

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens

Technisches Fachblatt des Vereins Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen

Herausgegeben von Vizepräsident Ernst Harprecht, Berlin, unter Mitwirkung von Dr.-Ing. A. E. Bloss, Dresden

96. Jahrgang

15. September 1941

Heft 18

Beitrag zur Festigkeitsberechnung des Wagenkastens für Eisenbahn-Personenwagen BC4 üp.

Von Dipl. Ing. Karl v. Waldstätten, Chefkonstrukteur der Linke-Hofmann-Werke AG., Breslau
und Ing. Willi Müssig, Breslau.

Im Jahre 1939 wurden die Linke-Hofmann-Werke Breslau, vom Reichsbahn-Zentralamt Berlin mit der Neukonstruktion der neuen Personenwagen betraut; gleichzeitig wurde der Auftrag auf Bau von je zwei Versuchswagen — C4 üp- und BC4 üp-Wagen — erteilt. Eine der wesentlichsten Konstruktionsbedingungen für die Wagen war ein möglichst geringes Eigengewicht bei größtmöglicher Festigkeit und weitgehendster Sicherheit für die Reisenden. Ein erfolgreicher Leichtbau kann nur durchgeführt werden, wenn sowohl die großen Hauptteile als auch alle Einzelteile der Innenausstattung usw. sorgfältig berechnet und durchkonstruiert werden. Der Rohbau des Wagenkastens ist hierbei von besonderer Bedeutung, da er einerseits gewichtsmäßig den größten Anteil am Gesamtgewicht hat, andererseits als Tragkonstruktion den Reisenden eine größtmögliche Sicherheit bei Unfällen gewähren soll.

Da Unklarheit bestand, nach welchen Berechnungsmethoden die Festigkeitsberechnung des Wagenkastens am zweckmäßigsten durchgeführt wird und verschiedene Ansichten herrschten, inwieweit der gesamte Kastenrohbau diesen Festigkeitsberechnungen zugrunde zu legen ist, wurden von den Linke-Hofmann-Werken umfangreiche Vergleichsberechnungen für die Festigkeit des Wagenkastens durchgeführt. Ferner wurde von dem Wagenversuchsammt Grunewald der Deutschen Reichsbahn je ein Rohbau eines C4 üp- und BC4 üp-Wagens besonderen Druck- und Belastungsproben unterzogen. Der Vergleich der theoretisch ermittelten Spannungen mit den bei den Belastungsversuchen gemessenen Werten gab wertvolle Aufschlüsse über die Zweckmäßigkeit der einzelnen Berechnungsmethoden.

Auf Grund dieser Erkenntnisse war es möglich eine Gewichtsparsnis von 30% beim Rohbau des Wagenkastens, von 26% beim fertigen Wagenkasten und von 32% beim Gesamtwagen gegenüber der bisherigen Bauart zu erzielen. Hierbei steht die Festigkeit der neuen Wagen wie die Druck- und Belastungsversuche zeigten, den Wagen früherer Bauart in keiner Weise nach; z. T. werden dieselben noch übertroffen.

Festigkeitsberechnung allgemein.

Die Festigkeitsberechnungen sollen in ihrem Ansatz und ihrem System möglichst einfach und übersichtlich aufgebaut sein, dabei jedoch weitmöglichst den tatsächlich auftretenden Kräften und den sich ergebenden Spannungen entsprechen. Es hat keinen Sinn, theoretische umfangreiche Rechnungen aufzustellen, in deren Ansatz bereits ein so großer Fehler liegt, daß die durch die umfangreiche Rechnungsweise sich ergebenden genauer ermittelten Spannungswerte hierzu in keinem Verhältnis stehen. Wesentlich erscheint, daß man sich des Verhältnisses der sich tatsächlich ergebenden Spannungen und Bedingungen zu den theoretisch ermittelten genau bewußt ist.

Bei Aufbau einer Festigkeitsrechnung ist daher zu beachten:

I. Der Kräfteansatz.

II. Die Wahl der Berechnungsmethode.

Letztere hängt, abgesehen von der geforderten Genauigkeit, im wesentlichen von der Eignung der Berechnungs-

methode für den vorliegenden Fall ab. Hierbei soll man sich, wie erwähnt, der zu erwartenden tatsächlichen Abweichungen von den theoretischen Ermittlungen bewußt sein. Z. B. ergibt sich bei der Durchbiegungsberechnung eines Rohrträgers von verhältnismäßig dünner Wandstärke zur Größe des Durchmesser praktisch eine doppelte und mehrfache Durchbiegung als sie theoretisch ermittelt wird, da bei der Durchbiegung der Rohrquerschnitt in sich nicht genügend steif ist und sich der Kreisquerschnitt zu einem Ellipsenquerschnitt abflacht. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei breitflanschigen Trägern, bei denen sich in den äußeren Flanschenden tatsächlich bedeutend geringere Biegespannungen ergeben als in Flanschmitte über dem Steg, da hier gleichfalls bei der Biegung eine Deformation des Trägerquerschnittes eintritt.

Bei der Wahl der zweckmäßigen Berechnungsmethode ist auch zu berücksichtigen, inwieweit der Trägerquerschnitt theoretisch zum Tragen herangezogen werden kann.

I. Kräfteansatz.

Grundsätzlich werden unterschieden die normalen, im Betrieb auftretenden Kräfte und die abnormalen, außerordentlichen Kräfte, die z. B. bei Unfällen usw. auftreten. Die im Betrieb auftretenden Kräfte lassen sich verhältnismäßig genau bestimmen. Abgesehen von Eigengewicht und Nutzlast erfolgt ein entsprechender, erfahrungsgemäßer Zuschlag für Überlast. Für die während der Fahrt auftretenden dynamischen Zusatzkräfte wird ein entsprechender prozentualer Stoßzuschlag zu Eigengewicht und Nutzlast in Ansatz gebracht. Die Größe desselben wurde früher mit 40%, nach neueren Messungen wird diese nur mit 20 bis 30% der statischen Belastung eingesetzt. Weitere dynamische Kräfte, vor allem Horizontalkräfte usw. werden bei Berechnung der Personenwagenkästen nicht berücksichtigt. Bei Festigkeitsberechnungen von Drehgestellen werden jedoch die horizontalen, an den Spurkranz angreifenden Querkräfte mit einem entsprechenden, erfahrungsgemäßen Prozentsatz der statischen Kräfte in Ansatz gebracht.

Für die abnormale Kräfteeinwirkung bei Unfällen usw. wurde bis vor wenigen Jahren nur ein entsprechend hoher Pufferstoß in Rechnung gesetzt. Seit neuerem wird hierfür die obere Rammkonstruktion für eine zusätzliche Druckkraft von 30 t und mehr ausgelegt.

Im übrigen wird es jedoch dem konstruktiven Empfinden des Konstrukteurs überlassen, die Konstruktion des Wagenkastens bei Berücksichtigung der sich durch die vorstehende Rechnung ergebenden Querschnittsabmessungen derart durchzuführen, daß bei Unfällen der Wagenkasten möglichst große Widerstandsfähigkeit und Arbeitsvermögen bietet.

II. Berechnungsmethoden.

Die Festigkeitsberechnung für den BC4 üp-Versuchswagen wurde nach fünf verschiedenen Berechnungsmethoden durchgeführt. Zugehörig zu der Berechnungsmethode ist auch die Frage, inwieweit der gesamte Wagenkastenquerschnitt einschließlich Dach und Wellblechfußboden bei der theoretischen Berechnung zur Tragkonstruktion herangezogen werden kann. Würde man den ganzen Wagenquerschnitt als Röhrenquer-

schnitt in die Festigkeitsrechnung zu 100% einsetzen, so bekäme man aus nachstehenden Gründen zu günstige Resultate:

1. Da der Wagenquerschnitt in sich nicht genügend steif ist, tritt bei Belastung ähnlich wie bei dünnwandigen Rohren eine gewisse Abflachung des Gesamtquerschnittes, vor allem zwischen den Spannten ein, so daß die Spannungen im Dachscheitel und am Wellblechfußboden bedeutend unter den theoretisch ermittelten Spannungen liegen; dafür sind die tatsächlichen Spannungen im Langträger und Obergurt bedeutend höher als die theoretisch ermittelten Werte.

2. Infolge der Fertigungsweise, vor allem bei Verwendung dünnwandiger Bleche ist es erforderlich, diese Bleche durch „punkten“ künstlich zu spannen, so daß dieselben eine entsprechende Vorspannung besitzen. Die dünnwandigen Bleche sind vielfach gar nicht in der Lage, die sich theoretisch ergebenden Druckspannungen, z. B. beim Dachblech, aufzunehmen.

Es ergibt sich daher die Notwendigkeit, entsprechend den verschiedenen grundsätzlichen Krafteinwirkungen bei senkrechter Belastung und bei Pufferdruck verschiedene Teile des Wagenkastens bei der Berechnung als tragend anzunehmen. So empfiehlt es sich, wie nachstehend dargelegt, für die Biegespannungen durch senkrechte Last die Seitenwand mit Schürze, jedoch ohne Wellblechfußboden und Dach der Festigkeitsrechnung zugrunde zu legen; dagegen ist es unbedingt erforderlich, bei Überprüfung der Druckfestigkeit den Wellblechfußboden zu berücksichtigen, da derselbe vor allem bis zur Erreichung seiner kritischen Knickspannung den seinem Querschnitt entsprechenden Anteil an den Druckkräften übernimmt.

Senkrechte Last.

Die Berechnung der Biegespannung durch senkrechte Last wurde nach folgenden fünf Berechnungsarten durchgeführt, die in Bild 1 bis 5 schematisch dargestellt sind:

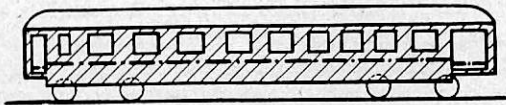


Bild 1. Berechnung der Seitenwand als Vollwandträger.

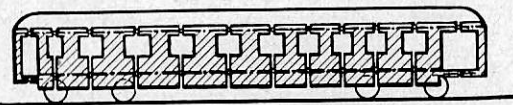


Bild 2. Berechnung der Seitenwand als vereinfachter Rahmenträger.

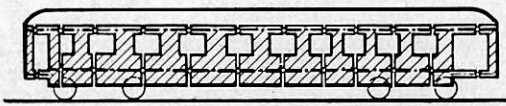


Bild 3. Berechnung der Seitenwand als Rahmenträger nach Engesser.

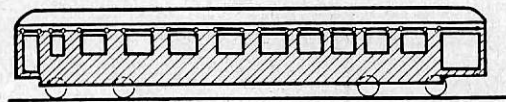


Bild 4. Berechnung der Seitenwand als Vollwandträger mit oberem Gurtband nach Bieck.

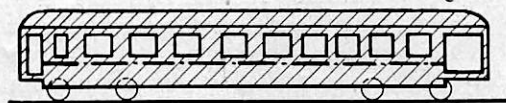


Bild 5. Berechnung des Wagenkastens als Röhrenträger.
Bild 1 bis 5. Berechnungsarten.

A. Berechnung der Seitenwand als Vollwandträger (Bild 1).

Als tragender Querschnitt wird die Seitenwand einschließlich Schürze, jedoch ohne Wellblechfußboden und Dach eingesetzt.

Die Seitenwand einschließlich Schürze wird als Vollwandträger unter Berücksichtigung der Zusatzspannung durch die Fensteröffnungen berechnet. Die Biegespannungen werden ermittelt aus dem Widerstandsmoment der gesamten Seitenwand plus der Biegespannungen, welche in Ober- und Untergurt des Fensterfeldes durch Einwirkung der Querkräfte entstehen. Die Querkräfte verteilen sich hierbei auf den Ober- und Untergurt im Verhältnis deren Trägheitsmomente. Da das Trägheitsmoment und die Steifigkeit der Seitenwandpfosten sehr groß sind und dementsprechend deren Verformung vernachlässigt werden kann, kann der Biegewendepunkt durch die Querkräfte Q in Mitte Fensterfeld angenommen werden, so daß als Hebelarm für das zusätzliche Biegemoment der Querkräfte die halbe Fensterbreite b angesetzt wird; zur teilweisen Berücksichtigung der in den Fensterrundungen auftretenden Kerbwirkung wird zu diesem Hebelarm ein kleiner Zuschlag gewählt, und zwar zweckmäßigerweise bis zur Schwerlinie der Fenstersäule (nicht bis zur Mitte Seitenwandpfosten).

Dementsprechend ergeben sich folgende Grundformeln für die Biegespannung:

$$\sigma_o = \frac{M_b}{W_o} \pm \frac{Q_o \cdot b/2}{w_o}$$

$$\sigma_u = \frac{M_b}{W_u} \pm \frac{Q_u \cdot b/2}{w_u}$$

Q_o und Q_u = Querkraft. b = Fensterbreite.

W_o, W_u = Gesamtwiderstandsmoment der Seitenwand.

w_o, w_u = Widerstandsmoment des Ober- bzw. Untergurtes. Die Schubspannungen durch die Querkräfte werden in Verbindung mit den Biegespannungen nicht ermittelt, da dieselben äußerst niedrig sind und auf die Größe der reduzierten Spannung kaum von Einfluß sind. Dagegen ist es jedoch erforderlich, die Schubspannungen in den Blechfeldern, vor allem im Bereich der großen Querkräfte, mit Rücksicht auf die Ausbeulung der dünnwandigen Bleche zu überprüfen.

Für die Berechnung der Seitenwandpfosten wird die im Obergurt auftretende Differenz U der Druck- bzw. Zugkräfte in der Schwerlinie derselben zum Ansatz gebracht. Für den gefährlichen Querschnitt in Fensterbrüstungshöhe wird hierbei als Hebelarm die Entfernung h der Schwerlinie des Obergurtes von der Brüstungsleiste eingesetzt. Dies erscheint zulässig, da rechnungsgemäß infolge des bedeutend geringeren Trägheitsmomentes des Obergurtes gegenüber dem Untergurt der Biegewendepunkt des Seitenwandpfostens nahe neben der Schwerlinie des Obergurtes liegt.

Dementsprechend ist:

$$\sigma = \frac{U \cdot h - \left(Q_{ox} \cdot \frac{l_x}{2} \pm Q_{ox+1} \cdot \frac{l_{x+1}}{2} \right)}{W}$$

U = Differenz der Obergurtkräfte. Q_o = Querkraft im Obergurt. l_x = Feldweite. W = Widerstandsmoment der Seitenwandpfosten. h = Schwerlinie von Obergurt bis Brüstung. Diese theoretisch ermittelten Werte liegen über den tatsächlich auftretenden Spannungen, da, wie erwähnt, die Einspannung des Seitenwandpfostens im Obergurt vernachlässigt ist.

B. Berechnung der Seitenwand, als vereinfachter Rahmenträger (Bild 2).

Als tragender Querschnitt wird die Seitenwand einschließlich Schürze, jedoch ohne Wellblechfußboden und Dach eingesetzt.

Die Seitenwand wird als Rahmenträger angesehen, wobei der Untergurt aus Schürze und Seitenwand bis zur Fensterbrüstung und der Obergurt von Fensteroberkante bis einschließlich Dachrahmen reicht und die Seitenwandsäulen die senk-

rechten Rahmenteile bilden. Die im Unter- und Obergurt auftretenden Zug- bzw. Druckkräfte P werden ermittelt aus dem Gesamtbiegemoment M_b dividiert durch den Abstand h der Schwerlinien von Ober- und Untergurt.

$$P = \frac{M_b}{h} \quad \sigma_o^I = \frac{P}{F_o} \\ \sigma_u^I = \frac{P}{F_u}$$

h = Abstand der Schwerlinie von Obergurt und Untergurt.
P = Ober- bzw. Untergurtkraft. F_o = Querschnitt Obergurt.
 F_u = Querschnitt Untergurt.

Außerdem werden die durch die Querkraft Q sich ergebenden zusätzlichen Biegebeanspruchungen in den Rahmenecken berechnet. Hierbei wird angenommen, daß die Querkräfte von Ober- und Untergurt proportional ihrem Trägheitsmoment aufgenommen werden; entsprechend der Annahme des vereinfachten Rahmenträgers wird der Einfluß der verhältnismäßig steifen Seitenwandpfosten nicht berücksichtigt, so daß der Biegewendepunkt in Mitte Feld angenommen werden kann; dementsprechend ist als Hebelarm für die zusätzlichen Biegemomente durch die Querkräfte die halbe Fensterbreite b bzw. die Entfernung bis Schwerlinie Fenstersäule (nicht Mitte Seitenwandpfosten) einzusetzen:

$$\sigma_o^{II} = \pm \frac{Q_o \cdot b/2}{w_o} \\ \sigma_u^{II} = \pm \frac{Q_u \cdot b/2}{w_u}$$

Q = Querkraft. b = Fensterbreite. w_o = Widerstandsmoment Obergurt. w_u = Widerstandsmoment Untergurt. Dementsprechend ergeben sich folgende Gesamtspannungen:

$$\sigma_o = \sigma_o^I \pm \sigma_o^{II} \quad \sigma_u = \sigma_u^I \pm \sigma_u^{II}$$

Die Seitenwandpfosten werden auf Biegung berechnet. Hierbei wird die größte Spannung der Seitenwandpfosten in Höhe der Brüstungsleiste ermittelt: Differenz der Obergurtkräfte P mal dem Abstand h der Obergurtschwerlinie bis Fensterbrüstung minus der Differenz bzw. Summe der durch die Querkräfte Q im Obergurt auftretenden Eckmomente:

$$\sigma = \frac{M_b}{W} \\ M_b = (P_x - P_{x+1}) \cdot h - \left(Q_{ox} \cdot \frac{l_x}{2} \pm Q_{ox+1} \cdot \frac{l_x}{2} \right)$$

h = Abstand der Schwerlinie von Obergurt bis Brüstung.
 P_x = Horizontalkraft: Ober- und Untergurt. F_o = Querschnitt Obergurt. F_u = Querschnitt Untergurt. l_x = Feldweite.
W = Widerstandsmoment Seitenwandpfosten.

