läßt sich die Last-Senkungskurve recht gut durch eine Gerade darstellen, die durch den Koordinatenanfangspunkt geht (s. Abb. 14. linke Linie). Es ist also die Größe der Senkung der Belastung direkt proportional.

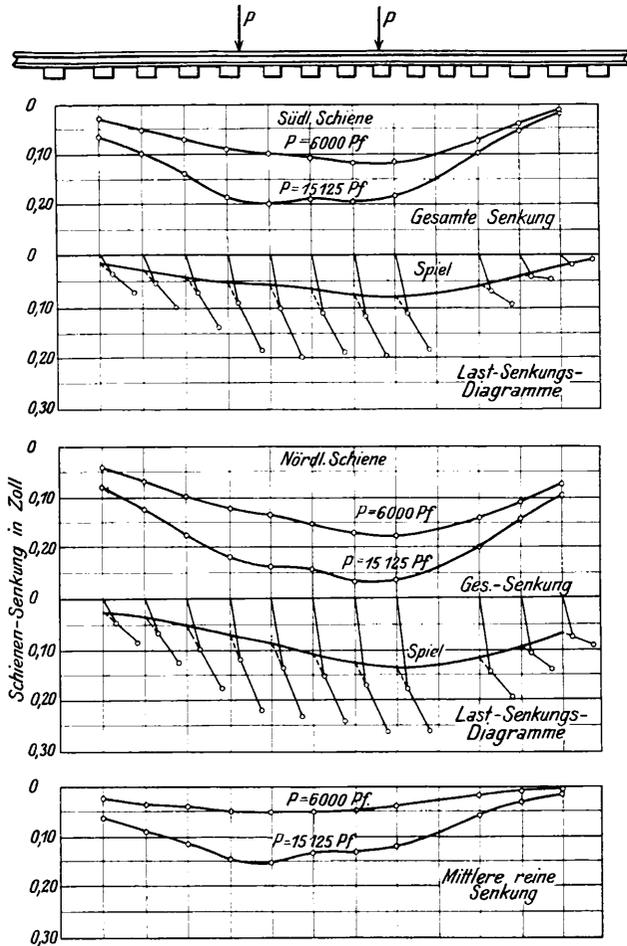


Abb. 15.

Diese Eigenschaft der direkten Proportionalität entspricht einer konstanten Bettungsziffer („Elastizitätsmodulus“ der Gleisunterstützung, wie die Amerikaner sagen), worauf später noch eingegangen werden soll.

Bei Gleisen, die längere Zeit nicht unterstopft waren, ruft die Anfangsbelastung eine verhältnismäßig viel stärkere Senkung hervor als eine spätere Vergrößerung der Last. Wie aus Abb. 14 (rechte Linien) ersichtlich, stellt sich das Senkungs-Belastungsdiagramm als eine gebrochene Linie dar, deren oberer Teil, der der höheren Belastung entspricht, dem Diagramm für frisch unterstopftes Gleis nahezu parallel läuft. Bei einem nicht ganz frisch unterstopften Gleis ist also ein gewisses Spiel zwischen Schiene und Schwelle einerseits und Schwelle und Bettung andererseits vorhanden, welches durch eine verhältnismäßig leichte Belastung überwunden wird. (Durchbiegung der Schiene allein).

Als Beispiel sei die Abb. 15 wiedergegeben: in Abb. 15 oben ist die Gesamtsenkung beider Schienen aus einem anderen Versuch dargestellt, darunter die Last-Senkungsdiagramme für verschiedene Punkte und die Spielkurve, endlich die reine

Senkung nach Abzug des Spiels, das aus dem Schnittpunkt des oberen Teiles der gebrochenen Linie des Last-Senkungsdiagramms mit der Ordinatenachse bestimmt wurde (bei nur zwei Belastungen ist diese Bestimmung natürlich ungenau).

Die Durchbiegungsprofile und die Last-Durchbiegungsdiagramme zeigen, daß die größte Durchbiegung des Gleises bei einer Belastung mit zwei Achsen größer ist als bei einer Achse mit der gleichen Achslast. Für den bei den Versuchen angewandten Radstand reicht die Wirkung einer Achse in den Bereich der anderen hinein. In Abb. 16 sind kennzeichnende Durchbiegungen von zwei Einzellasten in das Diagramm für

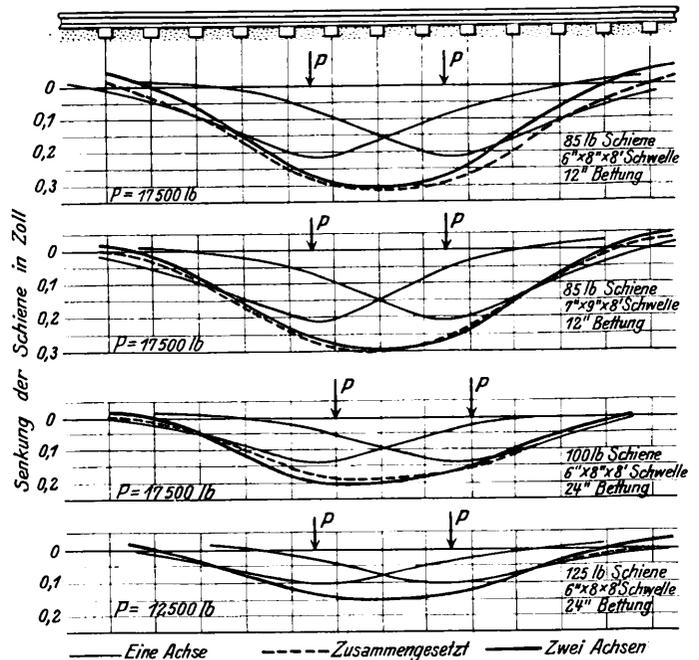


Abb. 16.

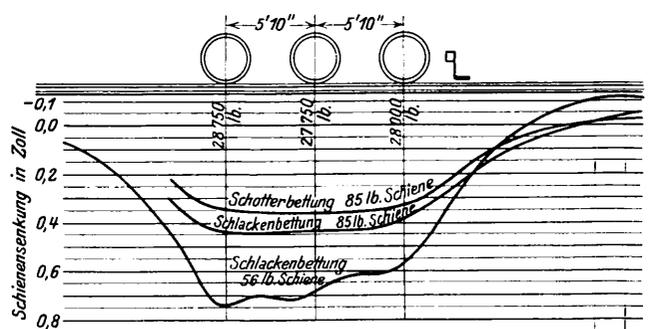


Abb. 17.

eine zweiachsige Belastung hineingezeichnet, wobei die von den beiden Lasten herrührenden Durchbiegungen zueinander addiert werden. Wie ersichtlich, stimmt diese gestrichelte Linie recht gut mit der stark ausgezogenen Linie der Durchbiegung durch eine zweiachsige Belastung überein. In der Abb. 17 sind Durchbiegungskurven unter einer Lokomotive dargestellt, welche deutlich den Einfluß von Schiene und Bettung auf die Größe der Durchbiegung zeigen.

## 2. Spannungen in den Schienen bei ruhender Belastung.

Die in den Abb. 18 bis 21 dargestellten Schienenspannungen sind aus den an der oberen Kante des Schienenfusses gemessenen Spannungen bei ruhender Belastung berechnet worden.

In Abb. 18 sind die Belastungsdiagramme für ein- und zweiachsige Belastung (Achsstand 66 Zoll = 1676 mm) nach den Versuchen auf der Illinois Central Railroad dargestellt

und zwar für Last auf der Schwelle und Last zwischen zwei Schwellen. Die Messungen wurden bei den gleichen Versuchen vorgenommen, die zur Bestimmung der Senkung dienten. Die Spannungen in der Schiene sind ebenso wie die Senkung vom Zustand des Gleises abhängig: bei frisch unterstopfem Gleis sind die Spannungen geringer als bei altem Gleis. Dieses gilt sowohl für die Belastung durch eine wie durch zwei Achsen. Ebenso wie die Senkung läßt sich die Spannung bei frisch unterstopfem Gleis (Abb. 19) als geradlinige Funktion der Belastung darstellen, bei altem Gleis als gebrochene Linie, wobei der obere Teil wieder parallel der Linie für das frisch unterstopfte Gleis ist.

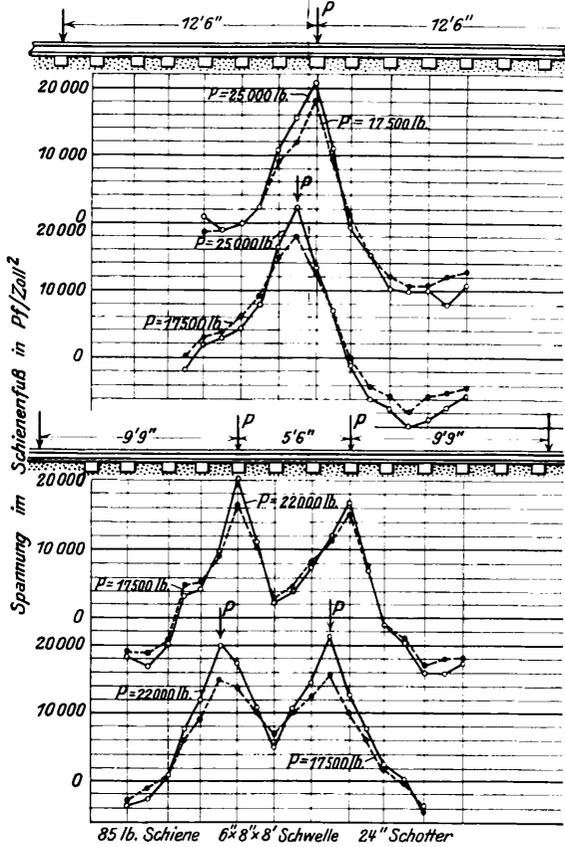


Abb. 18.

Die Spannungsverteilungsdigramme zeigen deutlich, wie die Spannung sich entsprechend dem Abstand von dem Belastungspunkt verändert und wie die Durchbiegungsmomente ihre Vorzeichen ändern: diese Kurven entsprechen recht gut den analytisch ermittelten. Die verschiedenen Diagramme zeigen, daß für die gleiche Achslast die Spannung in der Schiene für eine Belastung durch zwei Achsen geringer ist als für eine Belastung durch nur eine Achse (s. Abb. 18). Es ist dies erklärlich, da bei dem angewandten Achsstand sich unter der zweiten Last ein negatives Biegemoment infolge der ersten Last bildet, wodurch natürlich die Spannung in diesem Punkt herabgesetzt wird. In Abb. 20 sind die gemessenen und errechneten Werte graphisch dargestellt, wobei noch die Spannungen aus zwei Einzellasten algebraisch summiert werden. Wie ersichtlich, stimmen diese Kurven recht gut miteinander überein. In Abb. 21 sind die Spannungen unter einer Mikado-Lokomotive bei ruhender Belastung gezeigt.

Als Vergleichsmaßstäbe für die verschiedenen Oberbauformen dienen die Bettungsziffer und der „Koeffizient des Biegemomentes“.

Unter Bettungsziffer wird die Kraft je Längeneinheit der Schiene (Pfund/Zoll) verstanden, die erforderlich ist, um

eine Senkung des Gleises um eine Längeneinheit (Zoll) zu bewirken. Diese Kraft ist natürlich abhängig von der Tragfähigkeit der Schiene und von der Art und dem Zustand von Schwellen, Bettung und Unterbau. Je nach dem Zustand des Gleises läßt sich die Bettungsziffer mehr oder weniger genau als konstante Größe für einen bestimmten Gleiszustand ermitteln.

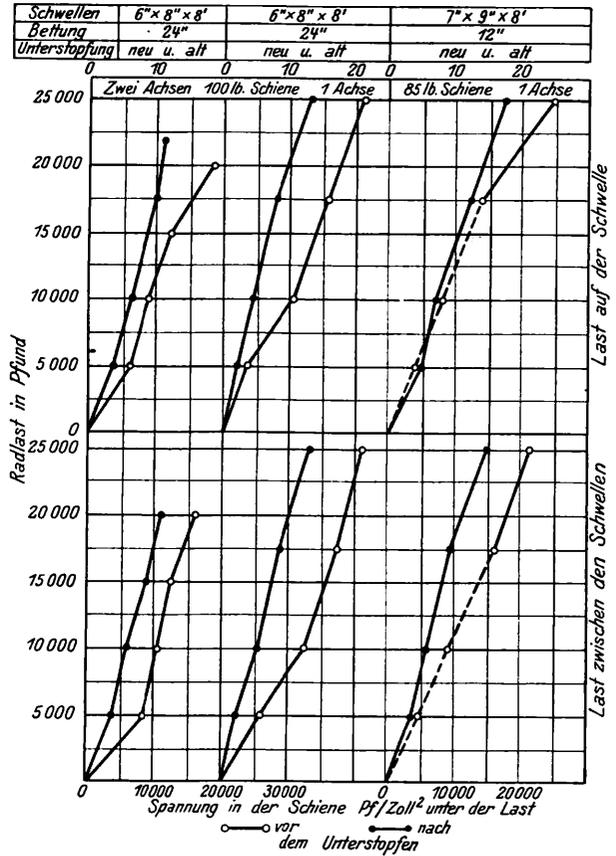


Abb. 19.

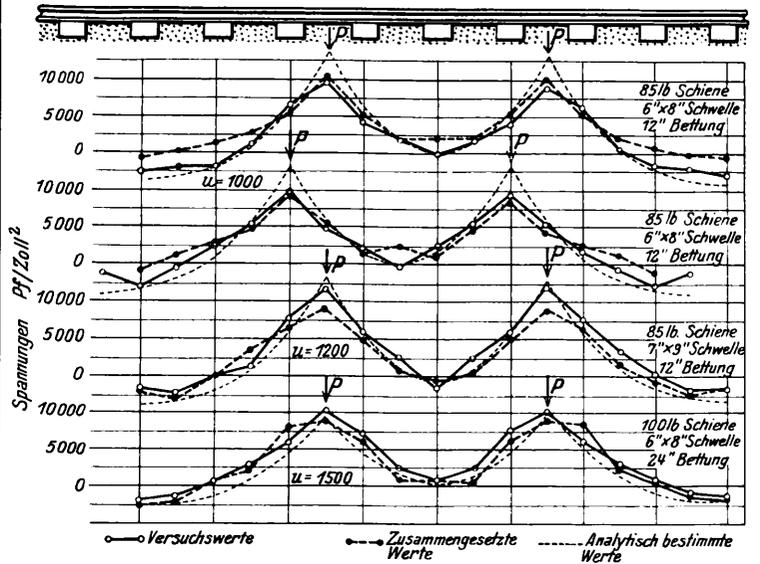


Abb. 20.

Die Beziehung zwischen Durchbiegung und Belastung ist in Abb. 22 dargestellt. Im Falle a) ergibt sich bei frisch unterstopfem Gleise die Bettungsziffer ohne weiteres als Konstante, im Falle b) bei alt unterstopfem desgleichen nach Abzug der durch das Spiel zwischen Schiene und Unterstüzung hervor-

gerufenen Senkung; im Falle c) bei Gleis in schlechterem Zustand kann man die unregelmäßig gebrochene Linie angenähert durch eine Gerade ersetzen, um die Bettungsziffer zu bestimmen. Die bei den Versuchen gefundenen Werte für die Bettungsziffer schwanken um 1000 Pfund/Zoll und erreichen bei schwereren Schienen auf starker Bettung den Wert von 1600 bis 2000 Pfund/Zoll\*).

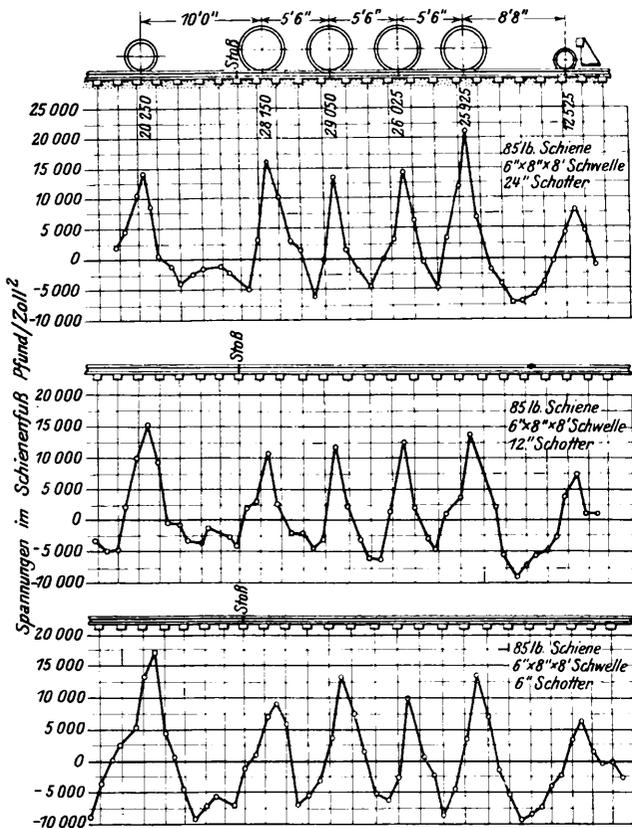


Abb. 21.

Der „Koeffizient des Biegemomentes“ ist der Faktor, mit dem die Radlast zu multiplizieren ist, um das Biegemoment, das der durch den Versuch ermittelten Spannung entspricht, zu erhalten. Die Werte für diesen Koeffizienten schwanken in recht weiten Grenzen.

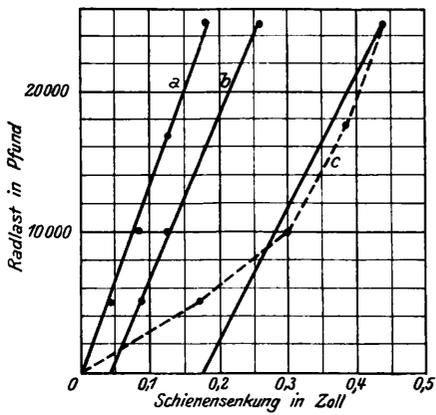


Abb. 22.

Zu den Versuchen unter ruhender Belastung ist noch zu bemerken: Wenn die Belastung mit Einzellast (am Apparat) erfolgt, ist kein großer Unterschied in den Spannungen auf beiden Seiten des Schienenfußes zu bemerken. Für die von Rädern ausgeübten Belastungsdrücke — sowohl ruhend als auch in Bewegung — ergibt sich infolge der Kegelform der Räder bei der in den U.S.A. üblichen senkrechten Lage der Schienen ein merklicher Unterschied in der Spannung der

\*) Wegen der Verschiedenheit des amerikanischen Oberbaues und der amerikanischen Maschinen von den deutschen wird davon abgesehen, die amerikanischen Maße in Metermaße umzurechnen, da zahlenmäßige Schlüsse auf deutsche Verhältnisse doch nicht möglich wären.

Schienen auf beiden Seiten des Schienenfußes — es findet eine seitliche Verbiegung statt.

3. Spannungen in der Schiene bei bewegter Last.

Die Spannung in den Schienen bei bewegter Last wurde jeweils an beiden Seiten des Schienenfußes gemessen und aus dem Mittelwert beider Ablesungen die Spannung in der äußersten Faser errechnet. Bei bewegter Last ist der Unterschied in der Spannung an Außen- und Innenkante der Schiene wesentlich größer als bei ruhender Last: unter dem Rade kann die Außenkante bis zu zwei oder gar dreimal stärker beansprucht sein als die Innenkante. Zwischen den Rädern ist die Spannung meist an der Innenkante der Schiene größer als an der Außenkante, wenn auch in geringerem Maße. Entsprechend diesen Spannungen lassen sich auch horizontale Verbiegungen der Schiene feststellen, die allerdings nicht groß sind: 0,25 bis 0,75 mm sind bei der 85 Pfund/Fuß Schiene gefunden worden.

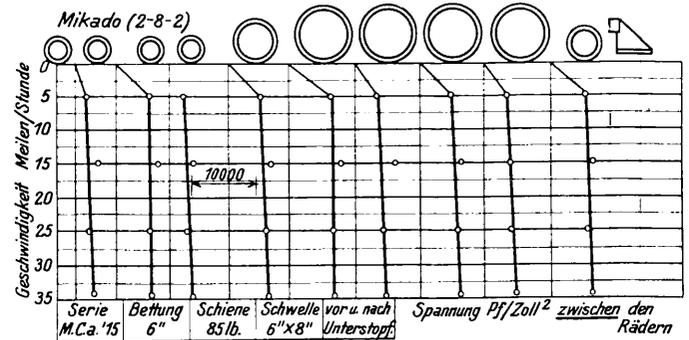
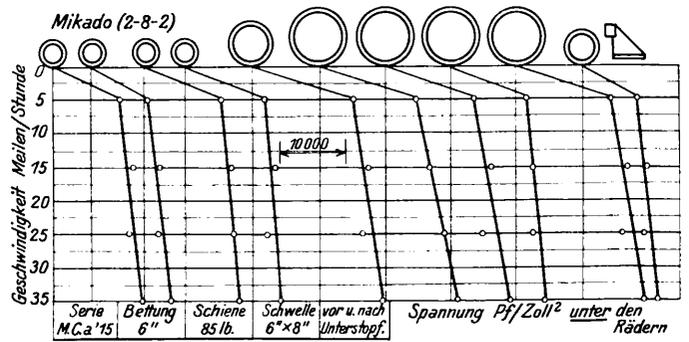


Abb. 23.

Die Erhöhung der Gesamtspannung durch die Horizontalkräfte beträgt in der Mitte des Schienenfußes im geraden Gleise nur selten über 8%.

Diese Seitenkräfte werden durch seitliche Bewegung der Fahrzeuge wie Schlingern, Schwanken usw. hervorgerufen, vor allem an der Lokomotive. Durch Neigung der Schienen nach innen (in Amerika die senkrechte Stellung der Schiene üblich) wird die Wirkung der Seitenkräfte verringert, aber keineswegs gänzlich aufgehoben.

In Abb. 23 sind die Ergebnisse einer Reihe von Messungen aufgetragen, wobei die Lokomotive und das Gleis dem in Abb. 21 unten für statische Belastung dargestellten entsprechen. Wie aus Abb. 23 ersichtlich ist die Spannung bei bewegter Last größer als bei ruhender und nimmt annähernd geradlinig entsprechend der Geschwindigkeit zu (die schwach ausgezogene Linie von V=0 bis V=5 Meilen soll keine Spannung darstellen, sondern nur auf die Ordinatenachse hinweisen, von der aus die Spannungen abgelesen werden); bei 5 Meilen/Stunde ist die Spannung in der Schiene etwa die

gleiche wie bei ruhender Belastung. Die Einheit der horizontalen Teilung entspricht einer Spannung von 1000 Pfund/Zoll<sup>2</sup>.

Es sei hier noch bemerkt, daß die bei einer großen Reihe von Versuchen gefundenen Werte z. T. stark von den Mittelwerten abweichen. Für einzelne Räder sind sogar bei zunehmender Geschwindigkeit abnehmende Spannungen (und zwar für alle Geschwindigkeiten) festgestellt worden. Die Ursachen für diese Unregelmäßigkeiten sind nicht geklärt, sie mögen durch die Lage des Gegengewichtes, den Zustand von Lokomotive und Gleis oder auch durch Beobachtungsfehler bedingt sein. Im Mittel beträgt die Zunahme der Spannung infolge der Vergrößerung der Geschwindigkeit bei Dampflokomotiven 0,3 bis 1,2% je Meile Geschwindigkeitserhöhung über 5 Meilen/Stunde, doch kommen oft auch sehr viel größere Werte vor.

Wie schon erwähnt, wurde beim Befahren der Probestrecken der Dampf bei elektrischen Lokomotiven z. T. der Strom abgestellt. (Bei späteren Versuchen mit elektrischen Lokomotiven wurde sowohl stromlos, als auch mit Strom und mit Stromrückgewinnung — Nutzbremmung — gefahren; es ergaben sich hierbei keine merklichen Unterschiede in der Beanspruchung des Gleises.)

Bei den ersten Versuchen mit Dampflokomotiven wurde nur der Gesamteinfluß der Geschwindigkeitserhöhung auf die Erhöhung der Schienenbeanspruchung untersucht, ohne auf Einzelheiten einzugehen: hierbei wurde so gefahren, daß das Gegengewicht des vordersten Triebrades den mittleren Stremmatographen in Tiefstlage passierte; auf diese Weise war die Wirkung der Gegengewichte der verschiedenen Räder an den verschiedenen Stremmatographen verschieden, so daß angenommen werden konnte, daß die Mittelwerte aus den Ableisungen tatsächlich den Mittelwerten für eine ganze Radumdrehung entsprechen.

Es ist aber klar, daß ein unausgeglichenes Gewicht eines sich drehenden Teils (z. B. zu großes oder zu kleines Gegengewicht) bedeutende Zusatzspannungen im Gleis hervorruft, die einen wesentlichen Teil der Spannungserhöhung infolge von Geschwindigkeitserhöhung ausmachen.

Diese Zusatzbeanspruchung beträgt je nach Lage des unausgegleichenen rotierenden Gewichtes

$$7) \dots \dots \dots K = \frac{G v^2}{g r} \sin \alpha,$$

wo G das Gewicht der unausgegleichenen Massen, r die Entfernung des Schwerpunktes dieser Massen vom Drehpunkt,  $\alpha$  der Winkel zwischen r und der Horizontalen, v die Geschwindigkeit und g die Fallbeschleunigung.

Bei den weiteren Versuchen war man bemüht, den Einfluß der unausgegleichenen Massen getrennt zu ermitteln. Zu diesem Zweck wurde der Abstand der Stremmatographen so gewählt (rund ein Triebraddurchmesser), daß es möglich war, die Spannungen bei bestimmten Lagen der unausgegleichenen Massen festzustellen.

In Abb. 24 sind die Mittelwerte aus einer Reihe von Versuchen für das Haupttrieb­rad einer Dampflokomotive graphisch dargestellt. Wie ersichtlich, macht sich die Wirkung der unausgegleichenen Massen mit zunehmender Geschwindigkeit immer stärker geltend (bei 5 Meilen/Stunde ist sie nicht feststellbar). In diesem Beispiel ist die Beanspruchung der Schiene durch den Druck dieses Triebrades bei 5 Meilen/Stunde (ebenso auch im Stillstande) rund 11000 Pfund/Zoll<sup>2</sup>, der Höchstwert bei 50 Meilen/Stunde 45000 Pfund/Zoll<sup>2</sup>, der Mindestwert 14000 Pfund/Zoll<sup>2</sup>, die mittlere Spannung 26000 Pfund/Zoll<sup>2</sup> (mittlere Ordinate der Kurve). Diese mittlere Spannung kann als die Spannung bei 50 Meilen/Stunde angesehen werden, bei der der Einfluß der unausgegleichenen Massen ausgeschaltet ist. Es ergibt sich ein Zusatz zur Spannung bei ruhender Belastung von rund 135% infolge der Geschwindig-

keitszunahme unter Ausschaltung des Einflusses der unausgegleichenen Massen. Durch die Wirkung dieser Massen steigt die Zusatzspannung auf rund 320%!

Diese Werte der Spannungserhöhung sind für verschiedene Lokomotiven natürlich sehr verschieden, z. T. stimmen sie gut mit den rechnerisch ermittelten (gestrichelte Linie in Abb. 24) überein, z. T. weniger gut, was auf verschiedene Umstände zurückzuführen ist: der Schwerpunkt der unausgegleichenen Massen liegt nicht in einer Vertikalebene mit dem Berührungspunkt von Rad und Schiene: die Gegengewichte sind an den zwei Triebrädern einer Achse verschränkt angebracht; endlich ist es auch nicht immer möglich, die Größe der unausgegleichenen Massen genau zu bestimmen.

Wie aus allen Versuchen hervorgeht, ist der Einfluß der unausgegleichenen Massen auf die Beanspruchung des Oberbaues recht bedeutend\*). Der Anstieg der Spannungsgeschwindigkeitskurve ist stärker als gradlinig.

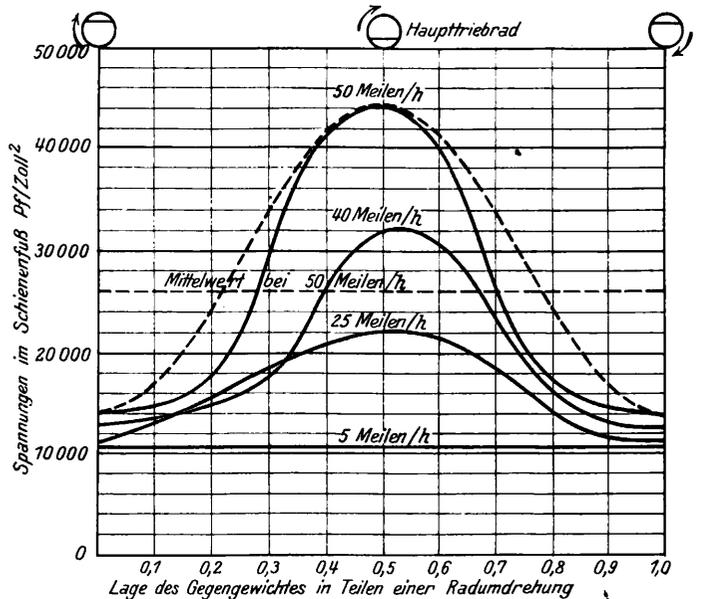


Abb. 24.

Der große Einfluß der unausgegleichenen Massen zeigt sich auch dadurch, daß bei elektrischen Lokomotiven, die keine unausgegleichenen Massen haben, die Zusatzspannungen infolge von Geschwindigkeitserhöhungen sehr viel kleiner sind als bei Dampflokomotiven. Sie sind auch kleiner als die entsprechenden Spannungen bei Dampflokomotiven nach Ausschaltung des Einflusses der unausgegleichenen Massen, was auf eine bessere Verteilung des Gewichtes durch die Federn und Ausgleichhebel und dadurch bedingten ruhigeren Lauf zurückzuführen ist. (Bei einer Reihe von elektrischen Personen-

\*) Anmerkung der Schriftleitung. Für deutsche Verhältnisse ist ein so starker Einfluß des Massenausgleiches nicht wahrscheinlich, da die Veränderung des Raddruckes durch die Fliehgewichte bestimmungsgemäß in den Grenzen von  $\pm 15$  v. H. gehalten werden muß. Auch das Wachsen der Biegebeanspruchungen mit der Fahrgeschwindigkeit übersteigt das Maß, das für deutsche Verhältnisse nach den bisher, besonders von Dr. Saller, entwickelten dynamischen Berechnungen, sowie nach Anschauung und Gefühl erwartet werden darf. Es scheint, daß sich die amerikanischen Messungen auf gut und schlecht liegende Gleise beziehen, so daß die Bildung eines einfachen Mittelwertes bei so abweichenden Grundbedingungen nicht empfehlenswert ist. Schließlich lassen Zeigerinstrumente stets dem Verdachte Raum, daß die Schleuderbewegungen der Zeiger bei größeren Geschwindigkeiten übermäßig ungünstige Verhältnisse vortäuschen. Der aus den amerikanischen Versuchen als Mittel errechnete Zuschlag für den Einfluß bewegter Lasten ist sicher zu hoch: „schon die Tatsache, daß bereits im Jahre 1903 bei den Schnellfahrversuchen Marienfelde—Zossen auf verhältnismäßig schwachen Gleisen eine Fahrgeschwindigkeit von 210 km/Std. möglich war, steht in beinahe unlösbarem Widerspruch dazu.“

zuglokomotiven betrug die Zunahme der Spannung infolge Steigerung der Geschwindigkeit von 5 auf 60 Meilen/Stunde nur 12%).

Bei den Versuchen zeigte sich auch, daß die Beanspruchung des Gleises zu beiden Seiten der Lokomotive ungleich war. Gründe hierfür werden nicht angegeben, doch werden sie wohl in einem gewissen Mangel an Symmetrie in den Lokomotiven und in mangelhaftem Arbeiten der Ausgleichhebel und Federn zu suchen sein.

Es wird darauf hingewiesen, daß es günstig ist, die Gegenwichte an den verschiedenen Triebrädern möglichst gleich groß zu machen, da andernfalls die Zusatzspannungen sich in unangenehmer Weise summieren können.

#### 4. Spannungen im gekrümmten Gleis.

Im geraden Gleis verteilt sich die Achslast gleichmäßig auf beide Räder (bei der Fahrt trifft das nicht ganz genau zu). Anders liegen die Verhältnisse bei gekrümmtem Gleis: es sei  $S_a$  = die Belastung der äußeren Schiene unter einem Rade senkrecht zur Gleisebene

$S_i$  = die Belastung der inneren Schiene unter einem Rade senkrecht zur Gleisebene

$A$  = die Achslast

$h$  = die Höhe des Schwerpunkts der Achslast über Schienenoberkante

$s$  = die Spurweite

$e$  = die Überhöhung

$R$  = der Krümmungshalbmesser

$v$  = die Fahrgeschwindigkeit (in m/Sek. oder Fuß/Zoll)

$g$  = die Fallbeschleunigung

$H_a$  } = die auf die Schienen wirkenden Seitenkräfte.  
 $H_i$  }

Dann ist bei einer radial gestellten Achse infolge der Neigung des Fahrzeuges und der Zentrifugalkraft:

$$8) \dots S_a = \frac{A}{2} \left[ \left( 1 - \frac{2eh}{s^2} \right) + \frac{2v^2}{gRs} \left( h + \frac{e}{2} \right) \right]$$

$$9) \dots S_i = \frac{A}{2} \left[ \left( 1 + \frac{2eh}{s^2} \right) - \frac{2v^2}{gRs} \left( h - \frac{e}{2} \right) \right]$$

und

$$10) \dots H_a + H_i = A \left( \frac{v^2}{gR} - \frac{e}{s} \right).$$

Nur bei einer Geschwindigkeit  $v = \sqrt{\frac{gRe}{s}}$  wird  $S_a = S_i$  und

$H_a + H_i = 0$ , bei allen anderen Geschwindigkeiten sind  $S_a$  und  $S_i$  ungleich.

Außer der Neigung des Fahrzeuges infolge der Überhöhung des Gleises und der Zentrifugalkraft wirken noch verschiedene andere Umstände darauf ein, die Last auf die beiden Schienen anders zu verteilen als im geraden Strang und auch seitliche Beanspruchungen der Schienen hervorzurufen. Vor allem ist es die Steifigkeit des Lokomotivrahmens, die dazu führt, daß bedeutende Seitenkräfte im Gleis entstehen können. Ferner kann ein ungleichmäßiges Arbeiten der Federn und Ausgleichhebel ungleichmäßige Lastverteilung bewirken. Dann kann noch das bei starren Achsen in Kurven unvermeidliche Gleiten einiger Räder in Betracht kommen, obgleich dieser Einfluß nicht von Bedeutung ist. In scharfen Kurven endlich zeigen Fahrzeuge mit langem Radstand das Bestreben, das Gleis auseinander zu spreizen, wodurch Torsionsspannungen in der Schiene entstehen.

Durch eine Reihe von Versuchen, die am gekrümmten Gleis in gleicher Weise wie beim geraden vorgenommen wurden, sollte Klarheit in diesen Fragen gewonnen werden.

Es erwies sich, daß bei einigen Lokomotiven die aus den gemessenen Spannungen errechneten Radlasten recht gut den

vorstehenden Gleichungen entsprachen, bei anderen Lokomotiven war dies in viel geringerem Maße der Fall.