C. Berechnung der Seitenwand als Rahmenträger nach Engesser (Bild 3).

Als tragender Querschnitt wird wie bei A und B die Seitenwand einschließlich Schürze, jedoch ohne Wellblechfußboden und Dach eingesetzt.

Der Rechnungsansatz ist der gleiche wie bei B; jedoch werden der Einfluß der Durchbiegung der Seitenwandpfosten und die Deformation des Ober- und Untergurtes sowie die auf den Untergurt wirkende gleichmäßig verteilte Last berücksichtigt.

Die Grundspannung in Ober- und Untergurt ergibt sich aus dem Biegemoment M_b dividiert durch den Abstand h der Schwerlinien:

$$P = \frac{M_b}{h} \quad \sigma_o^I = \frac{P}{F_o} \\ \sigma_u^I = \frac{P}{F_u}$$

h = Abstand der Schwerlinien von Ober- und Untergurt.
P = Horizontalkraft: Ober- und Untergurt. F_o = Querschnitt Obergurt. F_u = Querschnitt Untergurt.

Hierzu kommen die Biegespannungen σ^{II} in den Rahmenecken, hervorgerufen durch die Querkräfte und die Biegespannungen im Untergurt durch die gleichmäßig verteilte Last p; ferner die Zusatzspannung σ^{III} durch die Verformung der Pfosten und σ^{IV} des Ober- und Untergurtes:

$$\sigma_o^{II} = \frac{Q_{ox} \cdot \frac{b_x}{2}}{w_o} \\ \sigma_o^{III} = \frac{J_o}{3 l_x \cdot h \cdot w_o} \left(\frac{H_x}{J_x} - \frac{H_{x+1}}{J_{x+1}} \right) \cdot h_1^3 \\ \sigma_o^{IV} = \frac{e}{2h} (\sigma_u^I + \sigma_o^I) \\ \sigma_o = \sigma_o^I + \sigma_o^{II} + \sigma_o^{III} + \sigma_o^{IV} \\ \sigma_u^{II} = \frac{Q_{ux} \cdot \frac{b_x}{2}}{w_u} + \frac{P \cdot \frac{b_x}{2}}{12 w_u} \\ \sigma_u^{III} = \frac{J_u}{3 l_x \cdot h \cdot w_u} \left(\frac{H_x}{J_x} - \frac{H_{x+1}}{J_{x+1}} \right) \cdot h_1^3 \\ \sigma_u^{IV} = \frac{e}{2h} (\sigma_u^I + \sigma_o^I) \\ \sigma_u = \sigma_u^I + \sigma_u^{II} + \sigma_u^{III} + \sigma_u^{IV}$$

Q_{ox} = Querkraft Obergurt. Q_{ux} = Querkraft Untergurt. b_x = Fensterbreite. w_o = Widerstandsmoment Obergurt. w_u = Widerstandsmoment Untergurt. P = gleichmäßig verteilte Last. J_o = Trägheitsmoment Obergurt. J_u = Trägheitsmoment Untergurt. l_x = Feldweite. h = Abstand der Schwerlinien. h_1 = Obergurtschwerlinie bis Brüstung. H_x = Horizontalkraft. J_x = Trägheitsmoment des Pfostens. e = Abstand der äußeren Faser bis Schwerlinie. W = Widerstandsmoment des Seitenwandpfostens.

Für die Berechnung der Seitenwandpfosten wird die im Seitenwandpfostenwendepunkt angreifende Horizontalkraft H eingesetzt, und als wirksamer Hebelarm wird die Entfernung h_1 von der Fensterbrüstung bis zum Biegewendepunkt des Seitenwandpfostens in Ansatz gebracht.

$$\sigma = \frac{H \cdot h_1}{W} \quad H = \frac{Q_x \cdot l_x + Q_{x+1} \cdot l_{x+1}}{2h}$$

D. Berechnung der Seitenwand als Vollwandträger mit oberem Gurtband nach Bieck (Bild 4).

Als tragender Querschnitt wird die Seitenwand einschließlich Schürze, jedoch ohne Wellblechfußboden und Dach eingesetzt.

Die Seitenwand einschließlich Schürze bis zur Fensterbrüstung wird als Vollwandträger betrachtet, der durch den als Zug- bzw. Druckstab wirkenden Obergurt entlastet wird. Mit Rücksicht auf die geringe Eigensteifigkeit des Obergurtes wird hierbei die Verbindung zwischen Obergurt und Seitenwandpfosten gelenkig angenommen; dementsprechend wird als Hebelarm die Entfernung von der Schwerlinie des Obergurtes bis zur Schwerlinie des Vollwandträgers der Seitenwand eingesetzt. Die im Obergurt sich ergebenden Zug- und Druckkräfte werden nach dem Satz der virtuellen Arbeit berechnet.

Für die Beanspruchung der Seitenwand ergibt sich dementsprechend nachstehende Formel:

Biegespannung im Vollwandträger der Seitenwand

$$\sigma = \frac{M_b}{W} - \frac{P \cdot H}{W}$$

W = Widerstandsmoment, Seitenwand bis Brüstung.
H = Abstand Schwerlinie Ober-Untergurt. P = Obergurtkraft.
Die Seitenwandpfosten werden durch die Differenz der Spannungen des Obergurtes benachbarter Felder auf Biegung be-

anspricht, wobei als Hebelarm die Entfernung h der Schwerlinie des Obergurtes bis zur Brüstungsleiste in Ansatz gebracht wird.

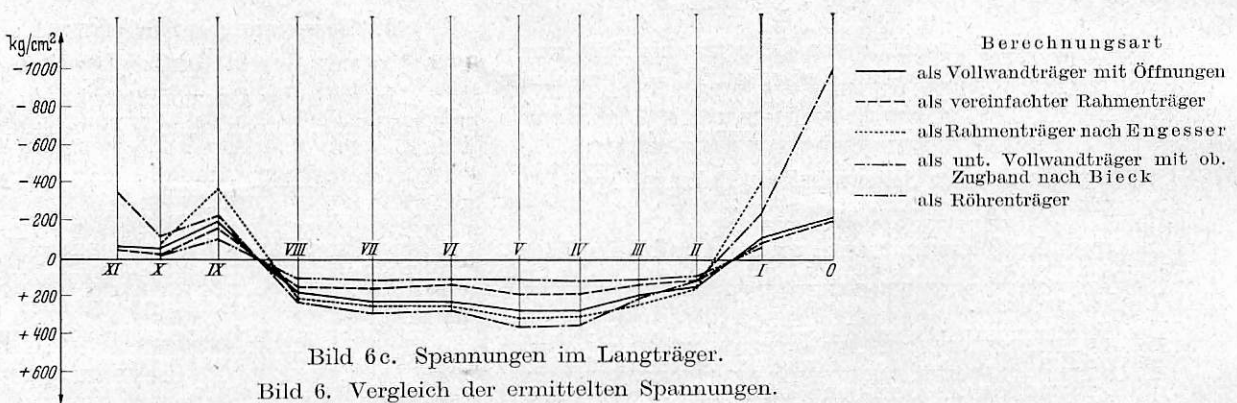
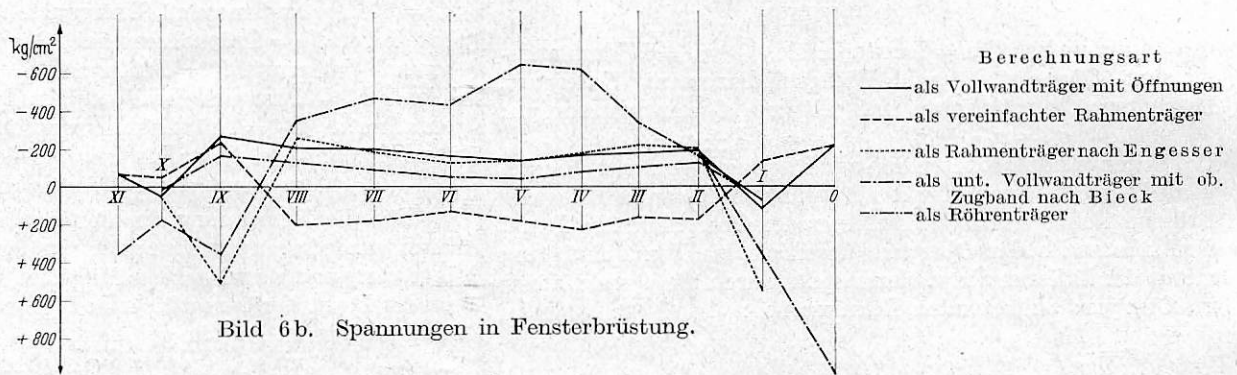
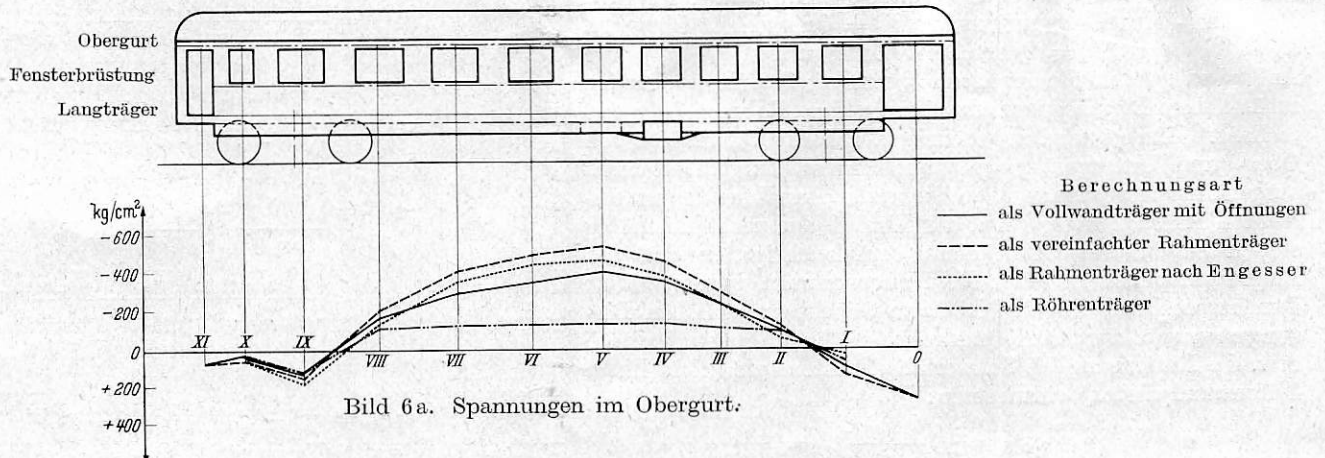
$$\sigma = \frac{(P_x - P_{x+1}) \cdot h}{W}$$

P_x = Obergurtkraft. h = Abstand Schwerpunkt Obergurt-Brüstung. W = Widerstandsmoment des Seitenwandpfostens.

$$\sigma_o = \frac{M_b}{W_o} \pm \frac{Q_o \cdot b/2}{w_o}$$

$$\sigma_u = \frac{M_o}{W_u} \pm \frac{Q_u \cdot b/2}{w_u}$$

W_o, W_u = Gesamtwiderstandsmoment der Seitenwand.
 w_o, w_u = Widerstandsmoment Ober- bzw. Untergurt
 Q_o, Q_u = Querkraft. b = Feldweite.



E. Berechnung des Wagenkastens als Röhrenträger (Bild 5).

Als tragender Querschnitt wird die Seitenwand mit Schürze einschließlich Wellblechfußboden und Dach eingesetzt.

Der ganze Wagenquerschnitt wird als ein geschlossener Träger betrachtet, wobei die durch die Fensteröffnungen sich ergebenden Zusatzspannungen berücksichtigt werden. Die Spannungen werden errechnet aus dem Biegemoment, dividiert durch das jeweilige Gesamtwiderstandsmoment, zusätzlich der Biegebeanspruchung hervorgerufen durch die Querkräfte in den Fensterfeldern:

Hierbei werden die Querkräfte entsprechend dem Trägheitsmoment auf Ober- und Untergurt verteilt. Eine Biegung der Seitenwandsäule wird nicht berücksichtigt, so daß der Biegewendepunkt von Ober- und Untergurt in Mitte Fensterfeld anzunehmen ist.

Vor allem der Einsatz des gesamten Daches für den Obergurt und des Wellblechfußbodens für den Untergurt bei Berechnung der durch die Querkräfte im Fensterfeld sich ergebenden zusätzlichen Spannungen erscheint nicht gerechtfertigt, da sich hierbei die mangelnde Eigensteifigkeit ihrer

Querschnitte besonders stark auswirkt. Für die Berechnung der Seitenwandpfosten wird die im Obergurt auftretende Differenz P der Zug- und Druckkräfte der benachbarten Felder als Horizontalkraft in der Schwerlinie des Obergurtes in Ansatz gebracht, wobei als Hebelarm der Abstand h von der Schwerlinie des Obergurtes bis zur Fensterbrüstung angenommen wird. Die Eckmomente, infolge der Querkräfte Q, im Fensterfeld ergeben im allgemeinen eine Entlastung der Seitenwandpfosten und sind von vorstehendem Biegemoment abzuziehen. Biegespannung der Seitenwandpfosten:

$$\sigma = \frac{P \cdot h}{W} \left(Q_x \frac{l_x}{2} \pm Q_{x+1} \frac{l_{x+1}}{2} \right)$$

P = Differenz der Obergurtkraft. h = Abstand von Schwerlinie Obergurt bis Brüstung. Q_x = Querkraft. W = Widerstandsmoment des Pfostens. l_x = Feldweite.

Da die Einspannung zwischen Obergurt und Seitenwandpfosten nicht berücksichtigt wurde, ergeben sich theoretisch höhere Biegespannungen als sie tatsächlich auftreten.

Vergleich der Berechnungsmethoden.

Die nach den vorerwähnten Berechnungsmethoden ermittelten Spannungen sind in den Diagrammen, Bild 6, zum Vergleich eingezeichnet.

Ferner sind in Bild 7 für den Wagenquerschnitt die sich aus den einzelnen Berechnungsmethoden für Feld VI ergebenden theoretischen Werte in einem Diagramm zusammengefaßt; in demselben sind zum Vergleich die beim Belastungsversuch gemessenen Spannungen des BC4üp-Wagens sowie des C4üp-Wagens eingetragen.

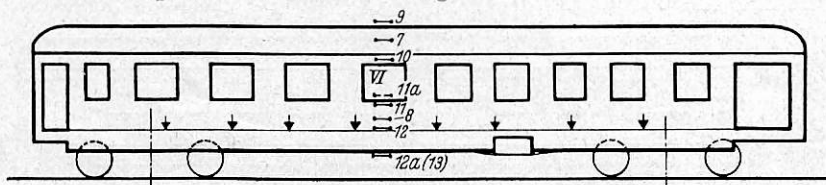
Zu den gemessenen Spannungen des BC4üp-Wagens ist zu bemerken, daß die Messung 7 infolge Beulung des Dachbleches eine Fehlmessung ist; desgleichen erscheint die Messung 9 im Dachscheitel zu hoch. Auch die Messung 11 in der Fensterbrüstung ist offensichtlich zu hoch und dürfte auf ein seitliches Ausbiegen der Fensterbrüstung zurückzuführen sein.

Beim Vergleich der einzelnen Berechnungsmethoden ist festzustellen, daß die Berechnung der Seitenwand mit Schürze ohne Wellblechfußboden und Dach als Vollwandträger für die Biegespannungen aus der senkrechten Belastung dem tatsächlichen Spannungsverlauf am nächsten kommt. Wellblechfußboden und Dachblech werden hierbei allerdings nicht als tragend berücksichtigt. Wie bereits oben erwähnt, ist deren Vernachlässigung gerechtfertigt, da infolge der geringen Eigensteifigkeit des Querschnittes diese Teile nicht 100%ig zum Tragen herangezogen werden können, und im übrigen das Dachblech mit Rücksicht auf seine geringe Stärke gar nicht in der Lage ist, die theoretisch sich ergebenden Druckspannungen aufzunehmen. Die kritischen Knickspannungen des Dachbleches z. T. auch des Seitenwandbleches sind im allgemeinen niedriger als die infolge der Belastung sich ergebenden theoretischen Druckspannungen. Hierzu kommt, daß es bei der Fertigung erforderlich ist, sowohl das Dachblech als auch das Seitenwandblech künstlich vorzuspannen, so daß sich hierdurch zusätzliche Vorspannungen ergeben. Aus all diesen Gründen erscheint es gerechtfertigt, für die Festigkeitsberechnung das Dachblech und den Wellblechfußboden zu vernachlässigen. Man soll sich jedoch bewußt sein, daß die errechneten Spannungen dementsprechend etwas höher sind als die tatsächlich auftretenden.

Es ist ausdrücklich festzustellen, daß die Dachkonstruktion sowie der Wellblechfußboden tatsächlich Kräfte aufnehmen und Spannungen erhalten, jedoch sind diese entsprechend obigen Ausführungen bedeutend geringer, als sie sich theoretisch ergeben würden.