Die Summe der errechneten Radlasten entsprach im allgemeinen genau dem Gewicht der Lokomotive (ein Beweis dafür, daß die Messungen genau waren), die Verteilung dieses Gewichtes war aber sehr ungleichmäßig — augenscheinlich arbeiten die Federn und Ausgleichhebel im gekrümmten Gleis anders als im geraden.

Die seitlichen Beanspruchungen sind z. T. sehr groß; die Zusatzspannung infolge der seitlichen Beanspruchung beträgt vielfach 40 bis 100% der Spannung infolge senkrechter Belastung. In scharfen Kurven (rund 175 m Halbmesser) sind unter einzelnen Rädern vielfach Gesamtspannungen bis zu 3600 kg/cm<sup>2</sup> und darüber, sogar bis zu 5000 kg/cm<sup>2</sup> gemessen worden.

Die seitlichen Kräfte werden nicht nur durch den Spurradius, sondern vor allem auch durch Reibung zwischen Spurradius und Schiene auf diese übertragen.

In Kurven sind vielfach Verengerungen und Verbreiterungen der Spurweite unter der Last gefunden worden und zwar sind Abweichungen der Schiene nach außen aus ihrer Ursprungslage bis zu 18 mm gemessen worden (die Verengerungen zeigten geringere Werte).

Auch Ausbiegungen aus der Vertikalebene der Schiene konnten in der Kurve festgestellt werden. Das Maß war allerdings nicht groß; es betrug bis 0,4 mm, am Kopf der Schiene gemessen.

Der Einfluß der unausgeglichene Massen auf die Beanspruchung der Schienen läßt sich wegen der viel verwickelteren Verhältnisse im gekrümmten Gleis nicht so klar ermitteln; die Streuung der einzelnen Versuchswerte war sehr viel größer.

#### 5. Die Beanspruchung der Schwellen durch ruhende Belastung.

In Anbetracht der sehr wichtigen und vielseitigen Aufgaben, die die Schwelle\*) im Gleis zu erfüllen hat, sind auch einige Versuche unternommen worden, um Klarheit über ihr Arbeiten zu gewinnen.

Die Messung des durch die Schwellen unmittelbar auf die Bettung übertragenen Drucks durch Meßdosen wäre nicht gut durchführbar gewesen, da durch das Einbringen der Meßdosen die Bettung zu sehr gestört worden wäre und kein normaler Betriebszustand mehr vorhanden gewesen wäre. Eine Messung der Spannungen in der Schwelle selbst hätte wegen der ungleichmäßigen Festigkeitseigenschaften des Holzes nur sehr unsichere Ergebnisse gezeitigt.

Man entschloß sich daher dazu, die Durchbiegungskurve der Schwelle aufzunehmen — die hierzu verwendete Meßeinrichtung ist aus Abb. 25 ersichtlich und bedarf keiner weiteren Erklärung. Zum Einbringen des die Meßbühnen tragenden Balkens brauchte nur eine obere Bettungsschicht zwischen zwei Schwellen in einer Tiefe von 4 bis 5 Zoll entfernt zu werden, was kaum einen Einfluß auf die Beanspruchung der Schwelle und der Bettung unter ihr ausüben kann.

Die Belastung der Schwelle erfolgte durch beladene und unbeladene Güterwagen. In Abb. 26 sind die Biegelinien einiger Schwellen unter einer Belastung von etwa 15000 Pfund (6800 kg) dargestellt. Die größte Durchbiegung der Schwelle beträgt hier rund 0,4 Zoll. Die Abmessungen der Schwelle waren 6'' × 8'' × 8'). An anderen Schwellen betrug die Durchbiegung bis zu 0,5 Zoll. Die gestrichelte Linie stellt angenähert die Oberfläche der Bettung unter der unbelasteten Schwelle dar.

Wie aus der Abbildung ersichtlich, verändert ein leichtes Unterstopfen der Schwellenenden die Biegelinie vollkommen.

\*) In den U. S. A. werden fast ausschließlich hölzerne Schwellen mit rechteckigem Querschnitt verwendet.

Natürgemäß liegt die Schwelle in sehr verschiedener Weise auf der Bettung auf; man kann aber zwei Lagen als besonders charakteristisch ansehen und zwar Auflagerung in der Mitte der Schwelle und Auflagerung an den Enden. Der erste Fall ist bei den Versuchen viel häufiger festgestellt worden.

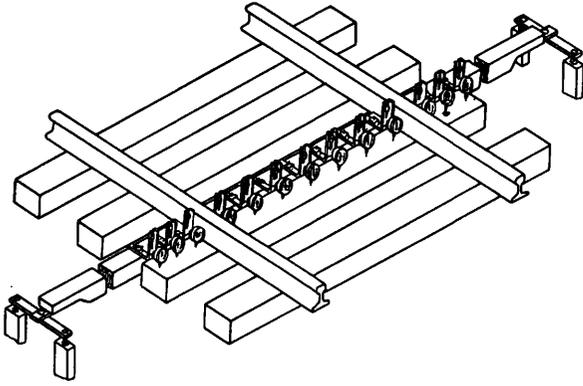


Abb. 25. Vorrichtung zum Messen der Schwellendurchbiegung.

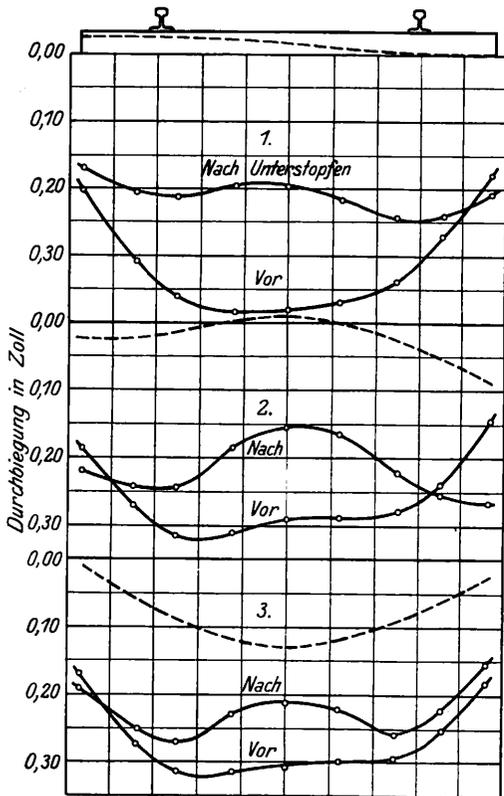


Abb. 26.

Bei der Beurteilung der Biegelinien ist auch zu beachten, daß unter den Schienen eine örtliche Eindrückung der Schwelle eintritt.

Es ist klar, daß die Schwankungen der Biegelinie um so größer sein werden, je biegsamer die Schwelle und je starrer die Bettung ist (die nicht gleichmäßig unter der Schwelle liegt).

#### 6. Übertragung des Drucks durch die Bettung.

Im Laboratorium der Universität Illinois sind Versuche zur Feststellung der Übertragung von ruhendem Druck durch die Bettung vorgenommen worden. Auf die Versuchsanordnung, die nichts Bemerkenswertes bietet, soll nicht weiter eingegangen werden; es sei nur erwähnt, daß zur Messung des Druckes die auf Seite 90 in Heft 6 beschriebenen Meßdosen dienten.

Es wurde gefunden, daß sowohl bei Sand- wie bei Schotterbettung die horizontale Verteilung des Drucks sich gut nach Gleichung

$$11). \quad p = p_a \cdot \frac{K e^{-K^2 x^2}}{\sqrt{\pi}} \quad (\text{Gauss'sche Fehlergleichung})$$

bestimmen läßt, wo  $p_a$  der Druck unmittelbar unter der Schwelle ist,  $x$  der Abstand von der Mittellinie und  $K$  ein Koeffizient, der von der Art des Bettungsstoffes und von der Stärke der Bettung abhängt und durch Versuche zu bestimmen ist (die Abhängigkeit  $K$  von  $h$  ist gleichfalls eine transzendente Funktion).

Es wurde festgestellt, daß der Druck in der Bettung gleichmäßig wird bei einer Bettungstiefe gleich dem Schwellenabstand oder etwas mehr; bei dieser Bettungstiefe kann also mit einem einheitlichen Druck auf die Unterlage gerechnet werden.

Zum Schluß mag noch erwähnt werden, daß versucht worden ist, den Ort und die Stärke der Berührung zwischen Rad und Schiene dadurch zu ermitteln, daß senkrecht über die Schiene gelegte Kupferdrähte überfahren wurden; hierbei wurde durch besondere Marken die Lage des Drahts gegen die Schiene festgelegt; aus der Lage und Größe der Deformation werden Schlüsse gezogen, die natürlich zahlenmäßig nicht auszuwerten sind, da die Deformation des Drahtes schon beginnt, wenn der Abstand des Rades von der Schiene gleich dem Drahtdurchmesser wird.

#### IV. Zusammenfassung.

Was ist nun das Ergebnis dieser mit einem sehr großen Aufwand an Zeit, Mühe und Geld durchgeführten Versuche?

Zunächst ist eine Reihe von einfachen, aber brauchbaren Instrumenten zur Messung und Beobachtung des Verhaltens des Oberbaues unter ruhender und bewegter Belastung konstruiert worden.

Es hat sich gezeigt, daß die Durchbiegungen und Spannungen der Schiene unter ruhender Last gut den analytisch ermittelten Werten entsprechen; dieses trifft sowohl für das gerade wie für das gekrümmte Gleis zu.

Bei bewegter Last ist die Beanspruchung der Schiene größer als bei ruhender und zwar erfolgt die Zunahme nach einer nach unten etwas konvexen Kurve. Diese Zunahme ist in sehr hohem Maße abhängig von der Bauart der Fahrzeuge, vor allem der Lokomotiven. — Ungleichmäßige Lastverteilung durch die Federn und Ausgleichhebel, besonders aber die Wirkung unausgeglichener rotierender Massen kann zu sehr starken Erhöhungen der Beanspruchungen führen. Es sind bei Dampflokomotiven im geraden Gleis Spannungen unter bewegter Last gemessen worden, die mehr als das Vierfache der Spannung unter der gleichen ruhenden Belastung betragen (im Mittel bei größerer Geschwindigkeit etwa das Doppelte, bei elektrischen Lokomotiven weniger).

Durch die spreizende Wirkung der kegelförmigen Räder und durch die seitlichen Schwankungen der Fahrzeuge, bedingt durch mangelhaften Zustand des Gleises und unzureichende Konstruktion der Fahrzeuge, werden seitliche Biegemomente erzeugt, die eine bedeutende Größe erreichen können; die Kräfte werden hierbei in der Hauptsache durch Reibung übertragen, seltener unmittelbar durch den Radflansch. Übergangsbögen bewirken einen ruhigeren Lauf des Fahrzeugs in der Kurve. Im gekrümmten Gleis sind Gesamtspannungen in der Schiene von mehr als 5000 kg/cm<sup>2</sup> gemessen worden. Bei nach innen geneigten Schienen ist die seitliche Beanspruchung der Schienen geringer als bei senkrechten, immerhin aber noch deutlich merkbar.

Es ist also beim Bau der Eisenbahnfahrzeuge — vor allem der Lokomotiven — darauf zu achten, daß sie ruhig und möglichst ohne seitliche Schwankungen laufen, daß die Lasten bei jeder Geschwindigkeit in der Geraden wie in der Kurve gut ausgeglichen sind, daß möglichst keine unausgeglichene

rotierenden Maßen vorhanden sind. Endlich ist bei den üblichen Raddurchmessern ein kurzer Radstand günstig. Die Berücksichtigung dieser Einflüsse ist um so nötiger, als eine starke Beanspruchung des Gleises durch das Fahrzeug selbstverständlich auch einer starken Beanspruchung des Fahrzeugs selbst entspricht.

Beim Gleise ist guter Unterhaltungszustand selbstverständliche Voraussetzung. Die Spannungen und Durchbiegungen in der Schiene werden um so geringer sein, je starrer und schwerer Schiene und Schwelle sind; dagegen darf die Bettung nicht zu starr und unelastisch sein. Damit

sich der Druck durch die Bettung gleichmäßig auf den Untergrund überträgt, muß die Bettungstiefe gleich dem Schwellenabstand sein oder noch größer.

Um immer mehr Klarheit über das Verhalten des Oberbaues und der Wechselwirkungen zwischen Gleis und Fahrzeug zu erhalten, ist es dringend zu wünschen, daß derartige Versuche auch bei uns in großem Umfang durchgeführt und Mittel dafür zur Verfügung gestellt werden, da die Verhältnisse in vielen doch anders liegen als in den Vereinigten Staaten und manche Ergänzungen und Vervollständigungen der dort gewonnenen Ergebnisse notwendig erscheinen.

## Englische Versuche mit verschleißfesten Schienen aus Chromstahl. Deutsche Fertigungsziele.

Von Reichsbahnoberrat Fühnel.

Das britische Iron and Steel Institute, das etwa gleiche Bedeutung und Wertigkeit wie der Verein deutscher Eisenhüttenleute besitzt, hat im Mai 1928 einen Bericht der Herren Thomas Swinden und P. H. Johnson entgegengenommen, der ein bemerkenswertes Zeichen dafür ist, daß die englischen Eisenbahngesellschaften mit dem Schienenwerkstoff, wie er in den British Standard Specifications genormt ist, noch nicht restlos zufrieden sind, und daß die englische Stahlindustrie bemüht ist, den gesteigerten Ansprüchen gerecht zu werden. Der im „Engineering“ vom 18. Mai 1928 veröffentlichte Bericht ist auch darum beachtenswert, weil er eine Übersicht gibt über die verschiedenen Wege der englischen Stahlwerke, das Schienenproblem gegenüber den heutigen Betriebsansprüchen zu meistern, und zu einer vergleichenden Betrachtung der deutschen Auffassung herausfordert. Die britischen Verfasser bestätigen hierbei die uns bekannte Tatsache, daß die englischen wissenschaftlichen Forschungsstellen für die Werkstoffprüfung noch kein Prüfverfahren entwickelt haben, nach dem der Abnutzungswiderstand eindeutig gemessen werden könnte. Der Bericht stützt sich bei der Beurteilung der Wertigkeit der untersuchten Schienenstahlarten hinsichtlich Verschleißwiderstand auf die Angaben einer der vier großen britischen Eisenbahngesellschaften, der Midland and Scottish Railway, über ihre in mehrjährigem Betriebe angestellten Beobachtungen und gewonnenen Erfahrungen. Diesen Werturteilen der Praxis werden die zugehörigen Angaben über die chemische Zusammensetzung und etwaige Wärmebehandlung, über die im Festigkeitslaboratorium ermittelten mechanischen Güterwerte des Zug- und Schlagversuchs und des Gefügebefunds angeschlossen. Die Untersuchungen beziehen sich auf drei Herstellungsverfahren, in der Bessemer Birne, im sauren und basischen Siemens-Martin-Ofen.

Der Bericht erwähnt zunächst das auch in England übliche Verfahren, Härtesteigerung der Schienen durch Erhöhen des Kohlenstoffgehalts auf etwa 0,55% bei einem Mangangehalt von etwa 0,8% oder des Mangangehalts auf 1,2% bei etwas vermindertem C-Gehalt zu erzielen, und die Schwierigkeit, den Gehalt an Verunreinigungen, vor allem von Schwefel und Phosphor, niedrig zu halten.

Die versuchsweise Herstellung von Chromstahlschienen aus der Bessemerbirne geht auf das Jahr 1913, aus dem Siemens-Martin-Ofen auf 1921 zurück. Auch in England ist die Erzeugung in der Bessemerbirne allgemein mangels Verfügung über die für das saure Verfahren benötigten sehr reinen Rohstoffe eingeschränkt, wenn nicht gar zugunsten der Erzeugung im basischen Siemens-Martin-Ofen verlassen worden. Andererseits haben die Engländer frühzeitig die besondere Wärmebehandlung der Schienen nach dem Walzen zur Erzielung hoher Zugfestigkeit bei ausreichender Zähigkeit, gemessen an der Dehnung, der Querschnittsverminderung und der Einsenkung beim Schlagversuch, aufgenommen. Die

Wärmebehandlung der Schienen, die sich die Firma Sandberg in London zur Verwendung im eingebauten Zustand hat patentamtlich schützen lassen, besteht darin, daß die Schiene aus Rotglut durch Anblasen mit Druckluft oder Eintauchen mit dem Kopf in Wasser während einiger Minuten einer beschleunigten Abkühlung etwa bis zum Verschwinden der Rotglut unterworfen wird und unmittelbar danach in der Randzone des Kopfes eine Anlaßwirkung von innen erfährt. Die Berichtler haben ihre Versuche mit der Wärmebehandlung von sauren Chromstahlschienen aus der Bessemerbirne zunächst auf einfache Wiedererwärmung der ausgewalzten Schiene im Walzwerk auf 400 bis 800° eingestellt und hierbei gefunden, daß die Zugfestigkeit bei allen fünf Anlaßstufen sich nicht weit von 95 kg/mm<sup>2</sup> entfernte, die Dehnung, bezogen auf 200 mm Meßlänge, zwischen 6,2% und 8,5% schwankte, wobei die Dehnung mit steigendem Anlaßgrad zunahm, die Querschnittsverminderung dem gleichen Gesetz gehorchte und zwischen 10,4% und 20,8% gelegen war.

Das Sorbitisieren des Schienenkopfes nach dem vorerwähnten Sandbergverfahren, Erwärmung auf 950°, Anblasen mit Druckluft während sieben Minuten bis auf 550°, führte zu höheren Güterwerten. Beim Schlagversuch wurde nach fünf Schlägen mit durchschnittlich 5 mt eine Einsenkung des im Abstand von 1,3 m gelagerten Schienenstücks (41 kg/m Gewicht) von 190 mm gegen 180 mm im unbehandelten Zustand erreicht. Die Zahlen des zugehörigen Zugversuchs waren 96 kg/mm<sup>2</sup> bei 11% Dehnung (l=200 mm) gegen 94 kg/mm<sup>2</sup> bei 12% Dehnung im unbehandelten Zustand. Für den behandelten Stab wurde die Streckgrenze zu 64,5 kg/mm<sup>2</sup> im Kopf, zu 61 kg/mm<sup>2</sup> im Fuß, die Brinellhärte zu 286 bzw. 265 ermittelt, beim nichtbehandelten Stab lag die Streckgrenze bei 59 kg/mm<sup>2</sup>, die Brinellhärte bei 277. Die Querschnittsverminderung betrug in allen Fällen über 20%. Dieser Wert zeigt an, daß eine hochwertige zähe Stahlsorte bereits als Ausgangswerkstoff gewählt worden war. Der geringe Unterschied der Güterwerte im Kopf und Fuß der Schiene zeigt an, daß man bei der Wärmebehandlung mehr bestrebt war, die allgemeine Wertigkeit, wohl auch der nicht untersuchten Kerbzähigkeit, zu erhöhen, als sehr große Unterschiede zwischen Kopf und Fuß des Schienenquerschnittes herbeizuführen.

Der Chromgehalt der Schienen schwankte bei den Versuchen zwischen 1/2 und 2%, die günstigsten Werte der Festigkeitsprüfung und nach dem Werturteil des Betriebes lagen übereinstimmend bei einem Chromgehalt von 1%. Dieser Gehalt wies gleichzeitig einen hohen Korrosionswiderstand auf. In Tunneln und in säurehaltiger Luft rosteten die Schienen äußerst wenig, eine allgemein bekannte Eigenschaft des Chromstahles. Aus der Betriebsbeobachtung ist zu erwähnen, daß die Chromstahlversuchsschienen vorwiegend in Weichen und Kreuzungen und anderen Stellen höchster Beanspruchung im Vergleich zu Schienen gewöhnlicher Be-

schaffenheit (d. h. reine Kohlenstoffstahlschienen) verlegt wurden. Die Lebensdauer der Chromstahlschienen hat in diesen Fällen etwa zwölf Jahre betragen, d. h. fünf- bis sechsmal soviel, als die der an den Versuchsstellen gleicher Betriebsbeanspruchung sonst verlegten gewöhnlichen Schienen ohne Chromgehalt. Der Bericht spricht sich günstig aus über die Durchführung der Richtarbeit im Walzwerk und der Bearbeitbarkeit mit Bohrwerkzeugen u. a. Auch die bei höheren Chromgehalten bekannte Eigenschaft der Selbsthärtung habe sich nicht bemerkbar gemacht. Die gleichen günstigen Erfahrungen hat die Midland-Bahn mit Laschen aus Chromstahl gemacht, die geringen Deformationen unter dem Schienenkopf werden hervorgehoben.

Der Schluß des Berichtes enthält die kurze aber inhaltsreiche Bemerkung, daß die hier behandelte Chromstahlerzeugung wohl noch nicht der letzte Weg der Stahlindustrie ist, den Verbraucher mit einem hochwertigen wohlfeilen Schienenstahl zu beliefern. Der Preisunterschied ist nicht angegeben worden. Der Kundige weiß, daß für Chromstahl ein großer Zuschlag zum Schienengrundpreis zu zahlen sein würde. Daher erscheint es angebracht, einen Hinweis auf die deutschen Wege zur Lösung des Problems „Schienenstahl“ anzufügen. In den Verbraucherkreisen hat sich endlich die Erkenntnis durchgerungen, die Anforderungen an die Schiene nach dem Streckencharakter zu unterscheiden, wie es der Fahrzeugbau hinsichtlich der Anforderung an den Radreifenstahl für Radsätze der Lokomotiven und Wagen längst getan hat. Die Abnutzungskräfte sind im geraden Gleis verschieden von denen in Krümmungen und Weichen, entsprechend auch die Lage der Abnutzung am Schienenkopf. Für heutigen Grad der Betriebsbeanspruchung reicht in der Geraden, wo

die Abnutzung vorwiegend in der Lauffläche liegt, eine Schiene mit  $75 \text{ kg/mm}^2$  Mindestfestigkeit gerade noch aus. Im äußeren Strang in Krümmungen und in Weichen, wo die sehr viel stärkere Abnutzung seitlich am Schienenkopf anfällt, werden Schienen mit höherer Streckgrenze, d. h. mit einer Zugfestigkeit über  $90 \text{ kg/mm}^2$  benötigt.

Dieser Anschauung hat der Stahlwerksverband in einer Verhandlung mit dem Reichsbahnzentralamt vom 2. Juli 1927 zugestimmt und sich zur Lieferung der benötigten Schienensorten bereit erklärt. Wenn auch den üblichen Beschaffungsgrundsätzen entsprechend das Herstellungsverfahren nicht vorgeschrieben worden ist, so liegt es in den Ofenverhältnissen begründet, daß die Schienenstahlsorte mit  $75 \text{ kg/mm}^2$  Mindestfestigkeit aus der Thomasbirne mit voller Sicherheit, noch erzeugt werden kann, daß andererseits für die Lieferung der Sorte mit Mindestfestigkeit von  $90 \text{ kg/mm}^2$  im vollen Schienenquerschnitt der Siemens-Martin-Ofen herangezogen werden muß, und zwar ohne daß zu teuren Legierungsmaßnahmen geschritten werden muß. Aber auch den Thomaswerken ist es im oben beschriebenen Weg über das Kopfhärten gelungen, Schienen mit Kopfhärte, die einen Zugfestigkeitswert von  $90 \text{ kg/mm}^2$  erheblich übersteigt, zu liefern, so den Vereinigten Stahlwerken, Abteilung Phoenix Duisburg, für Straßenschienen und der Maximilianshütte in Rosenberg Obpf. für Vollbahnschienen. Kopfgelärtete Schienen liegen bereits seit mehreren Jahren in Versuchsstrecken der Deutschen Reichsbahn und haben bisher sich etwa gleich abnutzungsbeständig erwiesen wie die basischen SM-Schienen von  $90 \text{ kg/mm}^2$  Mindestfestigkeit. Weitere Mitteilungen können erst nach fortgeschrittenem Stand der Vergleichsversuche gemacht werden.

## Zur Berechnung der Querswellen.

Von Dipl.-Ing. K. Szmodics, Inspektor der k. ung. Staatseisenbahnen, Budapest.

Unter diesem Titel erschien im Organ 1928, Heft 10, von Reichsbahnrat Dr. Ing. Diehl eine Abhandlung, in welcher der Verfasser seine wertvollen Beobachtungen bezüglich der Dauerhaftigkeit der eisernen Schwellen und die damit verbundenen Berechnungen mitteilt.

Diese Abhandlung enthält über das rechnerische Verfahren Zimmermanns und Engessers einige Schlußfolgerungen, durch die der Wert dieser beiden Verfahren leicht unvollständig beurteilt werden könnten, deshalb mögen einige ergänzende Bemerkungen am Platze sein.

In der Zimmermannschen Theorie des elastischen Kräftespieles der Querswellen kommt als grundlegend mit strenger Folgerichtigkeit die Annahme zur Geltung, daß der Bodendruck auf irgendeinem Punkte der Schwelle proportional ist mit der Einsenkung an demselben Punkte. Engesser war bestrebt, die Aufgabe mathematisch zu vereinfachen; er führte durch angenäherte Befriedigung der grundlegenden Annahme ein annäherndes Verfahren ein. Wie aus seinem Gedankengange festgestellt werden kann, setzte er dabei voraus, daß seine Ergebnisse von denen des strengeren Verfahrens mit genauer Befriedigung der Proportion noch immer nicht stark abweichen werden.

Der Grundgedanke des rechnerischen Verfahrens von Engesser ist folgender:

„Der Bettungsdruck  $p$  nimmt vom Lastpunkte aus nach beiden Seiten hin ab. Wir setzen diese Abnahme verhältnismäßig zu den Ordinaten zweier Parabeln, die unter dem Lastpunkte  $P_1$  eine gemeinsame, wagrechte Berührende besitzen und für  $x = T$  und  $x = T_1$  gleiche Abnahme  $\Delta$  aufweisen“ (Abb. 1). Bezüglich der Entfernungen  $T$  und  $T_1$  ist zu bemerken, daß  $2 \cdot (T + T_1) = u$  die unterstopfte Länge der Schwelle bedeutet.

„Zur Bestimmung von  $\Delta$  dient die Bedingung, daß die Senkung des Lastpunktes gegenüber dem äußersten Punkte in geradem Verhältnisse zum Druckunterschied  $\Delta$  stehen muß.“ (Organ 1888, Seite 104.)

Die nach Abb. 1 vorausgesetzte Veränderungslinie der Bodendrucke ist der elastischen Linie der Schwelle sehr ähnlich; aus ihren geometrischen Zusammenhängen kann die bekannte Formel Engessers zur Berechnung des Momentes unter dem Lastpunkt oder neben dem Schienenfuß leicht abgeleitet werden.

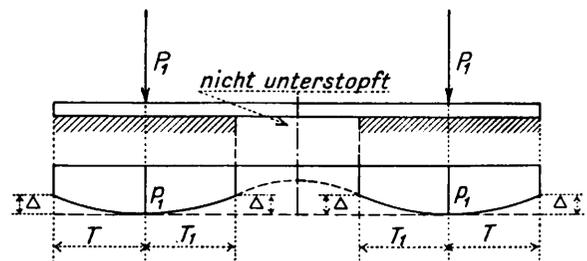


Abb. 1.

Es sei hier noch bemerkt, daß Engesser sich — vor den hier Angeführten — mit der Unterstopplänge der Schwelle befaßt und voraussetzt, daß „die Länge der unterstopften Strecke durch die Bedingung bestimmt wird, daß die Berührende der elastischen Linie unter dem Lastpunkte  $P_1$  wagrecht ist. Das Ergebnis wird von der Wirklichkeit nicht wesentlich abweichen, wenn zu diesem Zwecke ein gleichmäßiger Bettungsdruck  $p = \frac{P_1}{b(T + T_1)}$  in die Rechnung eingeführt wird.“

Wenn diese Bedingung durch entsprechende Wahl der Unterstopfungslänge gleichfalls befriedigt wird, so steht die in der Abbildung angeführte Kurve des Bettungsdruckes der elastischen Linie der Schwelle nach Zimmermann noch näher, als dies nach den obigen Bedingungen der Fall ist. Es ist also ersichtlich, daß Engesser der Veränderungskurve der Bettungsdrücke einerseits eine einfache geometrische Form gibt, andererseits aber sich bestrebt, sie der elastischen Linie der Schwelle ähnlich zu gestalten. Hiernach ist zu erwarten, daß die Formeln Zimmermanns und Engessers vergleichsweise in ihren Ergebnissen nur geringe Unterschiede aufweisen werden.

Die Berechnungen Dr. Diehls weisen in den Spannungen nur deshalb größere Abweichungen auf, weil die Voraussetzungen bei den Vergleichsrechnungen verschieden sind. Er wendet das Verfahren Zimmermanns auf die in der ganzen Länge gleichmäßig unterstopfte Schwelle an und berechnet dafür die größte Spannung im Auflagerungsmittelpunkte der Schienen. Bei der Rechnung nach Engesser ist die Schwelle in Gleismitte als nicht unterstopft angenommen, die größte Spannung neben dem Schienenfuß. Die lastverteilende Wirkung der Schiene ist in beiden Fällen berücksichtigt.

Die Ergebnisse der Zimmermannschen und der Engesserschen Formeln können aber nur dann verglichen werden, wenn man sie auf denselben Belastungsfall (dieselbe Lastverteilung) anwendet.

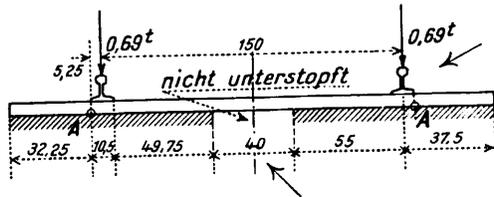


Abb. 2.

Nachstehend seien nach Zimmermannschem Verfahren berechnet die Spannungen der auf der Höllentalbahn liegenden 60 mm hohen Schwellen im Querschnitte neben dem Schienenfuß nebst Beobachtung des Umstandes, daß die Schwelle mitten auf 40 cm nicht unterstopft ist. Das ist der Belastungsfall, den Dr. Diehl für die Spannungsberechnung nach der Engesserschen Formel zugrunde gelegt hat. Wir nehmen den Schienendruck ebenso groß an, wie ihn Dr. Diehl in seiner zweiten Tabelle angab. Dieser Schienendruck ist bei einem Achsdruck von 1 t.  $P = 0.69$  t. Die Bettungsziffer  $C = 8$  kg/cm<sup>3</sup>.

Die Kennziffern der 60 mm hohen Schwellen badischer Form sind folgende:  $2.1 = 225$  cm,  $b = 22$  cm,  $J = 56.7$  cm<sup>4</sup>,  $W = 13$  cm<sup>3</sup>,  $E = 2000000$  kg/cm<sup>2</sup>. Breite des Schienenfußes 10,5 cm.

Das Moment wird für den Punkt A berechnet, dessen Entfernung vom Mittelpunkte der Schwelle  $75 + 5.25 = 80.25$  cm beträgt.

Die Zimmermannschen Faktoren sind:

$$L = \frac{1}{\kappa} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2000000 \cdot 56.7}{8 \cdot 22}} = 40 \text{ cm}, \quad \lambda = \frac{1}{L} = \frac{112.5}{40} = 2.81$$

$$\varrho = \frac{r}{L} = \frac{75}{40} = 1.875, \quad \xi = \frac{x}{L} = \frac{80.25}{40} = 2.06$$

$$\xi_1 = \frac{x_1}{L} = \frac{155.25}{40} = 3.88, \quad \xi_2 = \frac{x_2}{L} = \frac{5.25}{40} = 0.131.$$

Das Moment bei durchwegs gleichmäßigem Unterstopfen ist:

$$M = \frac{P \cdot L}{2} \left\{ \frac{1}{2} \cdot (\mu_1 + \mu_2) - v \cdot \cos \xi \cos \xi + u \cdot \sin \xi \sin \xi \right\},$$

wobei aus Zimmermanns Tabelle IIa

$$\mu_1 = e^{-\xi_1} (\cos \xi_1 - \sin \xi_1) = -0.00142$$

$$\mu_2 = e^{-\xi_2} (\cos \xi_2 - \sin \xi_2) = +0.7573.$$

Die Werte  $u$  und  $v$  können in der Regel aus Zimmermanns Tabelle VI genommen werden, sind aber im gegebenen Fall aus der Tabelle weggefallen; sie müssen daher in besonderer Rechnung festgestellt werden, und zwar aus Tabelle Z. III. Zu  $\lambda = 2.81$  gehören:

$$u = 0.0248 \quad v = 0.0012 \quad w = 0.0044.$$

aus Tabelle Z. I. ist aber

$$\cos \varrho \cdot \cos \varrho = -1.00520, \quad \sin \varrho \sin \varrho = 3.03580,$$

$$\cos \xi \cos \xi = -1.88160, \quad \sin \xi \sin \xi = 3.40218.$$

Folglich sind:

$$u \varrho = u \cdot \cos \varrho \cos \varrho + v \cdot \sin \varrho \sin \varrho = -0.0249 + 0.0036 = -0.0213,$$

$$v \varrho = v \cdot \cos \varrho \cos \varrho + w \cdot \sin \varrho \sin \varrho = -0.0012 + 0.0134 = +0.0122;$$

und

$$v \xi = v \cdot \cos \xi \cos \xi = -0.02296,$$

$$u \xi = u \cdot \sin \xi \sin \xi = -0.07247.$$

Das oben angeführte Moment beträgt hiernach

$$M = \frac{0.69 \cdot 40}{2} \left[ \frac{1}{2} \cdot (-0.00142 + 0.7573) + 0.02296 - 0.07247 \right] =$$

$$= 13.8 \cdot 0.32734 = 4.53 \text{ tm.}$$

Das Fehlen der Unterstopfung im mittleren Teile der Schwelle auf die Länge von  $2a = 40$  cm wird nach der Anleitung in Zimmermanns Buch (Seite 77) durch eine Kraft  $P_0$  in Rechnung genommen, die in der Mitte der Schwelle wirkt und deren Größe

$$P_0 = 2 \alpha \cdot \frac{[\eta_0]}{1 - \alpha(\eta_0)} \cdot P$$

ist, wobei  $\alpha = a/L = 20/40 = 0.50$  und  $[\eta_0] = \eta_0 + u \varrho$ . Aus Tabelle Z. IIa zu  $\varrho = 1.875$  gehörende Wert ist:  $\eta_0 = 0.1007$  und so  $[\eta_0] = 0.1007 - 0.0213 = 0.0794$ . Aus Tabelle Z. IV hinwieder zu  $\lambda = 2.81$  gehörende Wert:  $(\eta_0) = 1.0248$ .  $P = 0.69$  t. Nach Einsetzen erhält man:  $P_0 = 0.1123$  t.

Das Moment dieser Kraft wirkt im Punkte von  $80.25$  cm Entfernung. Nach Gleichung Z. 16 b ergibt sich:

$$M_0 = \frac{P_0 \cdot L}{4} \cdot [\mu - v \cdot \cos \xi \cos \xi + u \cdot \sin \xi \sin \xi],$$

wobei aus Tabelle Z. II a der zu  $\varphi = \xi = 2.06$  gehörende Wert  $\mu = -0.1723$  ist.