Demgegenüber ergibt die Berechnung E als Röhrenträger zu geringe Werte, da wie oben erwähnt, der Wagenkastenquerschnitt in sich nicht genügend steif ist und außerdem, wie bereits erwähnt, das dünnwandige Dachblech gar nicht in der Lage ist, die theoretisch sich ergebenden Druckspannungen aufzunehmen. Vor allem bei Berechnung der zusätzlichen Spannungen in den Fensterfeldern infolge der Querkräfte erscheint es nicht vertretbar, hierfür das Trägheitsmoment des gesamten Obergurtes einschließlich Dachkonstruktion sowie des Untergurtes einschließlich Wellblechfußboden in Ansatz zu bringen, da vor allem der Obergurtquerschnitt eine viel zu geringe Eigensteifigkeit besitzt.

Schema der Meßpunkte und der Belastung.



Spannungsverlauf im Feld VI.

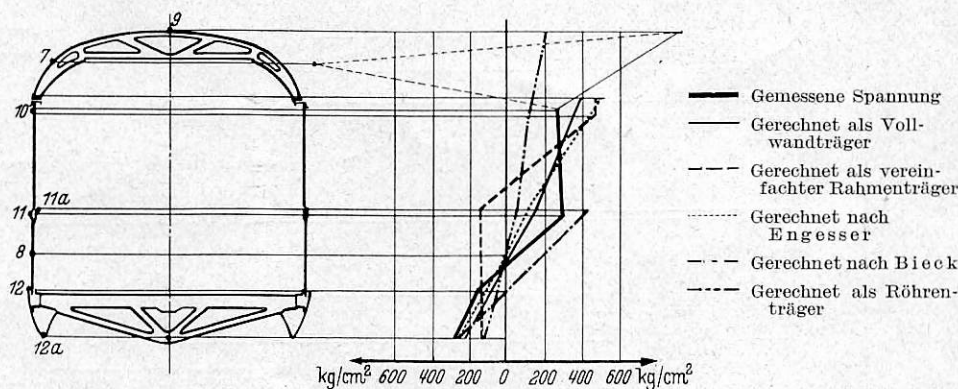


Bild 7. Belastungsversuch mit 27 380 kg Nutzlast.

Die Berechnung der Seitenwand als Rahmenträger entsprechend Ausführung B und C erscheint schon mit Rücksicht auf die verhältnismäßig große Höhe der einzelnen Rahmenteile — vor allem des Untergurtes — im Verhältnis zur Rahmenöffnung nicht zulässig. Nach dieser Berechnungsmethode würden die Grundspannungen über den jeweiligen Untergurtquerschnitt gleich sein und sich dementsprechend für die Fensterbrüstung sogar Zugspannungen ergeben; dies entspricht keinesfalls dem tatsächlichen Spannungsverlauf. (Erfahrungsgemäß ist in der Fensterbrüstung Mitte Wagen meistens Druckspannung.)

Die Berechnungsmethode B als vereinfachter Rahmenträger hat gegenüber der Berechnungsmethode C des Rahmenträgers nach Engesser wenigstens den Vorteil des einfacheren Aufbaues. Es erscheint daher unzulässig, bei dem ohnehin, wie erwähnt, fehlerhaften Ansatz der Berechnung als Rahmenträger, diese Rechnung nach dem verfeinerten und umfangreicheren System von Engesser durchzuführen. Die Berechnungsmethode als Rahmenträger erscheint bei entsprechendem großem Verhältnis der Rahmenöffnung zu den Bauhöhen der Gurte gerechtfertigt, wie dies z. B. bei Mitteleinstiegen, S-Bahnwagen-Einstiegen usw. der Fall ist.

Die Berechnungsmethode D der Seitenwand nach Bieck ergibt, wie aus dem Vergleichsdiagramm zu ersehen ist, vor allem für die Fensterbrüstung zu große Werte. Dies ist zurückzuführen auf die Annahme eines nicht biegeunelastischen Ober-

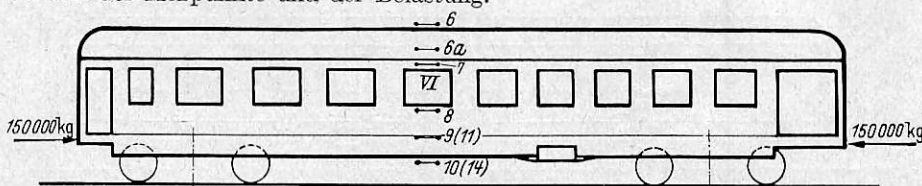
gurt, so daß mit einer zu großen Verformung der Seitenwandpfosten gerechnet wird. Da die Rechnungsmethode außerdem umfangreich ist, empfiehlt es sich, dieselbe nur bei Kastengerippen mit schmalen Seitenwandpfosten anzuwenden.

Es wird ausdrücklich bemerkt, daß vorstehender Vergleich der Rechnungsmethode sich nur auf normale Personenwagen ohne Mitteleinstieg bezieht. Bei Wagen mit Mitteleinstieg, z. B. Stadtbahnwagen, sind die Mitteleinstiege als Portal bzw. Rahmenträger zu berechnen.

Pufferdruck.

Ähnlich liegen die Verhältnisse bei Berechnung der sich aus den Pufferdrücken ergebenden Spannungen. In dem Diagramm (Bild 8) sind die theoretischen Spannungen für den Wagenquerschnitt Feld VI nach fünf verschiedenen Berechnungsmethoden bei 150 t Pufferdruck zusammengefaßt und zum Vergleich die beim Pufferdruckversuch gemessenen Spannungen eingetragen.

Schema der Meßpunkte und der Belastung.



Spannungsverlauf im Feld VI.

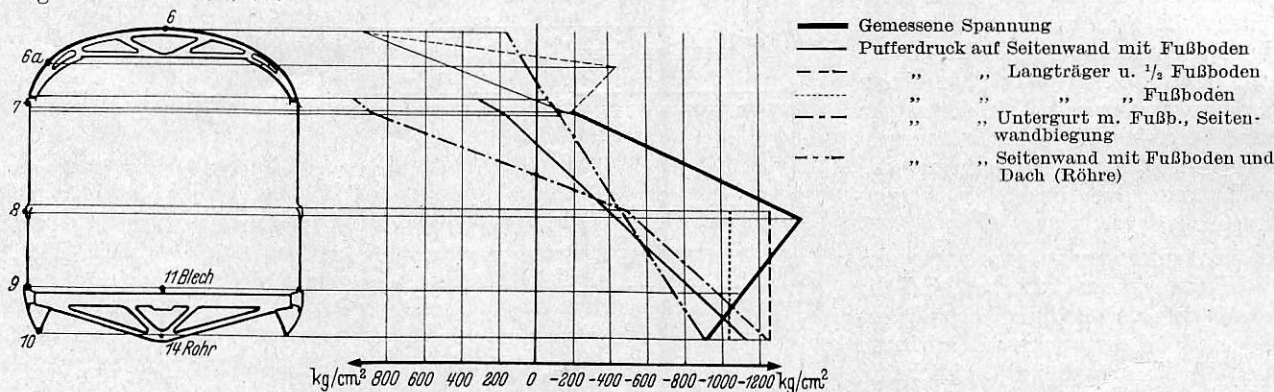


Bild 8. Pufferdruckversuch mit 150 000 kg Pufferdruck.

Zu den gemessenen Spannungen ist zu bemerken, daß die Messung 8 offensichtlich infolge Ausbiegen der Brüstungsleiste eine Fehlmessung darstellt, da deren Höchstwert weder theoretisch noch praktisch begründet ist. Auch die Messung 6a dürfte eine Fehlmessung sein, da diese Meßstelle bei sämtlichen Belastungsversuchen infolge Ausbeulung versagte.

Zu den einzelnen Berechnungsmethoden bzw. deren Zweckmäßigkeit ist folgendes zu sagen:

a) Pufferdruck auf Seitenwand mit Wellblechfußboden.

Zur Aufnahme des Pufferdruckes werden die Seitenwand mit Schürze und Wellblechfußboden und zur Aufnahme des durch den außenmittigen Druck sich hierbei ergebenden Biegemomentes nur die Seitenwand mit Schürze ohne Wellblechfußboden berücksichtigt.

Diese Berechnungsmethode erscheint als die zweckmäßigste und verhältnismäßig wirklichkeitstreu. Die Vernachlässigung des Daches ist aus den bereits angeführten Gründen der geringen Eigensteifigkeit des Dachbleches gerechtfertigt. Hierzu kommt, daß die Übertragung der Druckgrundspannungen von Untergurt auf den Obergurt infolge der Elastizität der Seitenwandpfosten nur z. T. erfolgt. Für die Unterkante Schürze ergibt die Berechnung gegenüber den tatsächlichen Spannungen etwas zu hohe Werte, da die Schürze infolge ihrer Wölbung keine vollkommene Eigensteifigkeit besitzt. Da infolge der

geringen Eigensteifigkeit und der bei der Fertigung sich unvermeidlich ergebenden Vorspannungen das Seitenwandblech nicht die theoretisch ermittelten Druckspannungen übernimmt, werden die tatsächlichen Druckspannungen des Kastengerippes vor allem der Langträger größer sein.

b) Pufferdruck auf Untergurt mit Wellblechfußboden

(Biegung gesamte Seitenwand ohne Wellblechfußboden).

Hierbei werden zur Aufnahme des Pufferdruckes die Seitenwand mit Schürze nur bis zur Fensterbrüstung sowie der Wellblechfußboden herangezogen; dagegen zur Aufnahme der sich hierbei ergebenden Biegung die Gesamtseitenwand ohne Wellblechfußboden.

Die Vernachlässigung des Obergurtes der Seitenwand zur Druckaufnahme wird dadurch begründet, daß die Druckkräfte infolge Elastizität der Seitenwandpfosten nur z. T. in den Obergurt geleitet werden können. Hierbei ergibt die theoretische Rechnung für die Spannungen im Obergurt infolge des zusätz-

lich auftretenden Biegemomentes gegenüber den beim Versuch gemessenen Spannungen viel zu hohe Werte.

Die Berechnungsmethode b bietet gegenüber der Rechnungsmethode a im Hinblick auf die Einfachheit der Ausführung keinen Vorteil und ergibt offensichtlich vor allem für den Obergurt zu hohe Werte.

e) Pufferdruck auf Seitenwand mit Fußboden und Dach (Röhre).

Hierbei wird zur Aufnahme des Pufferdruckes sowohl für die Druckgrundspannung als auch für die zusätzliche Biegespannung der gesamte Wagenquerschnitt als Röhre zugrunde gelegt.

Diese Berechnungsmethode ergibt gegenüber den tatsächlichen Werten viel zu geringe Spannungen. Dies ist erklärlich, da, wie bereits oben erwähnt, das Dachblech mit Rücksicht auf seine geringe Eigensteifigkeit und Vorspannung und z. T. auch das Seitenwandblech nicht in der Lage sind, die Druckspannungen aufzunehmen. Die Rechnungsmethode ist gegenüber der Berechnung a bedeutend umständlicher und umfangreicher.

d) Pufferdruck auf Untergurt und Wellblechfußboden.

Hierbei werden zur Aufnahme der Pufferdruckkräfte nur der Langträger mit Schürze und Seitenwand bis zur Fensterbrüstung herangezogen. Eine besondere Berechnung eines Biegemomentes infolge außermittigen Kraftangriffes findet

nicht statt und wird der Rechnung unterstellt, daß hierzu die nicht berücksichtigte Seitenwand- und Dachkonstruktion auf jeden Fall ausreichen. Diese Berechnungsmethode ergibt vor allem für die Fensterbrüstung zu hohe Werte. Sie zeichnet sich jedoch durch besondere Einfachheit aus und hat bei schlagartig auftretenden Druckkräften eine gewisse Berechtigung, da in diesem Fall infolge der allgemeinen Massenträgheit eine weitgehende Verteilung der Druckkräfte auf den ganzen Wagenquerschnitt nicht eintreten kann.

e) Pufferdruck auf Untergurt mit halbem Fußboden.

Diese Berechnungsmethode beruht auf den gleichen Erwägungen wie für Methode d, ergibt jedoch für Langträger bzw. Fensterbrüstung noch größere Werte. Der Einsatz der halben Querschnittsfläche des Wellblechfußbodens wird mit der geringeren Knicksteifigkeit des Wellblechfußbodens begründet, und zwar: Die theoretische Knickspannung des Wellblechfußbodens liegt meistens weit unter der theoretischen Knick-

spannung der Untergestellangträger, so daß bei einer Ausbeulung des Wellblechfußbodens die Beanspruchung der Langträger noch weit unter ihrer kritischen Knickspannung liegt. Es ergibt sich daher oft theoretisch für die Langträger allein eine höhere Knicklast als für das gesamte Untergestell einschließlich Wellblechfußboden, da in letzterem Fall die theoretische Knicklast sich aus der verhältnismäßig niedrigen Knickspannung des Wellblechfußbodens errechnet. Bei einer hohen Druckbelastung, die über der Knickspannung des Wellblechfußbodens liegt, tritt ein Ausbeulen des Wellbleches ein und demzufolge kann der Wellblechfußboden den seinem Querschnitt entsprechenden Anteil der Drucklast nicht mehr aufnehmen, so daß zwangsläufig die anderen Konstruktionsteile wie Langträger und Schürze einen entsprechend größeren Anteil der Drucklast übernehmen müssen. Diese Belastungsverlagerung wird in der Rechnung berücksichtigt, indem nur ein Teil des Wellblechfußbodens in die Rechnung als tragend eingesetzt wird.

Wo bleibt das lückenlose Eisenbahngleis?

Von Dr.-Ing. Hermann Meier, Reichsbahnrat Frankfurt (Oder).

Ein Zwiegespräch*).

A. Sagen Sie mir bitte, warum verwenden wir eigentlich bei unseren Eisenbahngleisen immer noch kurze Schienen mit Stoßlücken? Wenn man in der Fachliteratur blättert, staunt man, wieviel in den vergangenen 10 Jahren über den Langschienenoberbau und das lückenlose Gleis geschrieben wurde und wie sehr im Zusammenhang damit die Frage der Gleisverwerfung die Geister beschäftigt hat. Man staunt aber auch unwillkürlich ein wenig, daß die Praxis von all diesen fleißigen und zuversichtlichen Bemühungen bis heute noch nichts zu spüren bekam. Seit Einführung der 30 m-Schiene ist doch jeglicher Fortschritt zu vermissen. Leider habe ich weder die Zeit, noch die nötige Ruhe, um mich selbst in die fesselnde Aufgabe zu vertiefen. Ich muß mich deshalb an Sie wenden und Sie bitten, mir Auskunft zu geben.

B. Dazu bin ich gern bereit! Es ist aber ein umfangreiches Problem! Haben Sie sich schon in irgendeiner Richtung besondere Kenntnisse erworben?

A. Setzen Sie bitte bei Ihren Erklärungen möglichst wenig voraus! Ich habe wohl im Laufe der Jahre, so nebenbei, schon einiges über das lückenlose Gleis erfahren können, muß aber leider bezweifeln, ob alles genau den Tatsachen entspricht. Ich bin bereits auf erhebliche Widersprüche gestoßen, ja ich mußte zu meiner Überraschung feststellen, daß sogar in der Gesamtschau, wenn ich so sagen darf, ein auffallender Meinungsgegensatz herrscht. So wurde mir gegenüber von einer Seite behauptet, das ganze technische Fragenbündel sei nunmehr für die Anwendung genügend geklärt, andere jedoch tun so, als ob man erst am Anfang einer sehr schweren und langwierigen Forschungsarbeit stehe. Was ist nun richtig? Meines Wissens sind doch einige Länder bereits mit Erfolg daran gegangen, durchgehend geschweißte Gleise zu bauen. Warum zögert man bei uns? Fehlt es an Mut oder an Fortschrittswillen?

B. Das wohl nicht! Die verantwortlichen Stellen sind nur vorsichtig und müssen es sein.

Auch ich habe mich früher sehr für die Idee erwärmt, auf unseren wichtigsten Strecken die Gleise durchgehend zu schweißen. Wie ich jedoch zugeben muß, sind im Laufe der Zeit diese Gefühle etwas verblaßt. Ganz verflüchtigt haben sie sich allerdings noch nicht.

*) Bemerkung der Schriftleitung: Die Form des Zwiegesprächs stellt sich für eine wichtige Frage, bei der die Meinungen noch geklärt werden müssen, als durchaus angebracht dar. Mit dem vorliegenden Beitrag soll ein reger Meinungs austausch angebahnt werden.

A. So, das wundert mich! Warum diese Wandlung?

B. Weil ich die Vorteile früher überschätzt habe und weil ich eingesehen habe, daß hier nicht nur Vorteile zu gewinnen sind, sondern auch ganz erhebliche Nachteile in Kauf genommen werden müssen. Um Ihnen dies zu begründen, muß ich etwas weiter ausholen.

Ich gehe mit Ihnen vollkommen einig, die Bauarten des Schienenstoßes in ihrer gebräuchlichen Form sind noch recht unbefriedigend. Trotz vielseitiger und angestrebter Bemühungen ist aber noch nichts Besseres gefunden worden. Es ist leider bei diesen Konstruktionen unvermeidbar, daß sich die Stoßstellen unter der Last mit einem kleinen Knick einsenken. Diese Einsenkungen wachsen allmählich und in gegenseitiger Beeinflussung steigert sich mit der Einsenkung gleichzeitig auch die Wucht, mit der die rollende Verkehrslast auf die Schiene schlägt. Fahrbahn und Fahrzeuge werden durch diese Schläge erheblich beansprucht und es ist wohl jedem aus eigener Reiseerfahrung genügend bekannt, wie stark die Annehmlichkeit einer Eisenbahnfahrt darunter leidet, besonders wenn man in einem schlecht gefederten Wagen sitzt.