Mit obigen Werten ist:

$$v \cdot \cos \xi \cos \xi = -0.00226$$

$$u \cdot \sin \xi \sin \xi = -0.08437.$$

Nach Einsetzung erhalten wir das Ersatzmoment:

$$M_0 = \frac{0.1123 \cdot 40}{4} \cdot (-0.1723 + 0.00226 + 0.08437) = -0.096 \text{ tm.}$$

Das Gesamtmoment im untersuchten Querschnitte wird hiernach  $M = 4.53 - 0.096 = 4.434$  tm, die ihm entsprechende Spannung in der untersten Faser der Schwelle:

$$\sigma_z = \frac{4.434}{13} = 342 \text{ kg/cm}^2.$$

Wenn wir die Spannungen für denselben Belastungsfall auch mit Engessers Formel berechnen wollen, so ist zuerst der Wert von  $\varphi$  zu bestimmen, wie folgt

$$\varphi = \frac{1}{24 \cdot E \cdot J} + \frac{1}{15} = \frac{1}{7.84 + 0.734} = 0.1168.$$

Das Moment und die Beanspruchung nach Engesser ist:

$$M = \frac{0.69 \cdot 32.25^2}{185} \cdot \left( 1 - \frac{0.1168}{2} \right) = 3.64 \text{ tm.}$$

$$\sigma_E = \frac{3640}{13} = 280 \text{ kg/cm}^2.$$

Nach Dr. Diehls Berechnungen war  $\sigma_E = 278 \text{ kg/cm}^2$ , die Abweichung ist also hier unerheblich.

Die Beanspruchung ist also in dem Punkt A — bei einer ununterstopften Länge von 40 cm — nach Zimmermann größer als nach Engesser. Der Überschuß beträgt  $342 - 280 = 62 \text{ kg/cm}^2$ , was  $22\%$  von  $280 \text{ kg/cm}^2$  ausmacht.

Dieser Unterschied ist jedoch noch immer nicht geeignet, um das Zimmermannsche und das Engessersche Verfahren zu vergleichen, denn die Engessersche Formel ist eigentlich für den angenommenen Belastungsfall nicht gültig. Nach Engessers Vorschrift muß ja die ununterstopfte Länge in der Mitte der Schwelle nicht 40, sondern 68 cm sein, denn nur in diesem Fall wird die Berührende der elastischen Linie wagrecht unter dem Belastungspunkte, was bei Engesser Voraussetzung ist. Unsere Berechnungen müssen dementsprechend verbessert werden. Nach Zimmermann ist  $\alpha = 34:40 = 0,85$ .

$$P_0 = 2 \cdot 0,85 \cdot \frac{0,0794}{1 - 0,85 \cdot 1,0248} \cdot 0,69 = 0,715 \text{ t.}$$

$$M_0 = \frac{0,715 \cdot 40}{4} (-0,08567) = -0,613 \text{ tcm.}$$

$$M = 4,53 - 0,613 = 3,917 \text{ tcm.}$$

$$\sigma_Z = \frac{3917}{13} = 301,5 \text{ kg/cm}^2.$$

Das Moment und die Spannung nach Engesser ist:

$$M = 3,64 \cdot \frac{185}{185 - 28} = 4,29 \text{ tcm.}$$

$$\sigma_E = \frac{4290}{13} = 330 \text{ kg/cm}^2.$$

Der richtige Vergleich führt also dazu, daß die Engessersche Formel die größeren Werte liefert, nicht die Zimmermannsche. Der Unterschied ist  $330 - 301,5 = 28,5 \text{ kg/cm}^2$ , also  $9,45\%$  von  $330 \text{ kg/cm}^2$ .

Die hier angegebenen Berechnungen habe ich auch bei der 100 mm hohen Schwelle badischer Form durchgeführt und gefunden, daß bei einer ununterstopften Länge von 40 cm  $\sigma_Z = 89,3 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_E = 88,4 \text{ kg/cm}^2$  ist, bei einer — der Engesserschen Vorschrift entsprechenden — ununterstopften Länge von 48 cm  $\sigma_Z = 88,6 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_E = 92,5 \text{ kg/cm}^2$ . Diese letzten Beanspruchungen können zum richtigen Vergleiche dienen und zeigen ebenfalls, daß die Engessersche Formel die größeren Werte ergibt.

Zusammenfassend kann folgendes festgesetzt werden:

1. Die Rechnungsergebnisse der beiden oben angeführten und wahrscheinlich auch aller anderen Fälle zeigen, daß bei richtigem Vergleiche die Spannungen nach Zimmermann kleiner ausfallen als jene nach Engesser.

2. Die Engessersche Formel gibt nur in diesem Fall ein brauchbares Ergebnis, wenn die vorgeschriebene Unterstopfungslänge streng eingehalten wird.

3. Aus der 30 jährigen Haltbarkeit der eisernen Schwellen der Höllentalbahn kann man auch andere Folgerungen ziehen, als Dr. Diehl, der zunächst schließt, daß die Engessersche Formel der Wirklichkeit viel näher kommt, als die Zimmermannsche. Man kann als wahrscheinlicher annehmen, daß die Eisenschwellen bei der Höllentalbahn während dieser Zeit unter der Schiene immer sorgfältig ununterstopft waren, in der Mitte hingegen ununterstopft blieben, also richtig instandgehalten wurden.

Eines sei noch abschließend bemerkt, daß der Wert der Engesserschen Rechnung an die Richtigkeit des Zimmermannschen Grundprinzipes gebunden ist. Sollte einmal klargelegt werden, daß man die einfache Proportion zwischen Bettungsdruck und Senkung auf irgendeinem Punkte nicht weiter aufrechterhalten kann und infolgedessen die Zimmermannsche Theorie nicht nur mathematisch in sich zerfällt, sondern daß auch die Ergebnisse seiner Formeln der Wirklichkeit nicht entsprechen, dann verliert mit ihr auch Engessers Auffassung ihren Wert und dies um so mehr, weil diese keinen einzigen Gedanken enthält, der imstande wäre, den Grundgedanken der Zimmermannschen Theorie zu ersetzen.

Anmerkung der Schriftleitung. Herr Dr.-Ing. Diehl, dem wir die vorliegende Abhandlung vor der Drucklegung zugeleitet haben, begrüßt die Ausführungen des Herrn Dipl.-Ing. Szmodicz als eine wertvolle Ergänzung seiner eigenen Untersuchung über den Genauigkeitsgrad der Schwellenberechnung. Bei den streng wissenschaftlichen Grundlagen der Zimmermannschen Oberbauberechnung sei es zweifellos, daß die zutreffendsten Werte erhalten würden, wenn man die fast allgemein übliche Annahme durchgehender Unterstopfung fallen lasse und auch die nur teilweise ununterstopfte Schwelle nach Zimmermann berechne. Das entspreche der Wirklichkeit und erkläre das günstige Verhalten der eisernen Schwellen; es treffe sich günstig, daß sich dann die errechneten Beanspruchungen nach Zimmermann und Engesser einander nähern.

Im übrigen bemerken wir, daß die Engessersche Näherungsrechnung immer noch einen gewissen Wert behält, weil sie leicht und ohne Tabellen auswertbar ist. Wegen der erzielbaren Übereinstimmung mit dem genaueren Verfahren nach Zimmermann braucht man keinen allzu strengen Maßstab anzulegen. Hat doch Zimmermann selbst gelegentlich für Oberbauberechnungen einen Fehler von 22 v. H. als „zwar erwähnenswert, aber nicht von großem praktischen Belang“ bezeichnet. Der Grund für diese Anschauung liegt natürlich darin, daß am Oberbau die ausschlaggebenden dynamischen Raddrücke in weiten Grenzen schwanken.

Schließlich möchten wir es als wünschenswert bezeichnen, daß die Untersuchungen der Herren Dr. Ing. Diehl und Dipl.-Ing. Szmodicz auch auf den Bettungsdruck ausgedehnt würden.

## Die neue Apenninenquerbahn Bologna—Florenz.

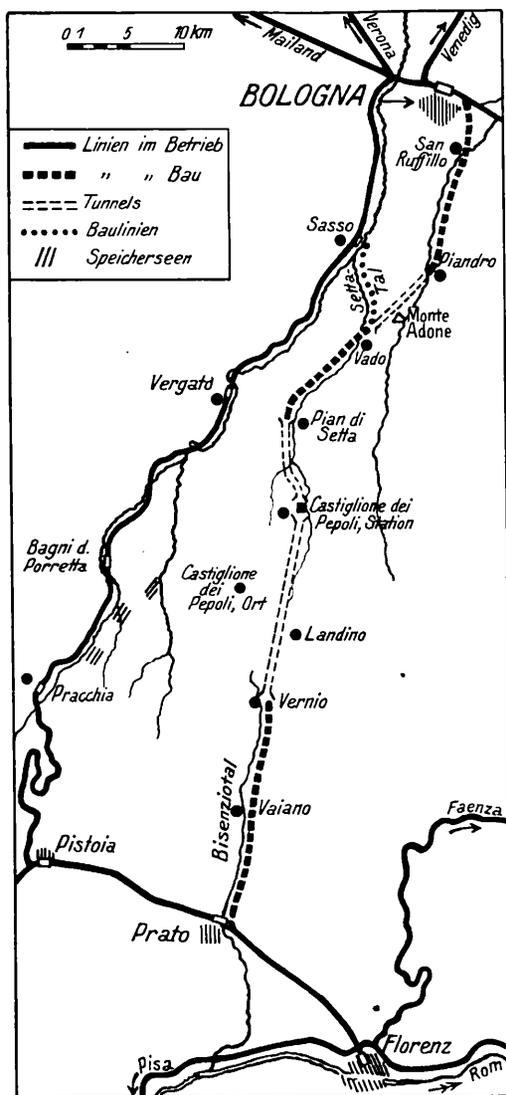
Von Egon Abél, Rom.

Seit dem Jahre 1913 befindet sich die neue Bahnverbindung Bologna—Florenz, die eine der wichtigsten Bindglieder zwischen dem norditalienischen Bahnnetz einerseits und dem mittelitalienischen andererseits zu werden bestimmt ist, im Bau und soll in den ersten Monaten 1930 dem Verkehr übergeben werden.

Wichtige Beweggründe wirtschaftlicher, verkehrstechnischer und militärischer Art waren bestimmend gewesen, eine neue Bahnverbindung quer durch die Apenninen neben der schon bestehenden Linie Bologna—Florenz zu schaffen. Diese letztere war 1865 dem Verkehr übergeben worden, hat im Gebirge vielfach eine ungünstige Anlage mit schweren

Steigungen, ist eingleisig und überlastet. Ihrer unvorteilhaften Streckenentwicklung wegen — die Gesamtlänge der Linie Bologna—Florenz beträgt 133 km, die größte Seehöhe 616 m (im Vergleich zu 45 m in Bologna und 48 m in Florenz) — mußte eine Verdopplung dieser Strecke von der Hand gewiesen werden und auf jeden Fall wäre eine solche nur mit unverhältnismäßig hohen Kosten möglich gewesen, ohne dabei die Sicherheit zu gewährleisten, daß die verdoppelte Linie auch dem in Zukunft zu erwartenden erhöhten Zugverkehr hätte entsprechen können. Dieser hatte in der Zwischenzeit — es war in den 90er Jahren des vorigen Jahrhunderts — bedeutend zugenommen, so daß

an die Entlastung der alten Linie Bologna—Florenz gedacht werden mußte. 1893 war die östliche Apenninenstrecke Florenz—Faenza fertiggestellt worden, die einen Teil des Nord-Südverkehrs übernahm; diese Linie stellt allerdings einen bedeutenden Umweg dar (die Entfernung Bologna—Florenz über Faenza beläuft sich auf 186 km, zudem sind auch auf der Teilstrecke Faenza—Florenz — höchster Punkt 537 m Seehöhe — schwere Steigungen und enge Kurven vorhanden, so daß sie für einen dichten Schnellzugverkehr nicht in Betracht kommt). In späteren Jahren wurde ein Teil des Schnellzugverkehrs von Mailand nach Rom über die Apenninenquerbahnen Mailand—Genua und Parma—Sarzana geleitet, um die Linie Bologna—Florenz zu entlasten. Doch waren dies nur Notbehelfe, da der Personen- und Güterverkehr zwischen Nord und Süd immer stärker answoll. Nur eine neue doppelgleisige Strecke konnte unter solchen Umständen endgültig Abhilfe schaffen.



Übersichtsplan der neuen Apenninenquerbahn Bologna—Florenz.

Nach langen Studien wurde das Projekt der Verdopplung der alten Linie Bologna—Florenz verworfen und die Ministerialkommission, die sich mit der neuen Bahnverbindung befaßte, entschied im Jahre 1902 den Bau einer neuen Strecke mit Höchststeigungen von  $12\text{‰}$  und Mindestkurven von 500 m; das betreffende Projekt sah allerdings auch einen Tunnel in der Länge von ungefähr 18 km vor.

Erst 1908 wurde der endgültige Entwurf vom Parlament genehmigt; im gleichen Jahr wurde mit den Baustudien be-

gonnen und fünf Jahre später — 1913 — wurde der Bau von Bologna aus in Angriff genommen.

Wie aus der Karte ersichtlich nimmt die neue Linie, vom Hauptbahnhof in Bologna ausgehend, eine östliche Richtung (im Gegensatz zur alten Strecke die nach Westen abzweigt) und verläßt dann die Strecke Bologna—Ancona, um nach Süden abzubiegen. In S. Ruffillo (7 km), der ersten Station, beginnt die Steigung; es folgt die Station Pianoro (15 km), wo sich das Nordtor des ersten großen Apenninentunnels (7155 m) unter dem Monte Adone, befindet; am südlichen Ausgang befindet sich die Station Vado. Die Linie steigt weiter im Settatal; es folgt der Tunnel von Pian di Setta; in 293 m Höhe wird die Station Lagaro und weiter die Station Castiglione dei Pepoli erreicht; Hier beginnt der 18510 m lange große Apenninentunnel, dessen Südenende sich bei der Station Vernio (Seehöhe 300 m) im Bisenziotale befindet. Im Tunnel, 5 km vom Nordausgang entfernt, befindet sich der Scheitelpunkt der Linie, 322 m Seehöhe. Das Bisenziotal verfolgend, gelangt die neue Linie aus dem Gebirge und vereint sich in der Station Prato, 18 km von Florenz, mit der alten Linie.

Auf der Karte kann man die Streckenentwicklung der neuen und alten Linie genau verfolgen. Die Länge der neuen Linie von Bologna nach Prato ist 80,558 km, die neue Verbindung Bologna—Florenz ist daher 98,558 km, also ungefähr  $34\frac{1}{2}$  km kürzer als die alte Verbindung. Auf dieser beträgt die kürzeste Schnellzugfahrzeit seit Einführung des elektrischen Betriebes (Herbst 1927) 2 Stunden 48 Minuten und es wird erwartet, daß auf der neuen Strecke, die doppelgleisig und elektrisch betrieben sein wird, die Fahrtdauer Bologna—Florenz auf höchstens  $1\frac{1}{2}$  Stunden herabgesetzt werden kann. Auf der neuen Strecke wurden die Kurvenhalbmesser auf mindestens 600 m gehalten (gegenüber 500 m im Entwurf); die Höchststeigung beträgt  $12\text{‰}$  auf offener Strecke,  $8\text{‰}$  in den kleinen Tunnels von 300 m Höchstlänge,  $2\text{‰}$  im Tunnel unter dem Monte Adone und  $5,77\text{‰}$  im großen Apenninentunnel. Die Anlage von Schienenkreuzungen wurde vermieden. Die Stationsanlagen haben eine Länge von mindestens 700 m mit einem Höchstgefälle von  $2,5\text{‰}$ .

Für die Gleisrüstung sind Schienen von 50,6 kg/m vorgesehen, wie sie in Italien nur auf den höchstbeanspruchten Linien verwendet werden.

Im großen Apenninentunnel selbst wird sich ein unterirdischer Dienstbahnhof befinden mit in Seitentunneln verlegten Nebengleisen.

Wie vorerwähnt, wird auf dieser Strecke der elektrische Betrieb eingeführt werden und zwar nach dem auf den elektrifizierten Linien der italienischen Staatsbahnen vorherrschenden Dreiphasenwechselstrom-System. Die entsprechenden Kraftwerke und Speicherseen sind fertiggestellt und speisen auch den im Vorjahre eingeführten elektrischen Betrieb auf der alten Strecke Bologna—Florenz.

Wie weiter oben berichtet, wurde mit dem Bau der Gebirgsbahn im Jahre 1913 von Bologna aus begonnen und die Strecke nach Süden bis zur Station Pianoro nebst zwei Baugleisen in Angriff genommen. Letztere zweigten von der bestehenden Bahn ab und zwar eines von der Station Sasso südöstlich durch das Settatal zur Baustrecke, das andere von der Station Prato, nordwärts durch das Bisenziotal, dem Verlauf der neuen Bahn bis zum Südportal des großen Apenninentunnels folgend. Beide Dienststrecken, die in Engspur (0,95 m, Schienen von 27,3 kg/m) ausgeführt wurden, hatten eine Gesamtlänge von 48,5 km. Infolge der politischen Ereignisse der dem Baubeginn folgenden Jahre wurde der gesamte Bahnbau vorerst gänzlich eingestellt, und später in äußerst langsamem Zeitmaß wieder fortgesetzt, so daß vor-

genannte drei Strecken erst 1919 fertiggestellt waren. Mit Oktober 1922 wurden die Bauarbeiten auf der ganzen Strecke beschleunigt weitergeführt. November 1926 war der Durchstich des 7155 m langen Tunnels unter dem Monte Adone beendet; 1927 wurde die Tunnelausmauerung bis auf ein kurzes Stück am Nordende fertiggestellt. Der Stand am Ende des Jahres 1928 der einzelnen Streckenabschnitte ist wie folgt: Bologna—Pianoro 98 $\frac{0}{100}$ , Pianoro—Castiglione dei Pepoli (wo der Haupttunnel beginnt) 95 $\frac{0}{100}$ , Vernio (Südausgang des Haupttunnels)—Prato 83 $\frac{0}{100}$ , neuer Bahnhof in Prato 73 $\frac{0}{100}$ . An zwei Tunnels sind noch Bohrarbeiten im Gange: am Tunnel von Pian di Setta, 3049 m lang, dessen Durchstich für Mai-Juni dieses Jahres vorgesehen ist und am Haupttunnel. Der Bau des erstgenannten bot vom Anfang an große Schwierigkeiten infolge der schichtförmigen Beschaffenheit des Tonerdreiches, das unter schiebendem Drucke steht.