Hier greift nun die Bahnunterhaltung vorbeugend oder rettend ein. Ihr Hauptziel ist es von jeher gewesen, das Maß der Stoßeinsenkung in kleinen, noch erträglichen Grenzen zu halten. Ich möchte Sie nun gleich bitten, zur Kenntnis zu nehmen und zu beachten, daß gerade im letzten Jahrzehnt bei uns in Deutschland auf dem Gebiet der Bahnunterhaltung bemerkenswerte Fortschritte erzielt wurden.

Die Stopfverfahren, besonders bei Behandlung der Stöße, wurden sorgfältig geprüft und das beste ausgewählt, die Arbeiterrotten werden gründlich geschult und die Gleise werden nicht mehr beliebig, mit verzettelter Willkür ausgebessert, sondern sie werden nach einem festen Plan gepflegt. Vielleicht ist Ihnen auch bekannt, daß sinnreich durchgebildete Oberbaumesswagen die Strecken regelmäßig befahren und dabei die Gleislage mit ihren fehlerhaften Abweichungen genau aufzeichnen. Diese Aufzeichnungen bieten, wie Sie sich leicht vorstellen können, eine vorzügliche Unterlage für den rechtzeitigen und wirtschaftlichen Einsatz der Arbeitskräfte.

Mit Hilfe dieser Maßnahmen ist es gelungen, den Oberbau auf den wichtigsten Strecken unserer Reichsbahn stets in einer so guten Verfassung zu erhalten, daß man die Stöße beim Befahren kaum mehr spürt.

A. Das Letzte scheint mir aber doch stark übertrieben! Ich habe erst gestern wieder eine längere Reise gemacht und konnte da allerhand beobachten, was sich mit Ihren Behauptungen

tungen aber bei weitem nicht deckt. Im Gegenteil, ich habe mich aufs Neue davon überzeugt, wie wünschenswert es wäre, möglichst bald alle Schienenstöße durchgreifend zu beseitigen.

B. Sie dürfen die gegenwärtigen Verhältnisse nicht als Maßstab nehmen. Wir haben Krieg, starken Mangel an Arbeitskräften und können daher nur das Dringlichste tun. In Friedenszeiten strebt die Bahnunterhaltung an und hat nachweislich Erfolg damit, die Schienenstöße nur bis auf kleines, unschädliches Maß herabfahren zu lassen. Weiter als 3 bis 4 mm, im belasteten Zustand, will man es normalerweise nicht mehr kommen lassen. Wird ein Gleis sehr sorgfältig verlegt auf festen, trockenen Untergrund, dann dauert es selbst bei starker Verkehrsbelastung sehr lange, bis dieses Einsenkungsmaß erreicht wird.

Unser Reichsbahnoberbau, besonders wenn er mit 30 m-Schienen ausgerüstet ist, steht unter diesen Umständen hinsichtlich seiner Befahrbarkeit einem Oberbau mit durchgehend geschweißtem Gleis, also mit lückenloser, idealer Fahrbahn, nicht mehr viel nach. Es ist jedenfalls gelungen, die Schlagwirkung an den Stößen außerordentlich zu mildern. Der etwaige Vorteil der durchgehenden Schweißung liegt dann im wesentlichen nur mehr darin, daß an Unterhaltungsarbeit gespart wird.

A. Sie werden entschuldigen, wenn ich noch etwas mißtrauisch bleibe! Ihre Darlegung kommt mir denn doch zu überraschend! Das heißt doch mehr oder weniger, daß das technische Bedürfnis für das lückenlose Gleis gar nicht mehr besteht?

B. Wie ich schon sagte, nur die Unterhaltungsarbeiten würden geringer werden!

A. Wie hoch schätzen Sie die jährliche Einsparung?

B. Das läßt sich leicht überschlägig ermitteln! — Rechnet man damit, daß die Gleise alle drei Jahre planmäßig durchgearbeitet werden, mit einem Aufwand von 210 Tagewerken auf 1 km, wovon 10% auf die Schienenstöße fallen und ferner damit, daß in der Zwischenzeit jährlich 30 Tagewerke auf 1 km an sogenannter kleiner Unterhaltung für die Schienenstöße verbraucht werden, dann ergeben sich beim 30 m-Schienen-Reichsbahnoberbau 81 Tagewerke für drei Jahre oder 27 Tagewerke, das sind rund 300,— RM. auf 1 km und Jahr, als Aufwand für die Unterhaltung der Schienenstöße oder als Ersparnis bei Einführung der durchgehenden Schweißung. Beim 15 m-Schienen-Oberbau wäre der Betrag ungefähr doppelt so hoch, beim 60 m-Schienen-Oberbau bloß die Hälfte. Rechnet man weiter mit einer Lebensdauer von 20 Jahren, dann ergibt sich beim Oberbau mit 30 m-Schienen für diesen Zeitraum eine Ersparnis von 6000,— RM. für 1 km. Zinsen brauchen wir nicht in Anschlag zu bringen.

Wir können ferner näherungsweise annehmen, daß die Kosten der besonderen Unterschwellung und Verlaschung beim Stoß des lückig verlegten Gleises den Kosten der Schweißung beim lückenlos verlegten Gleis entsprechen und sich somit bei der Gegenüberstellung aufheben.

Von diesen, wie Sie sehen, sehr überschlägig ermittelten 6000,— RM./km wären nun abzuziehen erstens die Mehrkosten für den schwierigeren Einbau des lückenlosen Gleises — die Schweißung ist wohlgemerkt schon verrechnet — und zweitens die Mehrkosten nach 20 Jahren beim Ausbau der Schienen. Hier einen genauen Wert anzugeben, ist mir nicht möglich. Erfahrungen fehlen und außerdem treffen wir hier bereits auf eine grundsätzliche Frage, die noch einiger Klärung bedarf.

Sie wissen doch, was man unter „Neutraler Temperatur“ versteht?

A. Ja, so weit bin ich schon eingedrungen! Es ist jene Schientemperatur, bei der im lückenlosen Gleisgestänge die Temperaturspannungen Null sind. Ich weiß, daß man über den zweckmäßigen Wert der neutralen Temperatur noch streitet.

B. Das nebenbei auch. Hier aber, im Zusammenhang mit den Einbaukosten, ist es mir zunächst um folgendes zu tun: Ist es notwendig, beim Einbau des lückenlosen Gleises die für zweckmäßig erkannte neutrale Temperatur genau einzuhalten oder kann die Lagesicherheit des Gleises auch gewährleistet werden, wenn man sich einen Spielraum von einigen Grad Celsius für die neutrale Temperatur erlaubt? Ich denke da an ungefähr $\pm 7^{\circ}$ Celsius vom zweckmäßigen Wert. Es würde den Einbau wesentlich erleichtern und verbilligen, ja, ich glaube sogar, daß es überhaupt nur unter dieser Voraussetzung einen Sinn hat, unsere Kostenrechnung weiterzuführen. Wir müssen also zunächst mit etwas Kühnheit annehmen, daß sich das einbautechnische Zugeständnis erreichen läßt.

Des weiteren nehmen wir an und hier ist die Berechtigung unbestritten, daß der Einbau sich jeweils im Rahmen einer Gleiserneuerung vollzieht, daß also gleichzeitig mit der Herstellung der lückenlosen Schiene die Bettung und die Schwellen erneuert werden, und daß somit die Kosten für besondere betriebliche Maßnahmen, wie längere Streckensperrungen mit Zugumleitungen oder die häufige Einrichtung eingleisigen Betriebes, die bekanntlich recht teuer werden kann, nicht auf das Konto der lückenlosen Schiene geschrieben zu werden brauchen.

Unter diesen Umständen schätze ich die Mehrkosten verhältnismäßig gering. Sicher im ganzen nicht höher als 1000,— RM./km. Es bleibt also nach unserer Faustrechnung eine Gesamtersparnis von 5000,— RM./km oder auf das Jahr umgerechnet von 250,— RM./km.

A. Diese Zahl müssen Sie nun mit 20000 multiplizieren, denn so viel Kilometer kommen nach meinem Dafürhalten bei uns zunächst für die durchgehende Schweißung in Frage. Das ergibt dann die stattliche Summe von 5 Millionen RM./Jahr. Verglichen mit dem Riesenbetrag von ungefähr 400 Millionen Reichsmark, den Jahr für Jahr der Oberbauhaushalt der Deutschen Reichsbahn aufweist, ist die Ersparnis geringfügig. Absolut genommen, ist sie jedoch so groß, daß sie einer eingehenden Würdigung wohl wert ist.

Die Summe wird aber noch wesentlich größer werden, denn in meinem 20000 km Gleis ist ein großer Prozentsatz enthalten, der nicht auf festem, trockenem Untergrund liegt. Wir müssen bekanntlich mit unseren Gleisen, besonders in den norddeutschen Küstengegenden, große Gebiete durchqueren, deren Untergrund weich, moorig und nachgiebig ist. Und da ist es auch mir bekannt, daß auf solchen Strecken die Stoßlage das Schmerzenskind des Gleisbauingenieurs darstellt.

B. Sie haben recht, hier sind die Stöße nicht zu halten.

A. Entweder steigt der Tagewerksaufwand ins Ungemessene — dies kann wohl außer Betracht bleiben — oder man verzichtet darauf, die Einsenkungen auf das Kleinmaß zu begrenzen und nimmt die Schläge und ihre zerstörenden Beanspruchungen auf Fahrbahn und Fahrzeuge mit Ergebenheit hin. Hier sind also die Vorteile einer durchgehend geschweißten Schiene weitaus höher und Ihre Voraussetzung fällt weg, daß die Ersparnis an Unterhaltungsarbeit der einzige Gewinn sei.

B. Ich pflichte Ihnen vollkommen bei. Meinetwegen erhöhen wir Ihre eben errechnete Jahresersparnis auf 6 oder 7 Millionen RM. Es dreht sich ja nur um die Erfassung der Größenordnung.

A. Jedenfalls ist der Betrag so groß, daß sich die weitere Verfolgung des Zieles lohnt.

B. Das ist bestimmt richtig. Nun wollen wir uns aber auch die Schattenseiten des Ganzen etwas näher ansehen!

A. Bitte, ich bin sehr gespannt.

B. Um gleich etwas vorwegzunehmen: Es wurde, und wird gelegentlich noch davon gesprochen, daß die Stoßlücken auch ihre besonderen Vorteile besäßen, auf die man nicht ver-

zichten könne, und zwar insofern, als sie verhindern, daß sich bei schnell fahrenden Wagen starke Seitenschwingungen entwickeln. Diese Schwingungen entstünden aus verschiedenen Ursachen und hätten die zwingende Tendenz, sich aus winzigen Anfängen heraus allmählich zu großen, gefährlichen Ausschlagweiten aufzuschaukeln. Dazu könne es nun aber glücklicherweise nicht kommen, weil die Schienenstöße rettend dazwischen treten und durch ihre Schläge immer wieder die Schwingungen im Keime schon ersticken.

A. Das ist mir allerdings neu!

B. Zu Ihrer Beruhigung kann ich Ihnen aber gleich sagen, daß die Richtigkeit dieses Gedankenganges in keiner Weise erwiesen ist. Er spukt bloß mit einigen anderen Schwingungs-ideen in einem trüben Gefühlsnebel herum. Dieser Nebel wird sich aber bald lichten. Besondere Versuchsämter der Reichsbahn sind zur Zeit fest dahinter her, die Ursachen und Bekämpfungsmöglichkeiten der Fahrzeugschwingungen zu ergründen. Es konnte bereits einwandfrei festgestellt werden, daß die Gestaltung und Abnutzung der Profile von Radreifen und Schiene von ausschlaggebender Bedeutung sind*). Naturgemäß spielen auch Achsführung und Federung der Wagen eine wichtige Rolle. Der „rettende Einfluß“ der Schienenstöße aber wird sich wahrscheinlich und bald als ein überzüchtigter Fehl-glaube herausstellen.

A. Dann können wir also die Schwingungsbedenken ruhig fallen lassen?

B. Man ist zwar auf diesem Gebiet vor Überraschungen nie recht sicher, ich glaube jedoch, wir können es hier getrost tun.

Jetzt aber zu den Brennpunkten unseres Problems, zu der Gefahr der Gleisverwerfung im heißen Sommer und zu den Schwierigkeiten bei Schienenbrüchen im strengen Winter! Während man glaubt, die Stabilität des Gleises jederzeit genügend sichern zu können, ist die Frage der Schienenbrüche noch in vieler Hinsicht offen.

A. So! Ich glaubte immer, die erhöhte Gefahr der Gleisverwerfung sei das alleinige und entscheidende Hindernis für die durchgehende Schweißung.

B. Nein, das stimmt nicht! Ich schlage vor, wir befassen uns zuerst mit den Schienenbrüchen.

A. Bitte, wie Sie es für zweckmäßig halten.

B. Es wird Ihnen bekannt sein, daß Schienenbrüche keine Seltenheit sind und daß man mit ihrem gelegentlichen Auftreten rechnen muß. Sie bilden auch keine unmittelbare Betriebsgefahr. Nur in ganz wenigen Fällen, durch Zusammenwirken unglücklicher Umstände, ist es bei unseren jetzigen Gleisen vorgekommen, daß ein Schienenbruch zu einem Unfall geführt hat. Erfahrungsgemäß rollen meist mehrere 100 oder sogar 1000 Achsen mit voller Geschwindigkeit über die Bruchstelle hinweg, bis der Schaden entdeckt und gemeldet wird. Für seine Beseitigung wird dann selbstverständlich sofort gesorgt. Es ist in den Vorschriften genau festgelegt, wie der Streckendienst vorzugehen hat. Nur in ernsteren Fällen wird die Strecke gesperrt. Sonst begnügt man sich damit, vorübergehend langsamer zu fahren und, wenn es möglich und zweckmäßig ist, eine Notverlaschung anzulegen oder die Bruchstelle zu unterteilen. Die gebrochene Schiene wird dann baldigst gegen eine passende ganze ausgetauscht. Der Austauschvorgang ist in unseren jetzigen Gleisen denkbar einfach.

A. Können Sie mir kurz einiges über die Schienenbrüche selbst sagen, über ihre häufigsten Erscheinungsformen, ihr Entstehen und ob es möglich ist, sie erfolgreich zu bekämpfen?

B. Die Schienenbrüche selbst können recht verschiedenartig sein. Man trifft reine Querbrüche an, solche mit und

ohne besondere Kennzeichen, Längsbrüche mit senkrechter und waagerechter Rißbildung im Kopf, Steg oder Fuß und natürlich auch Verbindungen und Übergänge aus diesen Grundformen. Man kann sich das Zustandekommen mancher Bruchart gut erklären, bei anderen bestehen aber noch Zweifel. An ihrer Behebung wird unablässig gearbeitet. So bemüht sich z. B. das Reichsbahnzentralamt Berlin, von der statistischen Seite her an der Erforschung der Schienenbruchursachen mitzuhelfen. Es hat vor einigen Jahren einen für das ganze Reich einheitlichen Meldebogen herausgegeben, um jeden einzelnen Schienenbruch zu erfassen. Der zuständige Bahnmeister muß in diesen Meldebogen eine ganze Anzahl von Fragen gewissenhaft beantworten. Das Reichsbahnzentralamt sammelt dann die Unterlagen und zergliedert sie in geeigneter Weise nach verschiedenen Gesichtspunkten. Über die bisherigen Erfolge dieser Forschungsarbeit der Deutschen Reichsbahn wurde gelegentlich der Internationalen Schienentagung 1938 in Düsseldorf ein sehr aufschlußreicher Bericht erstattet*). Die Ergebnisse waren tatsächlich schon recht bemerkenswert und teilweise sogar überraschend. Die Eisenhüttenleute und Metallurgen haben die Bekanntgabe begrüßt, bekommen sie doch auf diese Weise manche neue Anregung für ihre Arbeit. Man erwartet, daß sich im Laufe der Zeit aus der Schienenbruchstatistik noch weit mehr herausholen läßt.

Brüche, die zurückzuführen sind auf Werkstofffehler, also auf Lunker oder Blasen im Gefüge, oder auf Abblätterungen am Schienenkopf, sind in den letzten Jahren seltener geworden. Man hofft, sie allmählich fast ganz ausschalten zu können durch entsprechende Vorsichtsmaßnahmen bei der Herstellung und Behandlung der Stahlblöcke und beim Walzen und Ausrichten der Schienen. Änderungen in den Abnahmebedingungen der Reichsbahn haben auch schon sehr dazu beigetragen.

Schwieriger ist es, die Zahl der Schienenbrüche einzudämmen, die durch Beschädigungen entstehen, die die Schiene von außen her erhält. Oft kommt es vor, daß ein Bahnunterhaltungsarbeiter aus mangelnder Vorsicht mit der Stopfhacke auf die Schienenfußkante schlägt. Einkerbungen an diesen Stellen führen fast unfehlbar, früher oder später, zu einem Bruch. Ähnlich steht es mit den vielen Radschleudernstellen, also mit jenen Zerstörungen auf den Laufflächen der Schienen, die die Lokomotivführer auf dem Gewissen haben, wenn sie Lokomotivtreibräder örtlich schleifen lassen. In beiden Fällen sind Aufklärung und Erziehung die einzigen Mittel zur Abhilfe. Meine Erwartungen in dieser Hinsicht sind jedoch recht bescheiden.

Viele Schienenbrüche trifft man immer wieder, die sich aus einem kleinen Längsriß im Schienenfuß entwickelt haben, und zwar zumeist an den Auflagerstellen der Schienen auf den Schwellen. Es wurde häufig beobachtet, daß dieser Längsriß meist neben der Schwelle abbiegt und dann zu einem Querriß im Schienenfuß übergeht, der seinerseits natürlich bald an dieser Stelle zu einem vollen Schienenbruch führt. Man kann sich diese Brucherscheinungen ganz gut als eine Folge davon erklären, daß die Eisenkristalle an der Unterseite des Schienenfußes senkrecht stehen, und zwar in langen Zeilen parallel zur Schienenachse. Die Kristalle werden bekanntlich beim Auswalzen der Schienen in diese Paradedstellung gezwungen. Liegt nun zufällig der so beschaffene Schienenfuß durch irgendwelche unglücklichen Umstände nur mit den Kanten auf seiner Unterlage auf, dann wird er auf der Unterseite in der Querrichtung stark gezogen. Dieser Beanspruchung kann er auf die Dauer nicht widerstehen. Die Längszeilen der Kristalle wirken wie kleine Einkerbungen. Bei einer Dauerwechselbeanspruchung erweitern sie sich allmählich zu einem

*) Mielich, „Rad, Schiene und Wagenlauf“, Großdeutscher Verkehr 1941, Heft 5/6, S. 150.

Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens, 96. Jg. (1941), Heft 18.

*) Herwig, V. Stahl und Eisen 58, 1938, S. 1129.

klaffenden Spalt auf der Unterfläche des Schienenfußes, der sich, wie schon gesagt, im Laufe der Zeit zum vollen Durchriß und dann neben der Schwelle zu einem mehr oder weniger „anständigen“ Querbruch entwickelt. Es ist leicht möglich, daß hohe Eigenspannungen in den Schienen diesen Vorgang begünstigen. Durch die Einführung der Pappelholzzwischenlagen wurden die Auflagerverhältnisse der Schiene schon wesentlich verbessert. Man hofft außerdem, dieser Art von Schienenbrüchen dadurch wirkungsvoll zu begegnen, daß man die Profilierungsfolge beim Auswalzprozeß der Schiene ändert. Es ist bereits gelungen, Schienen zu erzeugen, bei denen im Endzustand der Profilierung die Eisenkristalle in den maßgebenden Zonen des Schienenfußes waagrecht liegen.

Die Statistik hat ferner offenbart, daß 60% aller Schienenbrüche am Stoß in der Laschenkammer auftreten. Diese Schienenbrüche gehen fast durchweg vom Steg aus, und zwar von den Bohrlöchern für die Laschenbolzen. Hier ist es schon schwerer, eine klare Begründung anzugeben. Unser Gefühl sagt uns, daß der Kraftfluß und die Beanspruchungsverhältnisse beim Schienenstoß recht verschieden sein müssen, je nach der Verspannung der Laschen und der Unterstopfung der Stoßschwellen, also je nach dem Unterhaltungszustand. Ein schlecht unterhaltener Schienenstoß mit ausgeschlagenen Laschen wird von der darüberrollenden Last nicht wie die übrige Schiene statisch beansprucht, sondern hier regiert der dynamische Stoß. Das heißt, die Beanspruchung steigert sich unter Umständen auf ein Vielfaches, und zwar dürfte es vorwiegend die Querkraft sein, die den Widerstand der Schiene bis zum Bruch herausfordert. Der Ausgang der Bruchstelle in der Nullzone unterstützt diese Anschauung. Allerdings müssen wir hier auch die Tatsache berücksichtigen, daß gerade im Schienensteg die spröden Seigerungszone des Schienenwerkstoffes zusammengedrängt werden, die nur zu leicht geneigt sind, an den beim Bohren der Laschenlöcher unvermeidlichen kleinen Anrißstellen zu rosten und den Ausgangspunkt eines Bruches zu bilden.

Dieses ganze Gebiet ist meines Erachtens einer gründlichen Forschung noch sehr wert.

A. Wenn man aber zum lückenlosen Gleis übergeht, kann man sich diese Mühe sparen, denn dann fallen die Brüche an der Laschenkammer weg! Nachdem sie, wie Sie sagen, 60% aller Schienenbrüche ausmachen, erscheint mir der Vorteil übrigens recht beachtlich. An der Güte des geschweißten Stoßes braucht man doch nicht mehr zu zweifeln. Er hat sich meines Wissens im Betriebe bereits bestens bewährt.

B. Darauf werden wir noch zu sprechen kommen. Zunächst aber noch etwas anderes aus der Statistik.

Aufschlußreich ist, daß sich in einem klimatisch normalen Jahr die Schienenbrüche, und zwar alle Arten, fast gleichmäßig über das ganze Jahr verteilen. Nur wenn ein ganz strenger und langanhaltender Winter herrscht, schnellt die Zahl der Schienenbrüche in dem kurzen Zeitraum gewaltig in die Höhe. Während in einem normalen Jahr im Reich ungefähr 2000 bis 3000 Brüche gezählt wurden, sind die Zahlen in den strengen Wintern 1928/29 und 1939/40 gleich auf ungefähr 8000 bis 9000 gestiegen. Der Einfluß der Kälte ist dadurch einwandfrei erwiesen, ob sie unmittelbar oder mehr mittelbar wirkt, ist jedoch noch reichlich unklar. Der Anteil, der auf Frostbeulen im Unterbau zurückzuführen ist, ist verhältnismäßig gering. Wir können, wenn wir hier tiefer eindringen wollen, leider nur Vermutungen aussprechen. Meines Erachtens bestehen drei Möglichkeiten:

Erstens: Der Schienenwerkstoff ändert bei strenger Kälte seine Eigenschaft, er wird spröder. Diese Meinung wird von verschiedenen Fachleuten vertreten. Wie stark die Sprödigkeitszunahme ist und wie weit sie von der chemischen

Zusammensetzung des Werkstoffes abhängig ist, muß noch erforscht werden.

Zweitens kann es bei langen Kälteperioden vorkommen, daß die Nachgiebigkeit des Oberbaues im hohen Maße vermindert wird, als Folge einer durch und durch festgefrorenen Bettung. Etwaige Stöße und Schläge auf die Schiene, wie sie besonders unrunde Räder erzeugen, können nicht mehr genügend abgefedert werden. Die Beanspruchung ändert sich und steigt auf ein Mehrfaches. In ganz krassen Fällen ist die Schiene plötzlich einer gewaltigen Querkraft ausgesetzt, der sie nicht standhalten kann und schon haben wir einen der vielen „Querbrüche ohne besondere Anzeichen“. In mildereren Fällen begnügt sich der Schlag mit einem Anriß, der dann nach geraumer Zeit, vielleicht erst im Sommer, als Dauerbruch in Erscheinung tritt.

Drittens mag noch dazu kommen, daß die Schienen vorübergehend mit Zugkräften belastet werden, weil in der festgefrorenen Bettung der Gleisrost in seinem Bestreben, sich zusammenzuziehen, gehemmt wird. Ich schätze, daß die S 49-Schiene ungefähr 50 t auf diese Weise erhalten kann und ich glaube, daß eine derartige Zugkraft bereits in der Lage ist, die Bruchbildung zu fördern.

Wahrscheinlich wirken in den meisten Fällen alle drei Anteile zusammen und sie verursachen natürlich auch, daß kranke Stellen, wie ich sie eingangs erwähnt habe, im strengen Winter leichter aufbrechen. Den Kältebrüchen in Zukunft durch irgendwelche Maßnahmen restlos beizukommen ist wohl ein lobenswerter Vorsatz, wird aber wahrscheinlich eine schöne Hoffnung bleiben.

A. Kann man hier denn nicht grundsätzlich dadurch helfen, daß man einfach Schienen aus zäherem Stahl herstellt?

B. Auf diesen Einwand habe ich gewartet! So einfach ist das aber leider nicht. Die Kunst der Eisenhüttenleute hat ihre Grenzen! Wir verlangen auf der einen Seite vom Schienenstahl große Härte und Verschleißfestigkeit und wünschen eine möglichst hohe Quetschgrenze und Sie wollen nun auf der anderen Seite auch große Zähigkeit haben. Die beiden Eigenschaften stehen sich beim Schienenstahl, wenn ich so sagen darf, feindlich gegenüber. Wenn ich die eine besonders pflege, geht es auf Kosten der anderen. Solange uns kein grundsätzlich besserer Werkstoff für die Schienen zur Verfügung steht, müssen wir es schon bei gegenwärtigen Zähigkeitsverhältnissen belassen.

A. Sie sagten doch vorhin, daß so ein Schienenbruch fast stets eine harmlose Angelegenheit darstellt. Soll dies etwa beim durchgehend geschweißten Gleis nicht mehr gelten?

B. Das ist es ja eben! Bei unseren jetzigen, lückig verlegten, kurzen Schienen haben wir, wenn wir von dem vorübergehenden Zustand der festgefrorenen Bettung absehen, auch bei strengster Kälte, also bei -30°C keine nennenswerten Zugkräfte. Die Schienen können sich zusammenziehen. Die Stoßlücken sind groß genug und erreichen ihre größte Öffnung erst bei diesen tiefen Temperaturen. Bei durchgehender Schweißung ändert sich jedoch das Bild völlig. Nehmen wir eine neutrale Temperatur von $+15^{\circ}\text{C}$, wie sie vielfach vorge schlagen wird, und setzen wir hier noch $+7^{\circ}\text{C}$, als obere zulässige Einbaubegrenzung hinzu, dann ergibt sich eine größte Temperaturerniedrigung von 52°C , die sich gänzlich in Spannungen umsetzt. Das heißt: Eine S 49-Schiene wird auf lange Dauer mit 82 t-Zug belastet, was ungefähr 1300 kg/cm^2 Zugspannung entspricht. Diese Belastung ist neuartig und zusätzlich! Jegliche Erfahrungen über ihre Auswirkung fehlen! Sie fehlen sowohl für den normalen Schienenkörper wie für den geschweißten Stoß. Meinem Gefühl nach muß diese hohe Vorbelastung stark bruchfördernd wirken. Eine gründliche Forschung ist hier noch nötig; ihr mag es über-

lassen werden, genauere Zahlen zu liefern. Mich würde es jedenfalls nicht überraschen, wenn sich bei den verschiedenen lückenlosen Versuchsgleisen nach etlichen Jahren Liegedauer in einem sehr strengen Winter plötzlich haufenweise Schienenbrüche zeigen und dies auch bei sonst gutem Schienenstahl.

A. Vielleicht sehen Sie doch zu schwarz! Aber um auf meine vorige Frage zu kommen, worin soll nun das besonders Gefährliche beim Schienenbruch eines durchgehend geschweißten Gleises liegen?

B. Es scheint mir daran zu liegen, daß beim winterlichen Schienenbruch die Bruchflächen nicht mehr wie bisher dicht aneinander liegen bleiben, sondern entzweigerissen werden zu einer mehrere Zentimeter großen Lücke. Bedenken Sie, mehr als 80 t Zugkraft werden plötzlich frei! Es ist ferner wahrscheinlich, daß auch diese ruckartige Auslösung der Kräfte das gesamte Gleis ein klein wenig nach der Seite verschoben wird. Ich kann mir vorstellen, daß die Fahrkanten der Schienen an den Bruchstellen nicht mehr zusammenpassen, sondern sich in ihren Verlängerungen in einem kleinen Winkel schneiden oder mit einer Versetzung aufeinanderstoßen. Dieses kann schon beim ersten Befahren zu einer Entgleisung und damit zu einem Unfall führen. Wir sind gegenwärtig leider noch gezwungen, uns hier allein auf unsere Phantasie und unser technisches Gefühl zu verlassen. Auch hier wird eine gründliche Forschung hoffentlich bald zeigen, ob ich zu schwarz sehe. Ich würde mich sehr freuen, wenn meine Bedenken sich als übertrieben und nichtig herausstellen würden.

Zum Schluß dann noch ein sehr wesentlicher Umstand, den wir ja nicht vergessen dürfen! Die Beseitigung eines Schienenbruchs, auch wenn er sich als harmlos erwiesen haben sollte, bereitet ganz erhebliche Schwierigkeiten. Da die Kälte in der Regel lang dauert und man nicht warten kann, bis es Frühling geworden, die Wiederherstellung der lückenlosen Schiene jedoch die Beachtung der neutralen Temperatur erfordert, muß die große Lücke künstlich geschlossen werden. Das Zusammenrücken der Schienenenden kann man entweder unter Benützung schwerer und kostspieliger Einspannvorrichtungen durchführen, oder mit Hilfe von Flammenwerfern zur vorübergehenden Erwärmung der Schienen. Jedenfalls sind hier Vorkehrungen nötig, die sehr umständlich sind und mit allem Drum und Dran so teuer kommen, daß schon verhältnismäßig wenig Schienenbrüche genügen, um den ganzen finanziellen Vorteil der durchgehenden Schweißung aufzuzehren.

A. Das ist allerdings sehr trübe. Sie vermuten nicht nur eine Vermehrung der Brüche im Winter, sondern auch noch eine betriebsgefährliche Verformung des Gleises an der Bruchstelle. Das sind unerwartete Eröffnungen, die die Verwirklichung des lückenlosen Gleises tatsächlich sehr gefährden. Und obendrein die teureren Ausbesserungen eines Bruches!

B. Es tut mir leid, wenn ich Sie etwas enttäuscht habe, aber so ist einmal der gegenwärtige Stand der Dinge. Jedenfalls gibt es hier noch viel zu forschen und zu arbeiten, bis man eines Tages ehrlich sagen kann, diese Seite der Angelegenheit ist überwunden.

A. Hoffentlich wissen Sie mir nun über die andere Seite etwas Tröstlicheres zu berichten. Die Literatur über die Gleisstabilität ist ja in den letzten Jahren sehr umfangreich geworden. Von den verschiedenen Abhandlungen, die ich in die Hände bekam, habe ich allerdings immer nur den Anfang und den Schluß gelesen, den Hauptteil mußte ich mir jedesmal schenken, da er zuviel Mathematik enthielt. Unter uns gesagt, ich bin gegen hochmathematische Arbeiten immer etwas mißtrauisch. Es mag sein, weil ich diese Wissenschaft selbst nur mehr kümmerlich beherrsche, aber hauptsächlich deshalb, weil ich vermute, daß die Aufsteller langer Drahtverhauforneln sich

lieber in ihrer „reinen Sphäre der Zweckfreiheit“ tummeln, als auf dem steinigen Boden der Wirklichkeit dahinzuschreiten, und daß sie sich nur zu gerne an irgend einer Teilschwierigkeit festhaken, um des mathematischen Genusses willen. Die Wissenschaft an sich in Ehren, aber ich meine, es sollte doch auch stets etwas Praktisches dabei heraus schauen und dies habe ich bei vielen Abhandlungen leider vermißt.

B. Sie mögen nicht ganz unrecht haben, aber die Frage der Gleisverwerfung ist nun einmal eine recht heikle Sache, deren Lösung einen gewissen Aufwand an Mathematik unbedingt erfordert.

A. Ich für meine Person ziehe einen handfesten Versuch jeder noch so schönen theoretischen Abhandlung vor.

B. Mit dieser Auffassung stehen Sie nicht allein. Das würde in diesem Falle jeder einigermaßen vernünftige Mensch tun. Es ist nur sehr schwer und sehr kostspielig, Gleisverwerfungsversuche zu machen, die den tatsächlichen Verhältnissen in ihrer erwiesenermaßen gefährlichsten Form hinlänglich ähneln. Und welcher Forscher hat hierzu die Mittel und die Möglichkeit?

A. Die Knickversuche, die Professor Raab in Karlsruhe anstellt, sind doch eine ganz ausgezeichnete Sache! Was wollen Sie noch mehr?

B. Mit diesen Versuchen allein darf man sich noch lange nicht zufrieden geben! Ihre Ausbeutungsmöglichkeit für die Praxis ist nur gering. Es wäre ein Irrtum zu glauben, aus Ihnen alle notwendigen Erkenntnisse schöpfen zu können.

A. Das müssen Sie mir noch auseinandersetzen.

B. Ich glaube es ist zweckmäßiger, bevor wir hierauf näher eingehen, uns zunächst der theoretischen Betrachtungsweise zuzuwenden. Ich werde mich dabei auf das Grundsätzliche beschränken und die zweifelhaften oder umstrittenen Gesichtspunkte besonders herausstellen. Sie brauchen keine Angst zu haben, wir versuchen ohne Mathematik auszukommen.

Das Problem liegt hier, ganz grob gesehen, darin, daß die in den Schienen aufgespeicherten Druckkräfte sich entspannen wollen und daß der Gleisrost durch sein Gewicht, durch seinen Reibungswiderstand in der Bettung und durch seinen Verbiegungswiderstand, sowohl nach oben als auch nach der Seite hin sich dem Entspannungsbestreben entgegensetzt. Die Frage, ob und unter welchen Umständen die nach Befreiung drängenden Druckkräfte über die verschiedenen Widerstände siegen werden, kann einigermaßen genau beantwortet werden, sobald man die einzelnen Faktoren mit ihren Größen kennt und sofern man sie nach den Gesetzen der Mechanik in eine einwandfreie Beziehung zu bringen versteht.