Der Bau des Haupttunnels gestaltete sich von allen Gesichtspunkten aus betrachtet überaus schwierig und erreichte nicht nur die größten Vorarbeiten, sondern auch umfangreiche Bauanlagen. Im Verlauf der geognostischen Bodenuntersuchungen wurden nicht weniger als sieben tiefgehende Bohrlöcher zur Tunneltrasse vorgetrieben; die größte Tiefe betrug 380 m, womit die Sohle des zukünftigen Tunnels erreicht wurde.

Das Erdreich besteht, vom nördlichen Tunnelende beginnend, aus Tonschiefer- und Sandsteinschichten; im weiteren Verlauf wurde splittrige Tonerde, wieder Sandstein, Granit und harte Schiefererde angetroffen; gegen den Südausgang war Sandstein vorherrschend.

Im Jahre 1920 wurde der Vortrieb von Nord und Süd aus begonnen. Bis zum Jahre 1922 ging dieser mit außerordentlicher Langsamkeit vonstatten. Um den Bau zu beschleunigen, und zwar hauptsächlich im Gebiet der splittrigen Tonerde, wo die größten Schwierigkeiten zu erwarten waren, wurden beim Ort Landino zwei gegen die Tunneltrasse einen Winkel von 50° bildende Schächte, 100 m voneinander entfernt, 600 m tief vorgetrieben, von deren Sohle aus der Tunnelbau ebenfalls in Angriff genommen wurde. Für die Materialbeförderung von und nach den Schachtanlagen dient eine 9,6 km lange Seilbahn (stündliche Leistung 27 t) zwischen Castiglione dei Pepoli Ort und dem nördlichen Tunnelende. Der Bohrfortschritt war mit 9,5 m im Tag vorgesehen worden; je 2 m für die drei nördlichen Angriffsstellen, 3,5 m für die südliche.

Was den maschinellen Teil der Tunnelbauanlagen anbelangt, verfügte man in den ersten Jahren über keinen Arbeitsstrom von ferngelegenen Kraftstationen. Der Strom wurde an Ort durch Dieselmotoren von insgesamt 2840 PS erzeugt; diese Anlage besteht auch jetzt noch, allerdings nur zur Reserve. Jetzt wird der Strom durch Kraftwerke im Arnotale geliefert; er gelangt mit einer Spannung von 30000 Volt bis zum Tunnel, wo er auf die benötigte Arbeitsspannung umgeformt wird. Die Elektroanlagen am Tunnel umfassen 12405 PS, am Nordausgang 1490 PS, am Südausgang 2025 PS, an den Schächten 8890 PS.

Die mechanische Bohrung am Nord- und Südende erfolgt mittels dreier Ingersoll-Kompressoren von 25 m<sup>3</sup>/Min. Druckluft, wobei der Druck 7 at beträgt; die entsprechenden drei Motoren haben je 150 PS; bei den Arbeitsschächten in der Mitte des Tunnels gelangen vier Sullivan-Kompressoren von je 200 PS zur Verwendung. Die Bohrhämmer gehören den Formen Ingersoll, Sullivan und Flottmann an.

Die Lüftungsanlagen verfügen an den beiden Ausgängen über je zwei Sulzer-Lüfter von je 24 m<sup>3</sup>/Sek., welche die Luft mit einem Wasserdruck von 250 mm in zwei Gänge von 6,5 m<sup>2</sup> pressen. Zwei weitere Lüfter von je 6 m<sup>3</sup>/Sek. übertragen diese Luft in Rohrleitungen von 1000 mm Durch-

messer, die auf 635 mm Durchmesser verjüngt bis zu den Arbeitsstellen führen.

Im Innern des Tunnels, beim Nordausgang und bei den zwei Schächten befinden sich weitere Lüfter von 6 m<sup>3</sup>/Sek. Lüftung, welche die Aufgabe haben, die schlechte Luft und die Gesteinsgase von den Arbeitsplätzen mit Hilfe von Rohrleitungen von 400 mm Durchmesser abzusaugen.

Für die Arbeiter- und Materialbeförderung im Tunnel dienen Druckluftlokomotiven von 200 at in den Kesseln und 14 + 16 at in den Zylindern, und zwar in den Vortrieben eine kleine zweiachsige Bauart von 40 + 50 PS, in den fertigen Tunnelteilen eine größere vierachsige von 80 + 100 PS. Die auf 200 at verdichtete Luft wird in Rohrleitungen (80 mm Durchmesser) in den Tunnel geführt, wo entsprechende Anschlußstellen für die Überleitung auf die Lokomotiven vorhanden sind. Die Gesteinschunde haben eine Tragfähigkeit von 1,4 m<sup>3</sup>, sind aus Holz und zum Kippen eingerichtet. Die Spur dieser Arbeitsbahn ist 750 mm. Außerhalb des großen Tunnels erfolgt die Zuförderung durch Dampflokomotiven.

Die Förderung innerhalb der beiden Schächte erfolgt mit Hilfe von Seilstandbahnen mit einer Tagesleistung von ungefähr 450 Hunden, was einer Abbeförderung von 400 m<sup>3</sup> Bohrmaterial je Schacht und Tag entspricht. In den Schächten ist die Bahn eingleisig, mit einem Ausweichgleis in halber Höhe.

Groß waren die Schwierigkeiten, die man im Verfolge von Wassereintrüben beim Bau der großen Tunnels zu bewältigen hatte. Die ausgedehnten Pumpenanlagen, die sich als notwendig erwiesen hatten, werden durch Motoren von insgesamt 5420 PS betrieben. Während früher ein Wasserabfluß von über 300 l/Sek. zu bewältigen war, beträgt dieser gegenwärtig 260 l. Dies für den Nordausgang, während für den Südausgang die entsprechenden Daten 350 und 300 l betragen. Im November 1927, in der Entfernung von 5820 m vom Südausgang, ergab sich unerwarteter Weise ein Wasservorkommen von ungefähr 300 l/Sek.; das Wasser entsprang mit einem Druck von fast 2 at; einem ungefähr 700 mm breiten Spalt in den fast wagrechten Sandsteinschichten, die mit Tonschiefer vermengt sind. Nachdem man die Unmöglichkeit festgestellt hatte, den Spalt durch Zementinspritzung zu verstopfen, mußte aus Ziegel und Spezial-Zementmörtel eine Absperrwand errichtet werden, durch welche das Wasser in einen Behelfskanal geleitet wird. Diese Anlage wird bis zur Fertigstellung des endgültigen Abflusses bestehen bleiben. Der Druck an dieser Mauer erreicht oft 11 at.

Gasausbrüche werden gewöhnlich durch elektrische Verbrennungsanlagen unschädlich gemacht. Die Beleuchtung im Tunnel und die Sprengungen erfolgen ebenfalls durch elektrischen Strom.

Ende 1927 waren von diesem großen Tunnel noch 3165 m zu bohren. Seit dem vorerwähnten Wasservorkommen wurden die Arbeiten am Südteil eingestellt; immerhin sind beim Bau dieses Tunnels täglich ungefähr 2580 Arbeiter tätig, wovon 2090 im Tunnel selbst. Die andern sind in den nötigen Werksanlagen beschäftigt, die außer den bereits erwähnten Pump- und Lüftungsanlagen, elektrische Gesteinsbrecher zur Zerkleinerung des gewonnenen Sandsteins, Wasseranlagen für die große Mörtelbereitung, mechanische Werkstätten für die Reparatur der Arbeitsmaschinen, Umformerstationen, Trinkwasseranlagen usw. umfassen.

Eigene Dörfer mit Wohnhäusern, Spitälern, Gebäuden für die Bauleitungen sind längs der ganzen Strecke entstanden. Wenn beim großen Tunnel nicht unvorhergesehene Schwierigkeiten auftreten, wird mit dessen Durchstich im Jahre 1929 gerechnet, so daß zu Anfang 1930 diese wich-

tige Gebirgsbahn dem Verkehre wird übergeben werden können\*).

Die Endpunkte der neuen Strecke befinden sich, wie schon erwähnt, in Bologna und Prato; doch erfährt auch die bestehende Linie Prato-Florenz eine erhebliche Berichtigung, so daß auch dieser Teil als neue Strecke anzusehen ist. Der Umbau und die Vergrößerung des Bahnhofes und der gesamten Bahnhofsanlagen in Bologna im Zusammenhange mit dem Baue der neuen Gebirgsstrecke wurden schon vor drei Jahren fertiggestellt; der Bau des neuen Bahnhofes in Prato ist zu dreiviertel beendet, während ein vorläufiger Umbau des alten Bahnhofes in Florenz im nächsten Jahre vorgenommen werden wird. Anschließend daran wird mit dem Neubau des dortigen Bahnhofes begonnen werden, der in ungefähr vier Jahren beendet werden dürfte.

Zum Schlusse wird es nicht uninteressant sein, einige Daten über die Arbeitsfortschritte an der neuen Bahn wiederzugeben, die bis Ende Oktober 1928 zu verzeichnen waren.

Im Abschnitt 1 Bologna-Pianoro wurden Ergänzungs- und Instandsetzungsarbeiten durchgeführt.

Im Abschnitt 2 Pianoro-Castiglione dei Pepoli wurden einige kleine Kunstbauten, sowie die Arbeiten am Tunnel durch den Monte Adone (welcher schon im Jahre 1927 durchstochen worden war) zu Ende geführt, und der Bau des Talüberganges über den Gießbach Setta bei Vado fortgesetzt, und zwar wurden hier die letzten fünf Bögen (lichte Weite je 25 m) aufgeführt. Im gleichen Abschnitt befindet sich auch der Tunnel von Pian di Setta, der drittlängste (3049 m) der ganzen Bahnlinie. Im Oktober 1927 waren in diesem Durchstich noch ungefähr 400 m durchzubringen; die Begegnung der beiden Stellen erfolgte am 29. März 1928, während die Bemauerung des Tunnels im vergangenen August fertiggestellt wurde.

In diesem Tunnel, dessen Bau auf der Nordseite im September 1921 in Angriff genommen worden war, sind keine nennenswerten Wasservorkommen oder Gasausströmungen zu verzeichnen gewesen; dagegen hatte man hinsichtlich des Gesteins große Schwierigkeiten zu überwinden, denn dieses bestand der Hauptsache nach aus unter hohem Schiebedruck befindlichem splittrigem Ton. Infolgedessen waren beim Bau außerordentlich starke Druckgerüste erforderlich, und auch die Bemauerung ist zuweilen in mächtigen Ausmaßen — bis zu 1,5 m Dicke — gehalten. April 1925 wurde der Bau dieses Tunnels auch von der Südseite aus in Angriff genommen. Auch hier zeigten sich dieselben Durchstichschwierigkeiten. Zur Tunnelmauerung gelangten Spezial-Hochdruckziegel und Sandsteinblöcke zur Verwendung; als Bindemittel wurde Zementmörtel gebraucht. Der Bau dieses Tunnels allein kostete ungefähr 90 Millionen Lire (20 Millionen Mark), wobei die Ausrüstung nicht inbegriffen erscheint, während für den restlichen Teil dieses Abschnittes vom Oktober 1927 bis einschließlich Oktober 1928 allein ungefähr 20 Millionen Lire (ungefähr 4,3 Millionen Mark) verausgabt wurden. Die mittlere Durchschnittszahl der an dieser Teilstrecke beschäftigten Arbeiter betrug 1000 Mann.

In den Abschnitt 3, Castiglione dei Pepoli-Vernio, fällt der große Apenninentunnel (18510 m, \*der zweitlängste Tunnel in Europa), ferner die beiden Bahnhöfe Castiglione dei Pepoli und Vernio, sowie zwei kleinere Tunnels. Die Arbeiten am großen Tunnel schritten im Zeitraume Oktober 1927 bis Oktober 1928 rüstig vorwärts. Wie bereits früher erwähnt, sind an diesem Tunnel vier Angriffsstollen vor-

handen: Der Nord- und Südausgang und zwei schiefe Vortriebsstollen, die bei Cá di Landino zusammenstoßen. Im vorerwähnten Zeitraum wurden an allen vier Punkten insgesamt 3325 m vorgetrieben, d. h. im Durchschnitt (nach Abrechnung der Feiertage und der Tage, an welchen wegen höherer Gewalt nicht gearbeitet werden konnte) 9,1 m auf den Arbeitstag, während die Tunnelmauerung im Durchschnitt 10 m im Arbeitstag fortschritt. Der stärkste Vortrieb war im Mai 1928 mit 15 m zu verzeichnen. Der Rauminhalt des im vorgenannten Zeitraum ausgebrochenen Gesteins beträgt 333000 m<sup>3</sup>, während jener der Mauerung sich auf 100000 m<sup>3</sup> beläuft. Diese zufriedenstellenden Zahlen wurden erreicht, trotzdem in diesem Tunnel die größten unerwarteten Schwierigkeiten zu überwinden waren, wie Zündgase, die verschiedentlich Brände der Tunnelgerüste verursachten. Wassereinbrüche (deren größter mit einer Mächtigkeit von 300 l/Sek. an der Südseite des Tunnels eine längere Arbeitseinstellung an dieser Baustelle bedingte) und sonstige Schwierigkeiten, die sich aus der Natur des unter hohem Schiebedruck stehenden Gesteins ergaben.

Für den mechanischen Durchstich, für die Lüftung, für die Beförderung der Druckluft (200 Atmosphären), für die Wasserfortschaffung, sowie für den Abtransport des Gesteins aus den geneigten Angriffsstollen sind, wie bereits erwähnt, Maschinenanlagen mit einer Leistung von 12500 PS vorhanden, welche im Durchschnitt monatlich 2200000 PS-Strom und 600000 PS-St Dampfkraft verbrauchen. Das tägliche Luftvolumen, das in den Tunnel hineinbefördert wird, beläuft sich auf 6 Millionen m<sup>3</sup> für die Lüftung, 270000 m<sup>3</sup> für die Durchbrucharbeiten und 40000 m<sup>3</sup> für Förderzwecke. Das mittels Pumpen geförderte Wasser beläuft sich je Tag im Durchschnitt auf 9,5 Millionen l, nicht inbegriffen die Wassermengen die vom Einbruche an der Südseite herrühren; diese allein betragen 12,5 Millionen l im Tag.

Im Zeitraum von 24 Stunden arbeiten durchschnittlich 3000 Mann in diesem Tunnel, in welchem vom Oktober 1927 bis Oktober 1928 200 t Sprengmittel zur Verwendung gelangten. Immerhin ist der Tunnel noch lange nicht fertig; an der Nordseite sind noch 1693 m durchzustechen, an der Südseite 462 m. Bis jetzt kostete der Bau dieses Tunnels allein 95 Millionen Lire (ungefähr 21 Millionen Mark).

Im vierten oder Südabschnitt der neuen Strecke Vernio-Prato wurde, neben anderen Arbeiten, die im Oktober 1927 begonnene schiefgestellte Brücke über den Bisenzio fertiggestellt; diese Steinbrücke besteht aus vier Bögen, einer mit einer lichten Weite von 16 m, die anderen drei mit einer solchen von je 12 m. In einer Entfernung von nur 229 m von dieser Brücke ist eine weitere schiefgestellte Brücke über den gleichen Fluß im Bau begriffen. Diese Steinbrücke wird fünf Bögen aufweisen, zwei mit einer lichten Weite von je 12 m und drei mit einer solchen von je 16 m.

An dieser Teilstrecke erwiesen sich größere, durch Erdbeben bedingte Sicherungsarbeiten als notwendig. Insgesamt wurden für diese Teilstrecke in den 12 Monaten Oktober 1927 bis Oktober 1928 9 Millionen Lire (2 Millionen Mark) verausgabt. In diesen Betrag sind die Kosten nicht eingerechnet, die für den neuen Bahnhof in Prato aufgewendet wurden und die im gleichen Zeitraume ungefähr 500000 Lire (zirka 100000 Mark) ausmachen. In Prato mündet bekanntlich die neue Linie in die alte Strecke Florenz-Pistoia-Bologna ein; der neue Bahnhof in Prato wird natürlich für beide Strecken gemeinsam sein.

Insgesamt wurden vom Oktober 1927 bis Oktober 1928 für die neue Linie 121,5 Millionen Lire (ungefähr 28 Millionen Mark) verausgabt.

\*) Inzwischen ist der Durchstich erfolgt, und zwar am 21. Januar 1929.