Wollen wir uns zunächst mit den Druckkräften und ihrem Größtwert beschäftigen. Die Druckkräfte werden im wesentlichen durch Temperaturerhöhung erzeugt. Der Größtwert ist abhängig von der neutralen Temperatur. Wie Sie schon vorhin sehr richtig erwähnt haben, ist man über deren zweckmäßigen Wert noch nicht einig und kann es auch nicht sein, solange die Frage der Schienenbrüche noch offen liegt. Manche Fachleute glauben nicht an die erhöhte Bruchgefahr und schlagen leichten Herzens eine hohe neutrale Temperatur vor, z. B. + 25° C, um so auf bequeme Weise die gefährlichen Druckkräfte niedrig zu halten. Andere aber fürchten sich besonders vor den hohen Zugkräften im Winter und trachten danach diese möglichst zu verringern durch Tiefsetzen der neutralen Temperatur, z. B. auf + 5° C. Ich für meine Person vermute jedoch, daß auch dieses gutgemeinte Entgegenkommen noch lange nicht ausreicht. Noch tiefer herabzugehen ist aber ausgeschlossen, wenn man auf eine noch billige Einbauweise Wert legt und das müssen wir ja. Doch lassen Sie uns einmal diese noch unausgekohten Streitfragen zur Seite schieben, und nehmen wir wieder als neutrale Temperatur den Mittelwert der

Schientemperatur, also $+15^{\circ}\text{C}$ an. Ziehen wir hiervon 70°C ab, als untere Einbaubegrenzung, dann bleibt von $+8^{\circ}$ bis zu $+60^{\circ}\text{C}$, der höchsten Schientemperatur in unseren Breiten, eine Differenz von 52°C übrig, die sich diesmal in Druck umsetzt. Also 82 t Druckkraft in jeder Schiene S 49 oder 1320 kg/cm^2 Druckspannung.

Vergleiche mit den höchsten Druckkräften in unseren jetzigen Gleisen zeigen, daß der Druckkraftzuwachs bei Einführung des lückenlosen Gleises gar nicht so erheblich ist. Er wird vielfach überschätzt. Je nach den Verlegungsverhältnissen beträgt die Steigerung nur 10 bis 20 t.

Hier wäre aber noch hinzuzufügen, daß beim lückig verlegten Gleis, und zwar selbst beim Reichsbahnoberbau, hier und da noch Schienenwanderungen auftreten, wir also mit einem Vorgang rechnen müssen, der durch den Betrieb verursacht wird und zur Folge hat, daß sich die Stoßlücken an einigen Stellen schon bei wesentlich tieferen Temperaturen schließen, als es nach den Verlegungsvorschriften der Fall sein soll. Durch gewissenhafte Beobachtung der Strecke, besonders im Frühjahr, kann die Wanderung rechtzeitig festgestellt werden. Ihre Behebung vermeidet eine zusätzliche Steigerung der Druckkräfte im Sommer.

A. Beim lückenlosen Gleis ist doch der Vorgang der Schienenwanderung ausgeschlossen!

B. Das wohl; es ist aber denkbar, daß sich auf andere Weise eine Druckkraftanhäufung bildet. Wenn nämlich in ein und demselben Gleisabschnitt durch immer wiederkehrendes, außerordentlich starkes Abbremsen der Fahrzeuge der gesamte Gleisrost stets in gleicher Richtung etwas verschoben wird, — und dies könnte eintreten, wenn die in das Gleis abgeleiteten Bremskräfte größer sind als der Längsverschiebungswiderstand des belasteten Gleisrostes in der Bettung —, dann bildet sich allmählich am Ende der Bremsstrecke eine Druckkraftaufstauung, die durch Reibung festgehalten wird. Zum Ausgleich stehen natürlich am Anfang der Bremsstrecke die Schienen auf einer gewissen Länge unter Zug. Es fragt sich nur, ob dies tatsächlich möglich ist. Von irgendwelchen Versuchen in dieser Richtung ist mir nichts bekannt. Wir müssen also auch hier wieder unser Gefühl anrufen und unser Schätzungsvermögen anstrengen.

Nehmen wir ein Lokomotivgewicht von 120 t an und den hohen Reibungsbeiwert von 0,30, dann erhalten wir eine Bremskraft von rund 36 t. Das heißt auf einen Meter Lokomotive treffen rund 3 t waagrecht gerichtete Bremskraft. Für einen Meter des unbelasteten Gleisrostes wurde ein Längsverschiebungswiderstand p im Schotterbett von 0,8 t bis 1,2 t gemessen. Belastet man den Gleisrost, dann steigt p zweifellos an. Welchen Wert es erreicht bei einer Auflast von 10 t/m, ist meines Wissens noch nicht ermittelt worden. Wahrscheinlich ist p in diesem Falle doch größer als 3 t/m, womit der gefürchtete Einwand erledigt wäre. Es kann freilich sein, daß mich mein Gefühl täuscht, aber auch das wäre nicht schlimm, da ja im Falle einer Gleisstaung die nächsten Züge durch ihre Walkarbeit für den baldigen Ausgleich der Druckkräfte sorgen würden. Eine ständige Wiederkehr einer sehr starken Bremsung an einer Stelle ist nun doch nicht zu erwarten.

Desgleichen können wir den Gesichtspunkt außer Beachtung lassen, daß der Gleisrost mit der gesamten Bettung auf einer durch schlechte Entwässerung schmierig gewordenen Unterbaukrone in Längsrichtung dahintrutscht. Gute Entwässerung ist und bleibt höchster Grundsatz beim Gleisbau!

Es bleibt also nur unsere „reine Temperatur-Druckkraft“ übrig. In einer theoretischen Behandlung des Verwerfungsproblems wurde vorgeschlagen, mit einem Druckkrafthöchstwert von 200 t/Gleis, d. i. 100 t/Schiene S 49 zu rechnen. Hier ist ein recht beachtlicher Sicherheitszuschlag enthalten. Wir wollen diesen Wert übernehmen!

A. Dann liegen doch die Ergebnisse der Karlsruher Versuche mit ihren hohen Knickkräften weit außerhalb des tatsächlich möglichen Bereiches?

B. Allerdings! Aber davon besser später. Was nun die Widerstände gegen die Gleisverwerfung betrifft, so brauchen wir uns beim Gewicht des Gleises nicht lange aufzuhalten. Es läßt sich erstens genau ermitteln und beträgt für den Normalfall — Reichsbahnoberbau auf Holzschwellen — 260 kg/m, und es kann zweitens festgestellt werden auf Grund theoretischer Berechnungen und auf Grund von Versuchen, daß lotrechte Ausknickungen des Gleises, denen also im wesentlichen das Gewicht entgegenwirkt, bei unseren neuzeitlichen schweren Oberbauarten nicht mehr vorkommen können. Die Sicherheit ist hier bereits groß genug! Wenn gelegentlich trotzdem vorgeschlagen wird, die Gleise bis zu den Schienenköpfen einzuschottern, so geschieht dies wohl weniger, um das Gleisgewicht zu erhöhen, als hauptsächlich deshalb, um die Schientemperaturen durch Verdeckung der Bestrahlungsflächen geringer zu halten. Auf diese Weise gelingt es zwar, die größte Gleisdruckkraft um fast 10% zu senken, ich persönlich bin aber trotzdem der Auffassung, daß man das Einschottern der Schienen bleiben lassen sollte. Auf den Vorteil einer dauernden Kontrollmöglichkeit der Schienen und der Schienenbefestigungsmittel möchte ich nicht gern verzichten.

Wollen die unter Druckstehenden Schienen nach der Seite hin ausweichen, nachdem sie nach oben nicht können, so werden sie, wenn auch nicht ganz allein, vom Seitenverschiebewiderstand des Gleisrostes daran gehindert. Es empfiehlt sich, diesen Widerstand zu etwas genauer unter die Lupe zu nehmen. Bei einer Seitenverschiebung

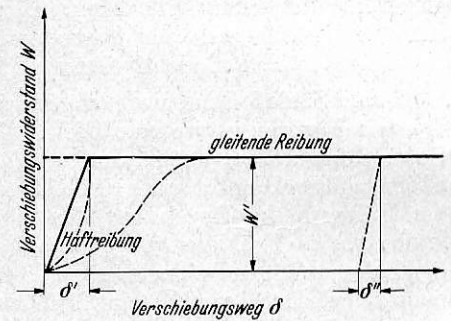


Bild 1. Beziehung zwischen Kraft W und Verschiebung δ bei einer seitlichen Verschiebung des Gleises.

stellt sich zunächst reine Haftreibung ein, es beginnt also mit einer kleinen Verschiebung auf elastischer Grundlage und erst nach Überwindung der Haftreibung tritt gleitende Reibung ein. Wenn wir versuchen, uns diesen Vorgang zu skizzieren, so können wir ein immerhin wahrscheinliches Bild erhalten (Bild 1). Ob bei einer Steigerung von w die elastische Verschiebung gleichmäßig auftritt oder in einer Potenzfunktion zunimmt, wie ich es gestrichelt eingezeichnet habe, ist für uns völlig gleichgültig, wie wir später sehen werden. Wird w' erreicht, dann reißt die Haftung ab und die gleitende Reibung setzt ein. Für kleine Verschiebungswege kann der Wert w' als konstant angenommen werden. Die Form unserer Beziehungslinie (w, δ) ist selbstverständlich in hohem Maße von dem Zustand der Bettung, ihrer Dichte und Verzahnung abhängig. Wird in einem theoretischen Grenzfall die Schwelle nur auf frischgeschütteter Bettung aufgelegt und nicht unterstopft, dann wird sich ein Verschiebungsbild zeigen, wie ich es punktiert angegeben habe. Gemessen wurden bis jetzt lediglich w' und die Rückfederung, die uns einen Wert δ'' lieferte, der nur einen Millimeterbruchteil ausmacht. Wie groß δ' ist, wissen wir noch nicht. Es wird je nach den Verhältnissen etwas schwanken. Ich glaube jedoch nicht weit daneben zu schätzen, wenn ich annehme, daß ihr Wert höchstens 1 bis 2 mm beträgt. So groß sind übrigens auch die örtlichen Abweichungen der Schienen von der Geraden. Jedenfalls ist die elastische Anfangsverschiebung so winzig, daß wir sie für unsere weiteren Untersuchungen vernachlässigen können. Wir rechnen einfach

so, als ob eine starre Bettung vorläge und w' sofort beginnt, also von vornherein mit jene Reibungsverhältnissen, wie sie im Augenblick des Ausknickens herrschen. Der Seitenverschiebewiderstand w' ist selbstverständlich recht verschieden, je nach der verwendeten Schwelle. Um einige Werte zu nennen: Bei den üblichen Holzschwellen im Schotterbett 0,8 t/m Gleis, bei Eischwellen 1,2 t/m und bei Holzschwellen mit Kapfen 1,6 t/m. Auch hier sind erhebliche Schwankungen in den Messungen zu verzeichnen.

A. Das wäre also Gewicht und Seitenverschiebewiderstand! Es fehlt dann noch der Verbiegungswiderstand des Gleisrostes!

B. Die Verbiegung nach oben ist eine einfache Angelegenheit. Hier sind lediglich die Trägheitsmomente der beiden Schienen in Rechnung zu stellen.

Die Verbiegung des Gleisrostes in der waagerechten Ebene dagegen bereitet uns einiges Kopfzerbrechen. Der Gleisrost ist kein Stab, sondern ein rahmenartiges Gebilde, das sich aus Schienen und Schwellen zusammensetzt, eine Art Vierendeelträger. Für unsere Rechnungen benötigen wir als Wertgröße für seinen Verbiegungswiderstand ein Trägheitsmoment und eine Materialkonstante. Man versucht sich nun dadurch zu helfen, daß man das Trägheitsmoment I eines eisernen Trägers einführt, der denselben Durchbiegungswiderstand besitzt wie ungünstigstenfalls unser Gleisrost.

A. Das Ersatzträgheitsmoment wird wohl auf dem Versuchswege gewonnen?

B. Ja. Ein 15 m langer Gleisrost, horizontal auf Rollen gelagert, wurde durchgebogen, wie diese Skizze (Bild 2) zeigt. Die Beziehung ($Q \cdot f$) wurde gemessen. Bei einem normalen Träger bleibt bekanntlich die Beziehung ($Q \cdot f$) eine Gerade. Bei unserem Gleisrost aus Reichsbahnoberbau dagegen ist sie eine ausgeprägte S-Kurve. Anfänglich bleibt die Durchbiegung sehr gering, erst von einer gewissen Belastung an geht sie schneller vor sich. Dies ist so zu erklären, daß an den Stellen größter Biegemomente die Schienen auf den Schwellen nach Überwindung eines gewissen Widerstandes waagrecht verdreht werden, unser Gleisrost wird also gelenkig, und je weiter wir ihn durchbiegen, desto mehr Auflagerstellen beginnen sich zu drehen, und zwar so lange, bis das größte Maß der Verdrehungsfähigkeit erreicht ist.

A. Beachtliche Bedeutung hat doch nur der erste Ast Ihrer Kurve?

B. Natürlich! Aus der Beziehung ($Q \cdot f$) kann man nun jeweils das Trägheitsmoment J , d. h. die Beziehung ($J \cdot f$) errechnen (Bild 3). Es zeigt sich, daß J anfangs bei kleiner Durchbiegung sehr groß ist, dann abnimmt, längere Zeit auf einen Kleinstwert verharrt und schließlich wieder ansteigt. Ich bitte diese Verhältnisse im Auge zu behalten. Hier liegt nämlich eine der Wurzeln eines noch immer blühenden Streitgestrüpps. Es ist zweckmäßig, um die Berechnung wesentlich zu vereinfachen, ein stets konstantes I zu verwenden, und zwar durchwegs den ermittelten Kleinstwert. Man rechnet dadurch sehr sicher. Das J_{\min} für den Reichsbahnoberbau wurde mit 1340 cm^4 festgestellt. Bei einem Oberbau mit vollkommen winkelsteifen Ecken schnell J_{\min} außerordentlich in die Höhe, bei Holzschwellen z. B. auf 17000 cm^4 .

A. Gestatten Sie mir bitte eine Bemerkung grundsätzlicher Natur! Wenn ich recht vermute, besteht das Ziel der theoretischen Anstrengungen doch darin, eine Formel zu finden, die uns erlaubt, die kritische Knickkraft zu berechnen. Ich denke da an eine Knickformel, wie man sie ähnlich benützt beim Berechnen von Säulen und anderen auf Druck beanspruchten Baugliedern und stelle mir vor, daß solch eine Formel im wesentlichen neben der Materialkonstanten noch das Trägheitsmoment des Gleisrostes und einen

Wert für den Seitenverschiebungswiderstand enthält. Die errechenbare Knickkraft wäre dann zu vergleichen mit der größtmöglichen Druckkraft, also bei Schienen S 49 mit 200 t, und es wird sich dabei zeigen, ob und inwieweit das Gleis knicksicher liegt. Wenn Sie nun aber derart starke Vereinfachungen, wie eben vorgetragen, beim Trägheitsmoment und beim Seitenverschiebungswiderstand gutheißen, berauben Sie sich doch von vornherein der Möglichkeit, die Knickkraft mit der heute in der Technik üblichen Genauigkeit zu bestimmen! Was Sie erhalten, kann doch höchstens eine grobe Annäherung sein!

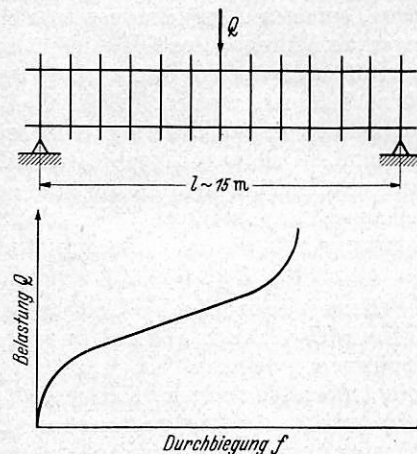


Bild 2. Horizontale Durchbiegung eines Gleisrostes. Beziehung zwischen Kraft Q und Durchbiegung f .

A. Mit dem Wunsche eine möglichst exakte Knickformel aufzustellen, so nach der Art Ihrer Vorstellungen, sind schon mehrere Forscher an das Gleisverwerfungsproblem herangetreten. Es waren meist Nichtingenieure und sie hatten für ihre Betrachtungen, was ja weiter nicht überrascht, ausschließlich das gerade, sehr genau verlegte Gleis in ihr scharfes Auge gefaßt. Das gerade, sehr genau verlegte Gleis ist aber ein Sonderfall! Eine theoretische Feinuntersuchung dieses Sonderfalles kann sich freilich unsere Vereinfachungen nicht leisten. Sie muß mit elastischen Verschieblichkeiten des Gleisrostes rechnen und obendrein noch mit einer über die Quetschgrenze des Schienenwerkstoffes hinausgehenden Beanspruchung, weil anders als auf diese zwei Arten die für die Ausknickung nötige Druckkraftexzentrizität gar nicht aufkommen kann. Da sich aber die Werte der elastischen Querverschiebung und des Trägheitsmomentes für den Beginn der Bewegung kaum richtig ermitteln, geschweige denn in eine brauchbare mathematische Form kleiden lassen und außerdem die Aussicht, daß der Schienenquerschnitt teilweise plastisch wird, das Ganze noch um ein Vielfaches verwickelter macht, muß der Genauigkeitsehrgeiz schon bei dem Sonderfall mit den allergrößten Schwierigkeiten kämpfen und er wird diese wohl nie in befriedigender Weise theoretisch überwinden. Der praktische Nutzen eines derartigen Kampfes ist im übrigen sehr umstritten.

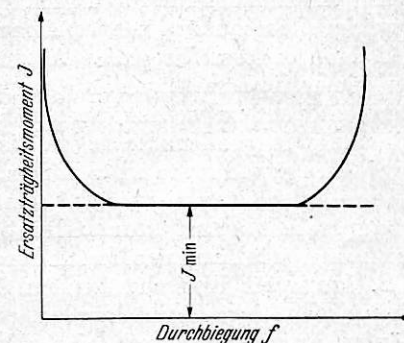


Bild 3. Horizontale Durchbiegung eines Gleisrostes. Beziehung zwischen Trägheitsmoment J und Durchbiegung f .

In diesem Zusammenhang möchte ich noch bemerken, daß es mich jedenfalls nicht befriedigen kann, wenn jemand eine hübsche, kurze Formel präsentiert und dabei behauptet, nun das ganze Gleisverwerfungsproblem theoretisch gelöst zu haben, aber sobald es an das Einsetzen von Zahlenwerten geht, bedauernd mit den Achseln zuckt, und sich schließlich auf den Vorschlag zurückzieht, die noch unbekanntenen Zahlenwerte, aus einem eigens am Versuchsgleis anzustellenden Knick-

versuch zu ermitteln, da sie natürlich für den Augenblick der Verwerfung stimmen müssen.

Man kann sich beim Lesen vieler Abhandlungen des Eindruckes nicht erwehren, die jeweiligen Verfasser haben vergessen, daß es bei der Eisenbahn auch Krümmungen und Übergangsbogen gibt, die unter Druck stehen, daß unsere Gleise nicht mit mathematischer Genauigkeit auf dem Schotterbett liegen, sondern Abweichungen von durchaus endlicher Größe zeigen, daß ferner diese Gleise nicht tot ruhen, sondern starken Erschütterungen ausgesetzt sind, und vor allem, daß diese Gleise befahren werden. Beim Befahren wird das Gleis abwechselnd von der Unterlage abgehoben und dann wieder gewaltsam auf sie zurückgepreßt und die Fahrzeuge stoßen mit ganz erheblichen Kräften seitlich gegen das Gleis und versuchen es zu verrücken. Es ist auf Grund unwiderleglicher Erfahrungen erwiesen, daß Gleisverwerfungen bei Einwirkung des fahrenden Zuges leichter möglich sind, als selbsttätig.

Eine theoretische Untersuchung darf sich unter keinen Umständen bloß auf den Sonderfall des unberührten, genau liegenden, geraden Gleises beschränken, sondern sie muß, wenn sie brauchbar sein will, alle die genannten Eigenheiten und Einflüsse ausreichend berücksichtigen.

A. Bei dieser Fülle von Gesichtspunkten kann ich mir allerdings schon vorstellen, daß man auf eine ganz exakte theoretische Lösung für die Gleisstabilität verzichten muß.

B. Wir können tatsächlich nur Annäherungsergebnisse erzielen. Wir sind gezwungen viele und teilweise sogar recht grobe Vereinfachungen vorzunehmen, um überhaupt zu einem Ergebnis zu kommen. Die Vereinfachungen gehen natürlich immer nach der sicheren Seite hin.

A. Welchen Lösungsweg halten Sie nun für den richtigsten?

B. Wir werden nicht darauf abzielen, die Druckkräfte zu vergleichen, wie Sie vorhin meinten, sondern prüfen wir die Sicherheit des Gleises gegen Verwerfen auf eine andere Weise. Wir setzen zunächst in unsere Rechnungen diejenigen Werte ein, die mehr oder weniger feststehen, also erstens den wirklichen Höchstwert für die Druckkraft, zweitens das für die jeweilige Oberbauform kennzeichnende Trägheitsmoment J_{\min} und dann drittens die größte Abweichung der Gleisachse von der geometrisch richtigen Ausgangslage, wie sie im Betriebe ohne entdeckt zu werden, noch möglich ist. Alsdann fragen wir uns, wie groß unter diesen Umständen der Seitenverschiebungswiderstand w mindestens sein muß, damit das Gleis lagebeständig bleibt. Am Seitenverschiebungswiderstand kann der Gleisbauingenieur am einfachsten wirkungsvolle Änderungen treffen. Reicht z. B. das w für Holzschwellen im Schotterbett nicht aus, so nimmt man eben Eisenschwellen, oder man befestigt an den Köpfen einiger oder auch aller Holzschwellen, je nach den Erfordernissen, eiserne Kappen, die mit ihren senkrechten Schaufeln tief in die Bettung greifen und so den Seitenwiderstand gewaltig steigern.

A. Schön! Die Zielsetzung Ihrer theoretischen Untersuchung leuchtet mir als zweckmäßig ein. Nur das mit der praktisch größtmöglichen Abweichung der Gleisachse von der geometrisch richtigen Ausgangslage müssen Sie mir noch etwas erläutern, das ist mir noch nicht ganz klar.

B. Sie haben richtig erkannt, daß dieser Punkt noch etwas verschwommen ist! Hier wäre nun folgendes zu sagen: Unsere Gleise werden zwar mit peinlicher Genauigkeit verlegt, es besteht aber nicht die sichere Gewähr, daß sie ständig in dieser sauberen Lage bleiben. Sie sind ja schließlich nicht einbetoniert! Es können sich im Laufe der Zeit an irgendwelchen Stellen fehlerhafte Abweichungen bilden, die wir als Störungen

der Gleisachse bezeichnen wollen und für die sich verschiedene Ursachen finden lassen, wie Nachgeben des Untergrundes, Einfluß der Fahrzeuge durch Seitenkräfte und durch Abheben des Gleises, Erschütterungen, auch im Zusammenhang mit Längsverschiebungen des Gleisrostes, Lockerung der Spannmittel usw. Es ist selbstverständlich, daß ein Gleis, wenn es seitlich verformt, also gestört ist, leichter zum Ausknicken neigt. Diese Störungen können jedoch nicht ins Uferlose wachsen, da die Strecken, wie Ihnen sicher bekannt ist, laufend beobachtet werden. Von einer gewissen Größe ab werden die Störungen unfehlbar entdeckt, entweder vom Streckenläufer, oder sie fallen vorher schon beim Befahren sehr unangenehm oder sogar beängstigend auf. Die Frage, wo nun die kritische Störung liegt, von der ab sie entdeckt und beseitigt wird, muß noch genau untersucht werden. Es empfiehlt sich, beim Schätzen vorsichtig zu sein; aber das eine ist klar: Je größer man den Wert wählt, desto sicherer rechnet man. Im gekrümmten Gleis wird man mit steigender Krümmung größere Werte in Ansatz bringen müssen. Es wurde vorgeschlagen, in der Geraden $f = 2$ cm, im Bogen $f = 3$ bis 4 cm anzunehmen, für eine sinusförmige Störungslänge von 10 bis 20 m.

A. Von dieser Schätzung werden natürlich die Ergebnisse der theoretischen Untersuchung stark beeinflusst! Das ist nicht gerade ideal, aber wohl nicht zu umgehen! Nun noch etwas anderes! Wir reden da immer von Seitenkräften der Fahrzeuge, haben diese aber noch nicht in Ihren Rechnungen berücksichtigt. Wie steht es damit?

B. Darauf wollte ich eben kommen! Führt man eine Untersuchung in der bisher skizzierten Art durch, dann erhält man die Ergebnisse für die selbsttätige Ausknickung. Das ist an sich ganz interessant, aber noch nicht ausreichend. Ich habe schon gesagt, daß unter einem fahrenden Zug die Verwerfung unter Umständen leichter eintreten kann. Die gefährlichste Art der Ausknickung ist für uns selbstverständlich maßgebend. Wir müssen also in unsere Rechnungen noch eine Seitenkraft Q einführen und es leuchtet ein, daß es wünschenswert ist, den Einfluß dieser Seitenkraft als eine Art Zusatz zu formulieren. Die Energiemethode ermöglicht diesen Wunsch, allerdings nur näherungsweise. Man nimmt eine Seitenkraft von einer gewissen Größe an, waagrecht und in einem Punkte der größten Abweichung rechtwinklig zur Gleisachse wirkend. Man kann die Größe vorerst ebenfalls nur schätzen. Q muß als überschüssige Seitenkraft definiert werden, d. i. als die tatsächliche Seitenkraft, die das Fahrzeug auf das Gleis ausübt, abzüglich der Zunahme des Seitenverschiebungswiderstandes infolge Auflast. Es wurde vorgeschlagen, $Q = 1t$ anzunehmen, und zwar statisch wirkend, es wurde dabei aber selbst zugegeben, daß diese Zahl noch auf sehr schwachen Beinen steht. Die Seitenkräfte können herrühren von stark schüttelnden Wagen und in der Krümmung auch von unausgeglichenen Fliehkräften und vom Führungsdruck der Fahrzeuge. Hier eröffnet sich noch ein reiches Feld für die Forschung. Wir hoffen besonders, daß die Versuchsämter der Reichsbahn in Berlin-Grunewald mit ihren umfangreichen Messungen an Wagen und Lokomotiven wertvolle Beiträge für unser Problem liefern werden.

A. Wie ich sehe, sind Sie also auch hier noch angewiesen mit recht groben Annahmen zu operieren! Können Sie mir ganz kurz etwas über die Energiemethode sagen?

B. Kurz angedeutet, dreht es sich hier um folgendes: Man nimmt nach Erfahrung und nach physikalischem Empfinden für die Störung der Gleisachse eine ganz bestimmte Form der Biegelinie an, z. B. eine Kurve, die sich aus mehreren Sinuslinien zusammensetzt (Bild 4). Die größte Abweichung der Biegelinie von der Grundform der Achse sei f . Man kann sich nun für diese Verbiegung f ohne besondere Schwierigkeiten die erforderlichen Arbeiten, d. h. den Energieaufwand, ausrechnen

für die Gleisverschiebung bei konstantem w und die Gleisverbiegung bei konstantem J , wobei die verwendete Knicklänge l dadurch gekennzeichnet ist, daß sie einen Kleinstwert für die Summe beider Arbeiten liefert. Dazu kommen nun andererseits die Arbeiten der Schienendruckkräfte P und der Seitenkraft Q . Die letztgenannten seien negativ, im Gegensatz zu den vorherigen Arbeiten, deren Werte wir mit einem positiven Vorzeichen versehen. Ist nun für eine weitere kleine Verschiebung df die augenblicklich aufzuwendende Gesamtarbeit dA positiv, dann liegt das Gleis noch stabil; ist sie negativ, befindet sie sich bereits im Zustande des Ausknickens; ist sie null, dann liegt der kritische Übergangszustand vor. Es ist bereits ein vereinfachtes Verfahren ermittelt worden*), das uns erlaubt, in Kürze den kritischen Übergangszustand jeweils zu finden oder für unsere besondere Fragestellung den Mindestwert für w anzugeben, bei dem das Gleis noch stabil liegen bleibt. Vergleiche mit feineren Rechenverfahren haben gezeigt, daß die Energiemethode hinreichend genau ist und es wird allgemein begrüßt, daß man sie ohne besondere Schwierigkeiten auch für gekrümmte Gleise verwenden kann.

A. Nun, das genügt mir; jetzt bin ich einigermaßen im Bilde! Ich möchte nur gerne das Ganze nochmals kurz zusammenfassen:

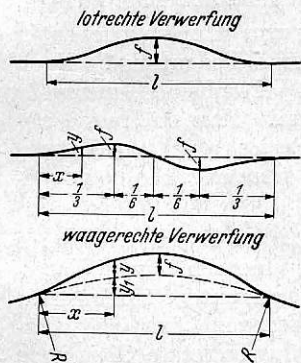


Bild 4. Wahrscheinliche Formen der Biegelinie des Gleisrostes beim Beginn der Verwerfung.

Sie benützen also diese Energiemethode und prüfen damit die Stabilität des Gleises, sogar für den ungünstigen Fall der Einwirkung des fahrenden Zuges. Sie führen einen praktischen Größtwert für die Schienendruckkraft ein, erlauben sich für den Seitenverschiebewiderstand und das Trägheitsmoment gewisse vereinfachende Annahmen und sind mangels geeigneter Forschungsunterlagen gegenwärtig noch gezwungen, die größtmögliche Gleisstörung und die Seitenkraft der Fahrzeuge grob zu schätzen. Ihre Vereinfachungen sowohl, wie Ihre Schätzungen haben Sie stets vorsichtig nach der sicheren Seite hin verlegt. Sollten Änderungen am Gleis notwendig sein, so werden sie nur am Seitenverschiebungswiderstand vorgenommen.

Was haben Sie nun z. B. für den Reichsbahnoberbau herausgebracht?

B. Der Reichsbahnoberbau auf Eisenschwellen liegt bei einer Gleisdruckkraft von 200 t bis zu einer Krümmung von 300 m Halbmesser vollkommen verwerfungssicher. Bei Holzschwellen allerdings empfiehlt es sich, eiserne Kappen anzubringen, und zwar in flachen Bogen bereits an jeder vierten Schwelle. Bei Bogen mittlerer Krümmung an jeder dritten Schwelle und in scharfen Krümmungen an jeder zweiten Schwelle.

A. Eine Gewissensfrage! Würden Sie sich hinsichtlich der Stabilität die Verantwortung zu übernehmen getrauen, ein Gleis mit lückenloser Schiene nur in dem obengenannten Umfang auszurüsten? Genügt Ihnen tatsächlich allein schon die theoretische Untersuchung?

B. Ja, ich glaube, daß man diese Verantwortung übernehmen kann!

Selbstverständlich will ich damit nicht sagen, daß man nun jede weitere Forschung auf diesem Gebiet ruhig einstellen soll, im Gegenteil wir müssen unverdrossen nach größerer

Genauigkeit streben, müssen die verschiedenen Ungewißheiten noch eingehend studieren, wobei mir vor allem die Frage der Seitenkräfte der Fahrzeuge am Herzen liegt.

A. Sie glauben aber immerhin, auf die Ergebnisse der Karlsruher Versuche verzichten zu können? Meinen Sie nicht, daß es notwendig sein wird, Schienen mit höherer Quetschgrenze zu verlegen?

B. Ich möchte diese Versuche keineswegs missen. Sie brachten sehr interessante Ergebnisse und haben uns in manchen Auffassungen bestärkt. Es dreht sich aber bei diesen Versuchen, wenigstens bis jetzt, nur um die experimentelle Erforschung des schon besprochenen theoretisch kaum lösbaren Sonderfalles. Sie wissen doch, wie der Versuchsstand in Karlsruhe aufgebaut ist?

A. Ja. Ein ungefähr 46 m langes, gerades Normalgleis wurde im Schotterbett vorschriftsmäßig und sehr genau verlegt und mit den Enden in großen Betonwiderlagern eingespannt. Die Schienen werden elektrisch erwärmt, und zwar so lange bis sich das Gleis verwirft. Die Druckkräfte werden aus Erwärmung und Widerlagerverschiebung errechnet.

B. Auch die Deutsche Reichsbahn hat vor einigen Jahren auf diesem Versuchsstand eine Anzahl künstlicher Gleisverwerfungen ausführen lassen. Ein Ausschuß besonderer Fachleute hat gemeinsam mit Professor Dr. Raab die Vorgänge sorgfältig beobachtet. Bei allen Versuchen lasteten ungefähr 280 bis 300 t Druck im Augenblick der Ausknickung auf dem Gleis. Druckkräfte in dieser Höhe sind aber, wie Sie ja selbst schon festgestellt haben, in der Praxis gar nicht mehr möglich. Von diesem Gesichtspunkt abgesehen, müssen wir bei Beurteilung der Ergebnisse noch folgende, sehr wichtige Tatsachen beachten. Die Widerlager sind nicht ruhig und fest liegen geblieben, sondern haben sich als Folge des unerhört hohen Druckes in der Längsrichtung verschoben und sind ein wenig aufgekippt. An den Einspannstellen wurden waagerechte und lotrechte Bewegungen von 1,5 bis 2,5 cm gemessen. Die Verschiedenheit bei den einzelnen Versuchen muß wohl mit dem Feuchtigkeitsgehalt des Bodens am Versuchstage zusammenhängen. Das Versuchsgleis selbst wurde im Anschluß an das Widerlager auf eine Länge von rund 10 m von der Bettungsunterlage abgehoben. Die Verwerfungen traten immer in diesem Bereich ein, also dicht am Widerlager, und zwar jeweils nach der Seite hin. Angesichts dieser Tatsachen drängt sich geradezu die Anschauung auf, daß die Bewegungen der Widerlager das Verwerfen des Gleises weitgehend gefördert haben.

A. Es ist schade, daß sich dieser Mangel eingeschlichen hat. Aber mit solchen Überraschungen muß man wohl bei allen größeren Versuchen am Anfang rechnen.

B. Zukünftig wird man sicher die Widerlager so verstärken, daß ein Kippen vollkommen ausgeschlossen und die Längsverschiebung beträchtlich vermindert wird. Ich glaube aber jetzt schon sagen zu können, daß dann zum Ausknicken des geraden, sehr genau verlegten Gleises noch wesentlich höhere Druckkräfte notwendig werden.

A. Warum glauben Sie das? Haben Sie eine bestimmte Meinung über die entscheidende Ursache dieser künstlichen Verwerfung?

B. Um die Deutung der Karlsruher Versuche hat man sich schon oft und mit großem Fleiß bemüht. Viele Forscher haben versucht, ihre unsicheren theoretischen „Feinuntersuchungen“ mit den Karlsruher Ergebnissen in Einklang zu bringen. Sie haben aber offenbar nicht gewußt, daß sich die Widerlager bewegten und daß das Gleis auf der Verwerfungsstrecke vorher abgehoben war, sonst hätten sie sich gewiß manche Mühe gespart, z. B. Werte für eine elastische Querverschiebung des Gleisrostes nachträglich auszurechnen. Auf diese Bemühungen brauchen wir nicht näher einzugehen; wir

*) Meier, H. Org. Fortschr. Eisenbahnwes. 1937, S. 369.

wissen, daß sie unmöglich zu einem richtigen Zahlenergebnis führen können.