# Berichte.

## Allgemeines.

### Verkehrsverbesserungen in Niederländisch-Ostindien.

Die Regierung von Niederländisch-Indien machte in letzter Zeit bedeutende Anstrengungen zu der schon lange notwendigen Verbesserung der nationalen Verkehrswirtschaft. Auf keinem anderen Wirtschaftsgebiet sind die Ansprüche der Bevölkerung so groß, wie sie an die Verwaltung der staatlichen niederländisch-indischen Staatseisenbahnen, Privatbahnen und Straßenbahnen gestellt werden. Von der bedeutenden Ausdehnung des Eisenbahnverkehrs in letzter Zeit gibt die Entwicklung der Einnahmen von der Gründungszeit bis zum heutigen Tage ein anschauliches Bild. Im Jahre 1878, dem Jahr der ersten Eisenbahnbauten in Niederländisch-Indien, beliefen sich die Einnahmen auf rund 260000 Gulden, um sich bereits im Jahr 1881 auf  $1\frac{1}{2}$  Millionen zu steigern. 1897 erbrachten diese Verkehrsmittel Einnahmen von etwa  $10\frac{1}{2}$  Millionen Gulden. Von da an setzt das Streben nach größerer Verkehrslichte ein. 1921 beliefen sich die Einnahmen bereits auf über 80 Millionen Gulden. Das Jahr 1921 stellt einen Höhepunkt dar. Im Jahr darauf hatte die Wirtschaft Ostindiens starke Strömungen wirtschaftsfeindlicher Einflüsse zu überwinden, die sich überaus lähmend auf den Handel auswirkten. Infolgedessen senkte sich auch die Beanspruchung des Fahrzeugparkes zur Güterbewegung bedeutend. Das Darniederliegen der Wirtschaft hatte recht nachteilige Folgen für die Entwicklung der Niederländisch-ostindischen Eisenbahnen. Infolgedessen hielt man sich ängstlich vor notwendigen Erweiterungen der Verkehrsanlagen zurück. Aus diesem Tiefstand heraus nahm jedoch in der letzten Zeit dank der umfassenden Anstrengungen des Staates das Verkehrswesen Niederländisch-Indiens wieder einen kräftigen Aufschwung. 1925 beliefen sich die Einnahmen bereits auf etwa 475 Millionen.

Die Staatsstrecken in Java verfügen jetzt über annähernd 3000 km Eisenbahnlinien in der als Regel anzusehenden Spur von 1 m, außerdem über 120 km Schmalspurbahnen von 60 cm Spurweite. Sumatra hat etwa 725 km Regelstrecke und 511 km Schmalspurbahnen von 75 cm Spurweite. Celebes verfügt zunächst nur über 47 km Vollspurbahn. Zu diesen staatlichen Strecken kommen eine Reihe privater Eisenbahnen von beachtlicher Länge. In Java und im Süden von Sumatra unterhält der Staat außerdem im eigenen Betrieb einen Autozubringerdienst. Der Motorwagenverkehr ist dort außerordentlich ausgedehnt und erstreckt sich auf Linien von 20000 km Gesamtlänge. Ende 1928 machte der Bestand der Staatseisenbahnen über 550 Dampflokomotiven, 4 elektrische Lokomotiven, 15 elektrische Motorwagen, etwa 18000 Wagen und 15000 Güterwagen aus. Die Eisenbahnen in Java verfügten über 73 Dampflokomotiven für Vollspurbahnen und 21 für Schmalspurbahnen, 222 Wagen und 55 Güterwagen. Vor kurzem wurde die neu elektrisierte Strecke Meester Cornelius—Tandjong Priek eröffnet, die einen wirtschaftlich sehr wertvollen Zuwachs darstellt. Augenblicklich ist man bestrebt, vor allem die Verkehrswirtschaft Sumatras mehr zu entwickeln. Zur Zeit bestehen hier nur die Strecken von der Nordspitze Khota-Radia über Belawan, Delhi, Medan nach Siantar; vom Fort de Cock im mittleren Westen von Sumatra bis Padang und Sawah Loento und im Süden von Palembang über Lahad zum Hafen Telok Betoeng an der Sundastraße. Gerade Sumatra hat sich in letzter Zeit wirtschaftlich am weitesten entwickelt. Die Minenbetriebe haben ausgezeichnete Ergebnisse geliefert. Auch die Pflanzungen sind durchweg wesentlich vergrößert worden und arbeiten sehr wirtschaftlich. Damit hat auch naturgemäß der Handel bedeutend an Ausdehnung gewonnen. Es zeigt sich nun, daß den damit verbundenen wesentlich gesteigerten Ansprüchen an der Güterbewegung die vorhandenen Transportleistungen nicht mehr zu entsprechen vermögen. Wenn nicht bald Abhilfe geschaffen wird, besteht geradezu eine Gefahr für die natürliche Weiterentwicklung des wirtschaftlichen Aufblühens Sumatras. Man erwägt augenblicklich Pläne, die genannten Eisenbahnlinien durch Zubringerstrecken miteinander zu verbinden. Damit würde ein Netz durch ganz Sumatra hindurch geschaffen werden, das es allen Bewirtschaftungsgebieten möglich macht, auf dem Schienenwege ihre Erntegüter rasch den verschiedenen Verschiffungshäfen

zuzuführen. Außerdem beabsichtigt man, eine Strecke vom südlichsten Hafen Telok Betoeng nach Khota-Radia zu bauen.

M.

### Eisenbahnbedarf für den fernen Osten.

Der japanische Eisenbahnbedarf war bisher in hohem Grade auf die Versorgung aus Europa angewiesen. Die Ausfuhr von Eisenbahnmaterial — vorzugsweise aus Großbritannien, Deutschland usw. — nach Japan hatte bedeutenden Umfang und stellte einen beträchtlichen Einfuhranteil dar. Seit einiger Zeit machen sich nun Bestrebungen geltend — wohl in erster Linie, um sich von der ständig wachsenden Abhängigkeit vom Ausland freizumachen — Eisenbahnbedarf, insbesondere Schienen, mehr als bisher aus örtlichen Werken zu beziehen. Diese Bewegung hat in letzter Zeit die Ausfuhr von Schienen nach Japan aus den einst bevorzugten Liefer-Staaten erheblich herabgemindert. Dem Beispiel der staatlichen japanischen Linien sind bald auch die südmandschurischen Eisenbahngesellschaften wie einige andere private Eisenbahnunternehmungen gefolgt. Wie sich die Verhältnisse für die Zukunft entwickeln werden, ist im Augenblick nicht vorauszusagen. Es ist indessen wohl damit zu rechnen, daß die japanischen Eisenbahnen in absehbarer Zeit sich wieder hochwertigem Schienenmaterial, insonderheit auch aus deutschen Werkstätten, zuwenden, da vor nicht langer Zeit selbst die japanische Presse die höhere Güte und die ganz besondere Bewährung europäischen Schienenbaustoffes für japanische Verhältnisse anerkannte. Ähnlich liegen die Verhältnisse im Bedarf von fremden Schienen für Kleinbahnen und elektrische Straßenbahnen. Hier beginnt sich auch in der Tat die Nachfrage in Japan langsam wieder zu heben. Nach den örtlichen Verhältnissen ist dafür besonders vorzüglicher Baustoff erforderlich, den die einheimische Erzeugung noch nicht zu befriedigendem Preis zur Verfügung zu stellen vermag. Sehr bemerkenswert ist jetzt der Bedarf in China. Die politischen Verhältnisse scheinen sich dort allmählich wieder zu klären und zu beruhigen. Eine der ersten Aufgaben der neuen Regierung wird die Wiederinstandsetzung der wichtigsten Verkehrswege sein. Es sind bereits eingehende Untersuchungen angestellt worden über die notwendigen Maßnahmen, den Eisenbahnverkehr zunächst in früherem Umfang wieder aufzunehmen. Das chinesische Verkehrsministerium verfügt jetzt über abgeschlossene statistische Zusammenstellungen über die hier notwendigen Aufbaumaßnahmen, zunächst für die vier staatlichen Eisenbahnen. Bemerkenswert sind einzelne Feststellungen aus diesen Erörterungen. Beispielsweise verfügte die Strecke Peking—Smynan und die Strecke Peking—Tsinpu vor den kriegerischen Verwicklungen insgesamt über 3000 Wagen und 200 Lokomotiven. Davon ist heute kaum noch die Hälfte verfügbar, und diese nur in wenig gebrauchsfähigem Zustande. Die Strecke Peking—Mukden war bisher betrieben mit 200 Lokomotiven und 400 Wagen. Ebenso betrüblich sind die Verhältnisse auf der Strecke Peking—Hankau. Der Eisenbahnpark umfaßt hier 230 Lokomotiven und 4000 Eisenbahnwagen. Diese Zahl ist auf höchstens 100 Lokomotiven und etwa 1300 Wagen zurückgegangen, die aber größtenteils von Grund aus wieder instandgesetzt werden müssen. Das chinesische Verkehrsministerium hatte die Absicht, einen regelmäßigen Eisenbahngroßverkehr zwischen Nanking und Peking einzurichten. Diese Absicht mußte jedoch aufgegeben werden, da die erforderlichen Fahrzeuge für diese Aufgabe nicht brauchbar sind. Bei solchen Verhältnissen wird in nächster Zeit Ausrüstungs- und Wiederinstandsetzungsmaterial wohl in großem Umfange notwendig sein.

M.

### Maßnahmen der amerikanischen Eisenbahnen gegen den Kraftwagenwettbewerb.

Auf der letzten Sitzung der Leiter des Personenverkehrs der amerikanischen Bahngesellschaften in Colorado Springs wurde übereinstimmend festgestellt, daß der Personenverkehr ständig zurückgeht als Folge des immer stärker werdenden Kraftwagenverkehrs. Nicht nur im Nahverkehr sondern auch im Fernverkehr gewinnt der Kraftwagen immer mehr an Boden. Es bestehen bereits Kraftwagenverkehre durch den ganzen nordamerikanischen

Kontinent. Die Tarife dieses Kraftwagenfernverkehrs unter-schreiten die Eisenbahntarife, so daß die Bahngesellschaften gezwungen waren ihre Tarife herabzusetzen. Maßnahmen den verlorenen Verkehr zurückzugewinnen hatten keinen Erfolg.

In der Versammlung wurde allgemein der Gedanke vertreten, daß die einzige Möglichkeit dem Kraftwagenwettbewerb entgegenzutreten darin bestünde, daß die Bahngesellschaften selbst Kraftwagenverkehre einrichten und mit dem Eisenbahnverkehr verflechten. Einige Gesellschaften haben diesen Weg bereits mit Erfolg eingeschlagen. So erzielte zum Beispiel die New York, New Haven und Hartford Bahn gegenüber 1921 trotz einer Abnahme von 32% der Reisendenzahl eine Steigerung der Einnahmen um 2,37% im Jahre 1927, weil der Kraftwagen-dienst die Möglichkeit bot, eine Zahl schlecht besetzter Züge ausfallen zu lassen. Auch Schienenkraftwagen (Öl-elektrische Triebwagen) wurden von verschiedenen Gesellschaften an Stelle schlecht-besetzter Züge eingelegt mit dem Erfolg, daß die Zugbeförderungskosten erheblich geringer wurden. Es wurde zum Beispiel auf einigen Linien festgestellt, daß durch die Verwendung von Trieb-

wagen 74% der Gesamtbetriebskosten aus dem Personenverkehr gedeckt werden konnten gegenüber 37% beim früheren Dampf-betrieb. Von sämtlichen Rednern wurde die Einführung von Triebwagen befürwortet. Der Vorschlag den im Zuge Reisenden die Mitnahme ihres Kraftwagens möglichst zu erleichtern wurde ebenfalls begrüßt, weil es tatsächlich vielen Leuten nicht um eine lange Autoreise, sondern um den Gebrauch ihres Wagens am Reiseziel zu tun sei.

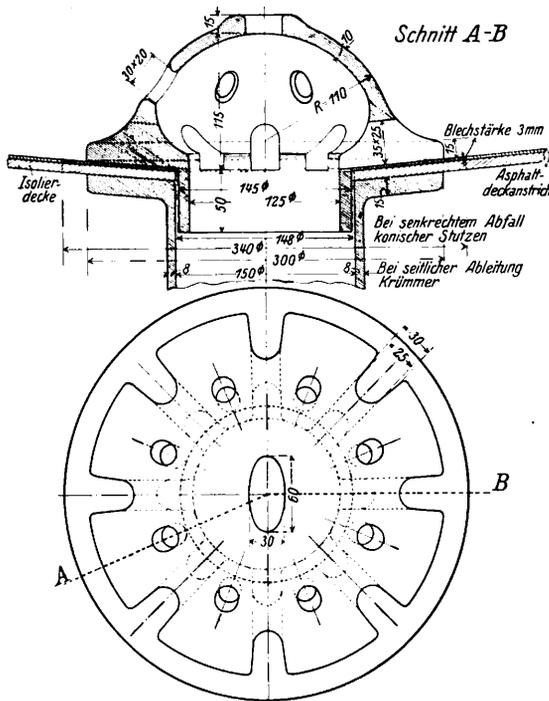
Auch auf die starke Zunahme des Luftverkehrs wurde hin-gewiesen und zum Ausdruck gebracht, daß die Eisenbahngesell-schaften mit ihren großen Erfahrungen im Verkehrswesen die berufenen Träger des neuen Luftverkehrs seien. Wenn die Eisen-bahngesellschaften die Zeichen der Zeit nicht verstünden und sich nicht rechtzeitig die neuen Verkehrsmittel, wie Kraftwagen und Flugzeug, zu eigen machten, so müßten sie wie andere überalterte Industriezweige mit dem langsamen Untergang rechnen. Zu-sammenschluß und Gemeinschaftsarbeit könnten die beginnende Krise überwinden helfen.

(Railw. Age 1928 Okt.)

## Bahnunterbau, Brücken und Tunnel; Bahnoberbau.

### Wasserabführung bei mit Asphaltplatten abgedeckten Brücken und Dächern.

Der Abdichtung massiver Bauwerke hat man mit Recht dauernd das größte Augenmerk zugewendet. Denn Mängel an solchen Abdeckungen gefährden den Bestand und verursachen hohe Unterhaltungskosten. Eine schwache Stelle der Abdeckung ist der Anschluß der Isolierschicht an die Auslauföffnung. Die Stoßdichtung erfolgt hier meist in mangelhafter Weise durch Asphaltverstrich unter Erzeugung von erhöhten, den Wasser-abfluß hindernden Ringen. Eine Neuerung und Verbesserung auf diesem Gebiete bringt die in der Textabbildung dargestellte Stoß-dichtung. Sie besteht aus einem Abführungsrohr mit Siebhaube.



Vorrichtung zur Wasserabführung für mit Asphaltplatten abgedeckte Brücken und Dächer.

beide in der Befestigung von einander unabhängig, so daß das Abführungsrohr ohne besondere Vorrichtung fest eingemauert werden kann. Letzteres geht in der Höhe der Isolierdecke in einen Flansch über, der in Anpassung an die Entwässerungsstelle einer Kegelmantelfläche angehört. Auf den Flansch legt sich die Isolierdecke und auf diese mit einem breit ausladenden Fuß die Entwässerungshaube. Der Flansch des Abführungsrohres und der breite Fuß der Entwässerungshaube spannen die Isolierschicht fest ein und dichten sie (bei Brücken in ihrer Wirkung noch unterstützt durch das darüber gelagerte Schüttel-

material) gegen das Mauerwerk gut ab, so daß eine Durchfeuchtung desselben nicht mehr eintritt. Ein Unterlagblech unter der Entwässerungshaube dient zur besseren Druckverteilung, ein ringförmiger Ansatz der Haube, der in das Ablaufrohr eingreift, verhindert eine seitliche Verschiebung. Die (gesetzlich geschützte) Entwässerungsvorrichtung wurde im Bezirke der Reichsbahndirektion Nürnberg verwendet und hat sich gut bewährt. Fr. H.

### Tunnelbauten in Nordamerika.

Die Great-Northern-Gesellschaft hat auf ihrer Strecke durch das Kaskadengebirge an der Westküste Nordamerikas eine Reihe von Tunnelbauten und Streckenverlegungen ausgeführt, durch welche die Strecke an ihrer höchsten Stelle um 153 m abgesenkt wurde. Die Länge der Bahn wurde um 14.290 km und die vorhandene Strecke mit der Höchststeigung von 22‰ um 29 km abgekürzt. Außerdem entfiel eine Reihe scharfer Kurven. Die Bahn führt nicht mehr durch die Gegenden mit Lawinengefahr und die Unterhaltung von 12,2 km Lawinengalerien kommt in Wegfall. Der Kaskadentunnel, der längste Tunnel in Amerika und der fünft längste der Welt ist eingleisig, hat eine Länge von 12.550 km und erforderte an Baukosten 63 Millionen Mark. Er wurde am 12. Januar d. J. unter besonderen Feierlichkeiten, an deren Verlauf durch Rundfunkübertragung ganz Amerika teilnehmen konnte, dem Betrieb übergeben.

Die durch die Tunnelbauten und Streckenverlegungen erreichte Streckenverkürzung und die Elektrisierung der Strecke auf 117 km Länge ermöglichte die Verringerung der Fahrzeiten für die Personenzüge um eine Stunde und für die Güterzüge um drei Stunden. Dazu kommen noch die Einsparungen durch den Wegfall der verlorenen Steigungen, durch die Verkürzung der Linie und den Entfall zahlreicher scharfer Kurven.

Die Bauzeit für den Tunnel betrug nur 37 Monate, so daß im Durchschnitt auf den Kilometer eine Bauzeit von 3 Monaten trifft. Vergleichszahlen sind für den Simplontunnel 4,47 Monate, für den Connaughttunnel 5,0 Monate und für den Moffattunnel 5,4 Monate.

Der Bau wurde mit dem Vortreiben eines Hilfstunnels (2,74 × 2,44 m), der 20 m seitlich des eigentlichen Tunnels liegt, begonnen. Von diesem aus wurden in Abständen von etwa 460 m elf Querstellen gegen die Tunnelachse getrieben und der Ausbruch des Tunnels an elf Stellen gleichzeitig begonnen. Entsprechend dem angetroffenen Gestein wurde mit verschaltem Stollen oder mit Firststollen vorgetrieben, daran schloß sich der Ausbruch des Tunnels auf sein volles Profil (5,49 × 7,62 m). Zur Erleichterung der Arbeiten wurde in einer Entfernung von 3,877 km vom Osteingang ein senkrechter Schacht auf den Tunnel abgeteuft. Diese Anordnung bewährte sich deswegen, weil der Tunnel von Ost nach West gleichmäßig mit 15,7‰ fällt; somit die Arbeiten von Osten her im Gefälle auszuführen sind. Die durch Auftreten von Wasser entstehende Arbeiterschwerung konnte durch den Schacht leichter überwunden werden. Der angetroffene Fels war vorherrschend Granit, der sich zum Sprengen

und weiteren Bearbeiten gut eignete. Auf lange Strecken konnte die Arbeit ohne besondere Schwierigkeit vor sich gehen. Es wurden aber auch Stellen mit stark zerklüftetem Gestein angetroffen, wo die notwendige Auszimmerung die Arbeiten verlangsamt. So mußte der größte Teil der Strecke zwischen dem Osteingang und dem erwähnten Schacht auszimmerung werden.

Das größte Hindernis bildete das auftretende Wasser, das auf der Westseite eine Stärke von  $34 \text{ m}^3/\text{Min.}$  hatte. Der seitlich angelegte Stollen erwies sich hier für die Wasserableitung als sehr zweckmäßig. Er dient auch bei dem in Betrieb genommenen Tunnel zur Abführung des auftretenden Wassers. Während auf der Westseite das Wasser durch das natürliche Gefälle von  $15,7\text{‰}$

abfloß, mußte es an der Ostseite in der allerdings geringeren Stärke von  $8,3 \text{ m}^3/\text{Min.}$  durch den senkrechten Schacht weggepumpt werden.

Durch die gute Arbeitsleistung der mit den Arbeiten beauftragten Unternehmer konnten die Bauzeiten mit einer einzigen Ausnahme zum Teil wesentlich unterschritten werden. Das Ausbetonieren des Tunnels war bereits 16 Tage nach Beendigung des Vollaubruches fertiggestellt. Das Verlegen des Gleises erforderte 6 Tage, das Einbringen der Bettung 9 Tage. Die Höchstzahl der beschäftigten Arbeiter betrug 1793 Mann.

Wa.

(Railway Age 1929, 1. Halbj., Heft 4.)

## Betrieb in technischer Beziehung; Signalwesen.

### Optische Signalübertragung auf die Lokomotive mit selbsttätiger Überwachung der Zuggeschwindigkeit.

Bei der Atchinson Topka und Santa Fe-Gesellschaft (Ver. Staaten) ist auf der 280 km langen zweigleisigen Strecke Fort Madison—Pequot (Illinois) ein System zur optischen Signalübertragung auf die Lokomotive und zur Sicherung der Zugfolge in Gebrauch, das den besonderen Verhältnissen der in dem nebelreichen Mississippial verlaufenden Linie angepaßt ist. Streckensignale werden nur zur Deckung der durchschnittlich 11 km auseinanderliegenden Überholungsbahnhöfe verwendet. Trotzdem ist eine ungehinderte Zugfolge in etwa 3,6 km Abstand möglich. Die Richtung des Hauptverkehrs wechselt auf dieser Strecke nach der Tageszeit; der Betrieb ist daher so eingerichtet, daß die beiden Gleise am Morgen gleichzeitig von Ost nach Westen und am Abend in umgekehrter Richtung benützt werden.

Die Strecke ist in Blockabschnitte von durchschnittlich 1200 m eingeteilt, was dem ungünstigsten Bremsweg der schwersten Züge entspricht. Dem Lokomotivführer wird an einer auf dem Führerstand angebrachten Lichttafel die je nach dem betrieblichen Zustand der vorausliegenden Streckenabschnitte zulässige Höchstgeschwindigkeit durch aufleuchtende Buchstaben angezeigt und zwar bedeutet:

H = Höchstgeschwindigkeit (105 km/Std. bei Schnell- und Personenzügen, 72 km/Std. bei Güterzügen).

M = Mittlere Geschwindigkeit (64 und 48 km/Std.).

L = Langsame Fahrt (32 km/Std. für alle Züge).

Erscheint kein Lichtsignal, so sind stets 32 km/Std. einzuhalten.

Ist nun ein Blockabschnitt von einem Zug besetzt, so erscheint bei einem Zug, der in den gleichen oder den zunächst rückwärts gelegenen Abschnitt einfährt, das Zeichen „L“, bei einem im übernächsten Abschnitt befindlichen Zug der Buchstabe „M“, in allen anderen Fällen, also stets dann, wenn mindestens die vorausliegenden drei Blockabschnitte (= rund 3,6 km) frei sind, das Lichtsignal „H“.

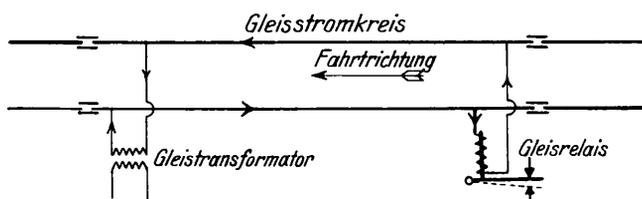


Abb. 1.

Diese Sicherung der Zugfolge entspricht in ihrer grundsätzlichen Anordnung dem System der selbsttätigen Streckenblockung. Wie dort besteht in jedem Blockabschnitt, der gegen die benachbarten Abschnitte isoliert ist, ein Gleisstromkreis, in dem in Regelzustand der Strom am Ausfahrende von einem Gleisstromtransformator her in die eine Schiene eintritt, am Einfahrende durch ein Gleisrelais fließt und durch die andere Schiene zum Transformator zurückkehrt. Beide Schienen werden also vom Strom in entgegengesetzter Richtung durchflossen (s. Abb. 1). Gleichzeitig besteht in jedem Blockabschnitt ein zweiter Stromkreis, der „Schleifenstromkreis“. In diesem verteilt sich normalerweise der vom „Schleifentransformator“ kommende Strom am einen Ende des Streckenabschnittes auf beide Schienen, durchfließt diese in gleicher Richtung und

kehrt am anderen Ende über eine an einem Gestänge geführte Rückleitung zum „Schleifentransformator“ zurück (s. Abb. 2).

Diesen beiden Stromkreisen entsprechen zwei Empfänger auf der Lokomotive, von denen einer vor der ersten Lokomotivachse, der andere hinten am Tender eingebaut ist. Beide Empfänger bestehen in der Hauptsache aus Spulen mit unterteilten Eisenkernen, deren Wicklungen in einem Abstand von 15 cm über den beiden Schienen liegen. Durch die Gleisströme werden in diesen Wicklungen Induktionsströme erzeugt und zwar sind die Schaltungen so gewählt, daß beim vorderen Empfänger ein Größtstrom entsteht, wenn die beiden Schienen in entgegengesetzter Richtung stromdurchflossen sind, während bei dem zweiten Empfänger, dem „Schleifenempfänger“, der beide Schienen im gleichen Sinn durchlaufende „Schleifenstrom“ den Größtwert hervorruft. Es spricht also der vordere Empfänger auf den Gleisstromkreis, der hintere auf den „Schleifenstromkreis“ an.

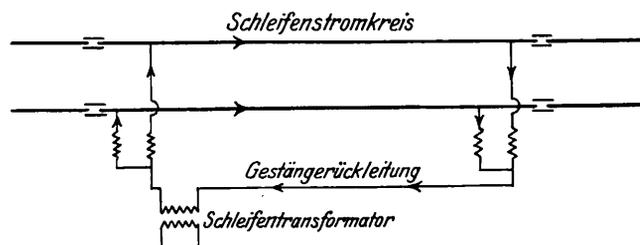


Abb. 2.

Je nachdem nun gleichzeitig in beiden Stromkreisen oder nur in einem oder in keinem Strom fließt, rufen die induzierten Ströme eines der obengenannten Lichtsignale hervor.

Die Öffnung und Schließung der beiden Stromkreise erfolgt durch die erste und die letzte Zugachse. Befährt ein Zug einen Blockabschnitt von derjenigen Seite her, an der das Gleisrelais liegt, so wird der Gleisstrom durch die erste Achse kurzgeschlossen, so daß der Anker des stromlos gewordenen Gleisrelais abfällt und die für die Signalübertragung notwendigen Schaltungen der beiden Stromkreise in den rückwärts liegenden Blockabschnitten bewirkt. Mit der Räumung des einen und der folgenden zwei Blockabschnitte wird der Regelzustand in den Stromkreisen wieder hergestellt.

Die in den Empfängern induzierten Ströme werden außer zur Signalübertragung auch zur selbsttätigen Überwachung der in den drei Fällen zulässigen Höchstgeschwindigkeiten benützt. Wenn der Zug die durch den Anzeigeapparat gezeigte Geschwindigkeit überschreitet, treten die Bremsen nach fünf Sekunden von selbst in Tätigkeit. Das Gleiche tritt ein, wenn nach dem Erscheinen eines der Buchstaben die Geschwindigkeit nur zum Teil ermäßigt wird. Der Zug wird dann selbsttätig auf die vorgeschriebene Geschwindigkeit abgebremst.

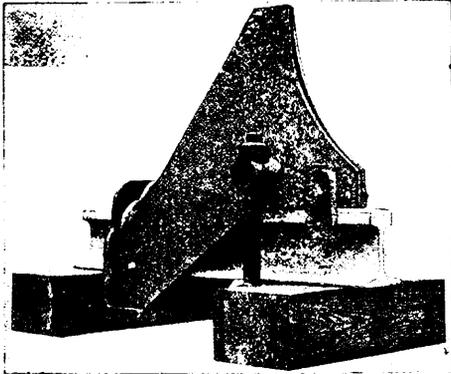
Für beide Stromkreise wird Einphasenwechselstrom von 60 Per. verwendet. Die Netzspannung von 110 Volt wird durch die Transformatoren auf 1,5 bis 18 Volt für den Gleisstromkreis und 11 bis 30 Volt für den „Schleifenstromkreis“ herabgespannt. Die benötigte Leistung beträgt durchschnittlich 220 Watt je km einschließlich des Strombedarfs für die Stellwerke in den Bahnhöfen und für die Beleuchtung einzelner Stationen. Bei feuchtem Wetter erhöht sich dieser Wert um etwa 20%.

Kr.

(Revue générale des Chemins de fer 1928 August.)

### Neuartiger Radschuh.

Ein Radschuh, bei dem auch die Schwelle zum Auffangen des Stoßes herangezogen wird, wurde durch eine Fabrik in Richmond in Amerika hergestellt. Die Vorrichtung kann leicht und schnell auf Schienen von 10,1 bis 17,78 cm Höhe aufgelegt werden, ohne daß eine Verschwächung der Schiene oder eine besondere Vorrichtung an dieser notwendig ist. Der Radschuh besteht aus zwei mit Zwischenfutter vernieteten, starken Stahlblechen zur Aufnahme des Rades. Der vordere Teil des Schuhs liegt auf der Schiene auf, während sich das rückwärtige Ende gabelförmig verlängert gegen die nächste Schwelle stemmt (siehe Abb.). Zwei senkrecht angenietete Lappen



Ansicht und Befestigung des Radschuhes.

halten den Schuh an der Vorderseite gegen wagrechte Verschiebung auf der Schiene fest; an der Rückseite wird der Schuh durch einen auf der Schiene aufliegenden Bügel in senkrechter Richtung festgelegt, wenn er durch ein Rad angefahren wird.

(Railway Age 1928 August S. 268.)

Wa.

### Die Wirtschaftlichkeit von Gleisbremsen nach amerikanischen Beobachtungen.

Im Jahre 1925 wurde in Hartford in Nordamerika als Ersatz für zwei kleinere Gefällbahnhöfe ein Verschiebebahnhof angelegt, der mit einem Sommer- und einem Winterberg, sowie mit 19 Ausscheidungsgleisen ausgestattet wurde. Die Wagen und Wagengruppen wurden von Bremsern über den Ablaufberg an ihre Aufstellplätze begleitet. Die Bremsen wurden immer wieder in einem Wagen auf einem Seitengleis zum Ablaufberg zurückgebracht, so daß der Ablaufbetrieb bis zur Rückkehr der Bremsen ruhen mußte. Die Ortweichen wurden durch drei Mann bedient, für den Ablaufbetrieb genügten zwei Schichten mit je fünf bis neun Bremsern. In dieser Weise wurden in einer Schicht bei 348 Weichenumstellungen 505 Wagen über den Ablaufberg gebracht.

Im Jahre 1926 wurden kraftgestellte Weichen und Gleisbremsen in Betrieb genommen. Es wurden im ganzen 37 Gleisbremsen eingebaut und die Ausscheidungsgleise um sechs ver-

mehrt. Die Weichen und die Gleisbremsen werden nun von zwei Türmen aus bedient.

Der Ablaufbetrieb mit Bremsern und Ortweichen (A) und mit kraftgestellten Weichen und Gleisbremsen (B) wurde auf Grund von Zeitstudien verglichen. Die Zeit für den Lauf eines Wagens über den Ablaufberg beträgt nach dem Durchschnitt aus sieben Beobachtungsmonaten bei A) 47 und bei B) 29 Sekunden. Auf eine Weichenumstellung treffen 1,46 bzw. 1,44 Wagen. Zu bemerken ist, daß bei A) fast die Hälfte der Zeit für das Warten auf die Bremsen anzusetzen ist, die von den abgelaufenen Wagen wieder zum Ablaufberg zurückkehren. Bei B) ist die Ablaufgeschwindigkeit von der Inanspruchnahme der Turmwärter durch die Bedienung der Weichen und Gleisbremsen abhängig. Bei A) zeigte sich, daß unter günstigen Verhältnissen der Weichensteller jede Minute eine Weichenstellung vornehmen kann, somit 460 in einer achtstündigen Schicht. Bei 1,46 Wagen auf eine Weichenumstellung bedeutet dies 670 Wagen auf die Schicht oder 734000 Wagen im Jahr. Die Zahl der Wagen, die von einem Bremsen in einer Schicht begleitet werden konnten, schwankte durchschnittlich zwischen 48 und 57, bei 33 bis 39 Weichenumstellungen. Bei B) genügten die beiden Türme, bei Umstellen der Weichen allein wäre nur ein Turm benötigt gewesen. Der Vergleich der Kosten für Unfälle und Wagenbeschädigungen gibt für A) und B) das Verhältnis 4:1.

Kraftgestellte Weichen und Verwendung von Bremsern wurden als dritte Betriebsart (C) in Vergleich gebracht. Für den Kostenvergleich mußten die Kosten für Löhne, Unterhaltung und für das aufzuwendende Kapital ermittelt werden. Die Kosten für Löhne, die je nach der Betriebsart verschieden sind, zerfallen in solche, die sich ohne Rücksicht auf die Wagenzahl ergeben und in solche, die sich mit der Wagenzahl ändern. Für die Fälle A, B und C verhalten sich erstere wie 1:0,868:0,984, letztere wie 1:0:1. Die Unterhaltungskosten für die Gleisbremsen wurden als von der Zahl der ablaufenden Wagen abhängig angenommen, wobei den Hauptteil der Kosten die Teile erfordern, deren Abnutzung mit der Wagenzahl wächst. Bei einer Wagenzahl von 23000 Wagen im Monat und einem Satz von 8,4 Pfennig/Wagen erreichen diese Kosten rund 1930 *R.M.* In ähnlicher Weise wurden auch die Kosten der Schäden an den Anlagen nach der Wagenzahl berechnet. Beim Betrieb mit Bremsern ist ein Satz von 10 und bei Gleisbremsen ein solcher von 2,5 Pfg./Wagen angenommen. Die Schäden an den Gütern wurden vernachlässigt. Das Anlagekapital für die Einrichtung der kraftgestellten Weichen betrug 193200 *R.M.* für die Einrichtung der kraftgestellten Weichen und Gleisbremsen 1323000 *R.M.* In den Kostenvergleich wurden hiervon 5% für Verzinsung und 5% für Erneuerung eingestellt. Unter Berücksichtigung dieser Kosten verhalten sich für die drei Betriebsarten und für einen Wagen gerechnet die festen Ausgaben, in denen auch das Anlagekapital enthalten ist, wie 1:1:1,02 und die veränderlichen Ausgaben (darin enthalten auch die Kosten für die Beschädigungen) wie 1:0,17:1,04.

Wa.

(Railway Age, November 1928, Heft 18.)

## Verschiedenes.

### Brückenbauwettbewerb der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft\*).

Die von der Reichsbahn ausgeschriebenen Brückenbauwettbewerbe zum Ersatz der Schiffbrücken bei Speyer und Ludwigshafen sind, wie wir erfahren, zur Erledigung gebracht worden.

Die Preise für den Entwurf des Brückenbaues bei Speyer wurden wie folgt verteilt:

1. Preis: Baurat Dr. Ing. Voss, Kiel unter Mitwirkung von Landesbaurat Klatt, Kiel.
2. Preis: Architekt Rotermund, Architekt BDA, Bremen, Ingenieure: Muhr, Köpke, Balcke, Hannemann.
3. Preis: Beuchelt & Co., Grünberg (Schlesien).
4. Preis: Dr. Ing. Müller, Regierungsbaumeister, Privatdozent an der Technischen Hochschule in Berlin, Berlin-Lankwitz.

Außerdem wurden sechs Entwürfe angekauft.

\*) Vergl. Organ 1929, Heft 1.

Die für den Entwurf des Brückenbaues bei Ludwigshafen ausgesetzten Preise haben erhalten:

1. Preis: Zivilingenieur Kilgus, Breslau. Perspektiven von Kunstmaler Beuthner und Architekt Pfafferott, Breslau.
2. Preis: Reichsbahnoberrat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen.
3. Preis: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G. Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz. Grün und Bilfinger A. G., Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln.
4. Preis: Dipl.-Ing. Haaf, Mannheim-Neustheim, Mitarbeiter Architekt Vorholz, Ludwigshafen (Rhein).

Außerdem wurden vier Entwürfe angekauft.

Im den Brückenbauwettbewerb für die bisherige Schiffbrücke bei Maxau wird das Preisgericht Mitte März zusammentreten. Der Bau dieser Brücke wird sich voraussichtlich noch weiter verzögern, da der Entscheid der Botschafterkonferenz noch aussteht.