Dagegen dürfte es empfehlenswert sein, in die Sache dadurch etwas Licht zu bringen, daß man sich für einige hohe Belastungsfälle beim geraden Gleis mit Hilfe der Energiemethode die kritischen Störungswerte f errechnet. Auf diese Weise gewinnt man Anhaltspunkte, die wertvolle Rückschlüsse zulassen. Für den Reichsbahnoberbau mit Holzschwellen und im Schotterbett erhalten wir z. B. unter Zugrundelegung eines Seitenverschiebewiderstandes $w = 8 \text{ kg/cm}$ und eine $J_{\min} = 1340 \text{ cm}^4$ folgende kritischen Störungswerte f :

P = 200	300	400 t
f = 4,0	2,1	1,2 cm
l = 30	24	21 m

Erst, wenn Ausbauchungen in diesen Größen und nach Art des Bildes 5 (Mitte) vorhanden wären, würde das Versuchsgleis durch die jeweiligen Druckkräfte P zum Ausknicken gezwungen werden. Da es aber ausgeschlossen ist, daß sich das anfänglich sehr genau verlegte Gleis selbsttätig elastisch, also mit Haftreibung, auf dem Schotterbett bis zu solch großen Störungswerten seitlich verschiebt, so bleibt als logische Folgerung nur übrig, daß der Schienenwerkstoff über seine Quetschgrenze beansprucht wurde, wenn das Versuchsgleis im Bereich der eben genannten P -Werte zum Ausknicken kommt. Bei den bisherigen Karlsruher Versuchen hat eine Gleisdruckkraft von ungefähr 300 t bereits genügt, um die Verwerfung zu erzeugen. Die Übernahme der Quetschgrenzentheorie wäre nunmehr ohne weiteres berechtigt, wenn das Gleis bis zur Verwerfung ruhig liegen geblieben wäre. Durch die Widerlagerbewegungen sind jedoch unnatürliche Verhältnisse ins Gleis gebracht worden, Verhältnisse, für die unsere Rechnungen nicht mehr passen. Wir müssen deshalb mit unserem Urteil noch etwas zurückhaltend sein! Sicherlich wurden beim gewaltsamen Herausheben des Gleistes den Schienen ganz erhebliche Biegespannungen zusätzlich auferlegt. Es ist nun einerseits denkbar, ja sogar wahrscheinlich, daß diese „unnatürlichen“ Biegespannungen im Verein mit den Druck-, Montage- und Eigenspannungen an einer gefährlichen Stelle des Schienenquerschnitts das kritische Spannungsmaß erreichten und daß also auch bei den bisherigen Karlsruher Versuchen das Überschreiten der Quetschgrenze die entscheidende Ursache zur Verwerfung darstellt. Es ist aber andererseits auch möglich, daß durch das Herausheben des Gleisrostes dessen Drang, sich seitlich zu verbiegen, nicht mehr genügend gebändigt werden konnte. Das kritische Störungsmaß ist hier geringer, da der Seitenverschiebewiderstand im Verwerfungsabschnitt außerordentlich geschwächt wurde. Zugunsten der Quetschgrenzentheorie spricht allerdings wieder, daß das Trägheitsmoment des Gleisrostes in Wahrheit anfänglich wesentlich größer ist, als es in die Rechnung eingeführt wurde. Ich neige dazu, von beiden Erklärungsmöglichkeiten die erste für die richtige zu halten und glaube deshalb, daß bei einem verbesserten Versuch durch den Wegfall der „unnatürlichen“ Biegespannungen erhöhte Druckspannungen notwendig sind, um die Verwerfung zu erzeugen.

Ich erzähle Ihnen dieses ganze Für und Wider deshalb etwas ausführlicher, weil schon recht viel über die bisherigen Karlsruher Versuche geschrieben worden ist und auch Folgerungen daraus gezogen wurden und weil es mir notwendig erscheint, das Problematische daran aufzuzeigen. Wir können jedoch hoffen, daß der Schleier bald gelüftet wird, der die wissensgierigen Blicke heute noch trübt, da Professor Dr. Raab in Zukunft beabsichtigt, bei den Verwerfungsversuchen die Gleisbewegungen sehr genau zu messen. Dies scheint auch mir der einzige Weg zu sein, zahlenmäßige Unterlagen und Klarheit zu erhalten.

Bei all dem müssen wir uns aber stets bewußt bleiben, auch wenn es einst gelingen sollte, einen unanfechtbaren Nachweis zu

erbringen, wo der schwache Punkt bei der künstlichen Verwerfung des sehr geraden Gleises liegt und wann er zur Auswirkung kommt, wir mit diesen Erkenntnissen doch nicht viel anfangen können. Die Beanspruchungsverhältnisse sind im Betriebe grundverschieden von denen beim Karlsruher Versuch, auch in seiner verbesserten Form. Wenn es dort möglich ist, das Ausknicken des Versuchsgleises zu erschweren und zeitlich dadurch noch etwas hinauszuschieben daß man einen Schienenstahl mit höherer Quetschgrenze verwendet, so wäre eine derartige Maßnahme für die wirklichen Verhältnisse höchstwahrscheinlich ohne jeden Belang. Überschlägige Spannungsadditionen für die tatsächlich möglichen Belastungsverhältnisse und andere Überlegungen zeigen eindeutig, daß die Beanspruchungen der Schiene, besonders an der Außenkante des Schienenfußes, stets noch weit im elastischen Bereich des gegenwärtigen Schienenwerkstoffes bleiben.

A. Das ist allerdings ein außerordentlich wichtiger Gesichtspunkt. Hoffentlich ist die überschlägige Spannungsaddition zuverlässig genug. Daraus wäre doch zu folgern, daß wir für das lückenlose Gleis mit Schienen in der gegenwärtigen Beschaffenheit auskommen?

B. Ja, ich bin überzeugt, daß wir die höchst unangenehme Forderung nach einem Schienenwerkstoff mit höherer Quetschgrenze als unangebracht und zuweit gehend ablehnen können.

A. Hat denn eine Weiterführung von Knickversuchen in der Karlsruher Art noch viel praktische Bedeutung? Nach allem, was Sie mir sagen, können diese Versuche doch nur mehr akademischen Forschungswert besitzen! Man müßte sie ändern! Glauben Sie nicht auch, daß sich doch noch etwas Verwertbares herausholen ließe? Wie wäre es z. B. mit folgender Anordnung:

Man belastet das Gleis nur mit 200 t Druck, verlegt es nicht sehr genau, sondern geht von einem mäßigen Unterhaltungszustand aus. Ferner versucht man unter Zuhilfenahme von Schwingungsmaschinen Erschütterungen künstlich zu erzeugen und schließlich läßt man auf das belastete Gleis noch Seitenkräfte einwirken, sowohl statisch, als auch stoßartig. Was meinen Sie dazu?

B. Ich würde derartige Versuche sehr begrüßen. Sie kommen den wirklichen Verhältnissen schon wesentlich näher und würden auf alle Fälle den Erfolg haben, daß unser Gefühl bei Beurteilung von Gleisverwerfungen klarer und sicherer wird.

Ich halte es jedenfalls für viel besser, Versuche in dieser Richtung anzustellen, als hartnäckig die Forschung dahin weiter zu treiben, was ein sehr genau verlegtes Gleis macht, wenn man die Druckkräfte immer weiter steigert.

A. Ich danke Ihnen, daß Sie mir nun auch den Überblick über den derzeitigen Stand der Gleisverwerfungsfrage gegeben haben. Es ist für unsereinen außerordentlich schwer, wenn nicht gar unmöglich, sich in den vielen Veröffentlichungen über dieses Thema zurechtzufinden und sich über Wert und Brauchbarkeit ein eigenes Urteil zu bilden. Auf Grund Ihrer Darlegungen kann ich nun zusammenfassend wohl folgendes sagen:

Die hohen Schienendruckkräfte im Sommer bedeuten kein Hindernis für die Verwirklichung des lückenlosen Gleises, weder technisch noch wirtschaftlich. Auf Grund der bisherigen Untersuchungen können wir zuversichtlich annehmen, daß die Eisenbahngleise in ihrer gegenwärtigen Durchbildung bereits die nötige Lagebeständigkeit besitzen und daß wir auch denselben Schienenwerkstoff verwenden können wie bisher. Zusätzliche Bauteile, wie z. B. eiserne Kappen an den Holzschwellen, sind wahrscheinlich in den von Ihnen angegebenen Umfange nötig, fallen jedoch wirtschaftlich nicht ausschlaggebend ins Gewicht und können sogar vermieden werden, wenn man in den Kurven einen Oberbau mit eisernen Schwellen verlegt. Diese Erkenntnisse sind allein

auf theoretischem Weg gewonnen worden. Versuche, die der Wirklichkeit in ihrer gefährlichen Form einigermaßen gleichen, konnten noch nicht ausgeführt werden. Die Karlsruher Versuche haben nur eine Sonderfrage behandelt. Das von Ihnen geschilderte theoretische Untersuchungsverfahren scheint auch mir ein durchaus gangbarer Weg zur Lösung des Gesamtproblems zu sein. Es ist aber wünschenswert, die in Ihren bisherigen Rechnungen noch mehr oder weniger grob geschätzten Größen durch genauer ermittelte Werte zu ersetzen. Die Sache ist also noch nicht abgeschlossen! Es gibt für die Klärung der Gleisverwerfungsfrage noch manches zu tun, wenngleich, wie ich jetzt einsehe, die Hauptsorge im Streben nach dem lückenlosen Gleis nicht hier, sondern bei den Schienenbrüchen liegt.

Gegenwärtig muß selbstverständlich jede Forschung ruhen,

wie man den Eisenbahnoberbau noch weiter verbessern kann. Es gibt Wichtigeres zu tun. Aber nach dem Kriege wird man hoffentlich weder Mühe noch Mittel scheuen, um einen wissenschaftlichen Großangriff, wenn ich so sagen darf, zu veranstalten. Der Aufwand wird sich gewiß lohnen. Sollten tatsächlich die Schienenbrüche im Winter ein unüberwindliches Hindernis für die Einführung des lückenlosen Gleises bleiben, so kann doch wenigstens eines Tages die weitere Verlängerung die Schiene von 30 auf 50 oder 60 m als genügend sicher und vor allem wirtschaftlich vertretbar empfohlen und schließlich auch eingeführt werden.

B. Ich bewundere Ihre Zuversicht und freue mich aufrichtig, daß Sie so großes Verständnis zeigen für die Notwendigkeit und den Wert der wissenschaftlichen Arbeit.

Verschiedenes.

Übergabe der Henschel-Lokomotive Fabrik-Nr. 25 000.

Die Firma Henschel & Sohn G.m.b.H., Kassel, beging am 13. Juni in einer Gedenkstunde die Ablieferung ihrer Lokomotive Fabrik-Nr. 25 000, eine 1Do 1-Schnellzuglokomotive für eine Fahrgeschwindigkeit von 175 km/Std., an die Deutsche Reichsbahn.

Unter den geladenen Gästen sah man den Gauleiter von Kurhessen, Staatsrat Weinrich, und neben Vertretern der Parteidienststellen, der heimischen Behörden und Wirtschaft insbesondere eine Anzahl hoher Beamter des Reichsverkehrs-Ministeriums und der Reichsbahn-Zentralämter Berlin und München — an ihrer Spitze Ministerialrat Günther, dem als berufenen Vertreter des Reichsverkehrs-Ministeriums die Lokomotive übergeben wurde.

In der Begrüßungsansprache führte Oscar R. Henschel aus, daß die Ablieferung der Lokomotive Fabrik-Nr. 25 000 einen besonders bedeutsamen Markstein in der Geschichte des Henschel-Lokomotivbaues darstellt, eine Leistung, an der Generationen seines Hauses während eines schicksalvollen Jahrhunderts deutscher Geschichte gewirkt haben. Die Kriegszeit, in welche die Fertigstellung der Jubiläumslokomotive fällt, erlaube keine große Werkfeier, sondern nur eine schlichte Feierstunde, die die Arbeit nicht unterbrechen, aber doch einen würdigen Rahmen für ein so bemerkenswertes Ereignis in der Geschichte des Werkes geben solle. Der Kreis der Teilnehmer an dieser Feierstunde könne dementsprechend nur klein sein, bringe aber die enge Verbundenheit der Firma mit Staat und Wirtschaft zum Ausdruck. Oscar R. Henschel schloß mit Worten der Anerkennung und Würdigung für alle Mitarbeiter der Stirn und der Faust, die in Vergangenheit und Gegenwart an dem Werdegang des Henschel-Lokomotivbaues mitgewirkt haben.

In der anschließenden Festrede gab Direktor Dr.-Ing. Fritz Hinz nach einem kurzen Rückblick auf die Geschichte des Henschel-Lokomotivbaues und die vielseitigen Leistungen der Firma Erläuterungen über die Jubiläums-Lokomotive. Er führte zunächst aus, daß die Ablieferung der Lokomotive mit der Fabrik-Nr. 25 000 eine Leistung kennzeichne, die in weitem Abstände vor allen europäischen Lokomotivbauanstalten zu nennen ist. Allein an die Deutsche Reichsbahn bzw. die früheren deutschen Länderbahnen hat die Firma Henschel bis heute nahezu 12 000 Lokomotiven geliefert und die vielen tausend für das Ausland gebauten Henschel-Lokomotiven haben maßgebend dazu beigetragen, dem deutschen Lokomotivbau Weltgeltung zu verschaffen. Nach Aufnahme des Lokomotivbaues im Jahre 1848 entwickelte sich die Firma bereits zur Jahrhundertwende zur größten Lokomotivfabrik Europas, die zu ihrem Fabrikationsgebiet nicht nur die Dampflokomotiven, sondern auch die elektrischen und Motorlokomotiven zählt und zahlreiche wertvolle Beiträge zur Fortentwicklung der Lokomotivtechnik geleistet hat. Die Jubiläums-Lokomotive stellt das neueste Glied in der Kette dieser Entwicklungsarbeit dar. Es handelt sich um eine Dampflokomotive mit Einzelachsantrieb von 2000 PS-Leistung für Fahrgeschwindigkeiten bis zu 175 km/Std. Hierbei ist das sonst für alle Treibachsen gemeinsame Stangentriebwerk durch je einen an jeder Treibachse befindlichen Dampfmotor ersetzt. Die Jubiläums-Lokomotive stellt die erste Schnellzug-Dampflokomotive mit Einzelachsantrieb dar, die dem Betriebe übergeben wird. Ihre neuartige Antriebsform läßt bei hohen Fahrgeschwindigkeiten

gegenüber der gebräuchlichen Bauart erhebliche fahrtechnische und betriebliche Vorteile erwarten, wodurch sie einen wertvollen Beitrag zur Lösung kommender Verkehrsaufgaben beisteuern dürfte. Die besondere Ausführung des Henschel-Einzelachs-antriebes als zweizylindriger Dampfmotor, dessen Zylinder in V-

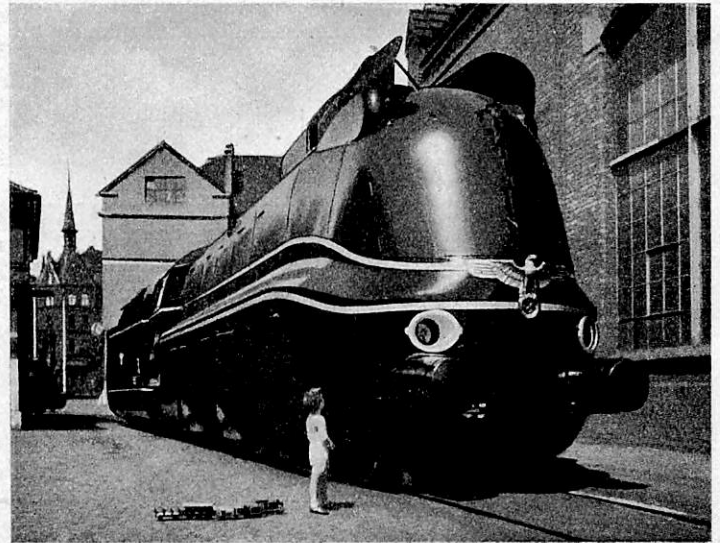


Bild 1.

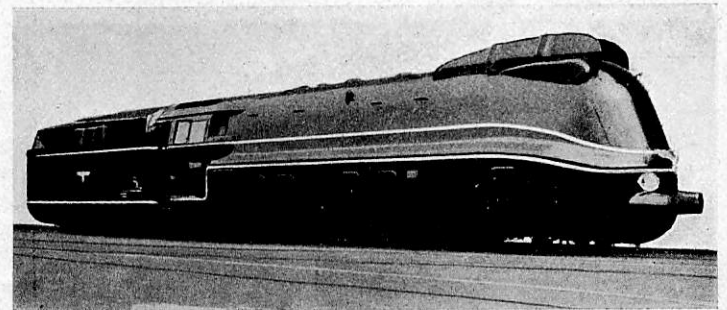


Bild 2.

Bild 1 und 2. Schnellzuglokomotive mit Einzelachsantrieb, Fabrik-Nr. 25 000.

Form zueinander stehen, wurde nach Grundgedanken der Henschel-Ingenieure Dr. Roosen und Dr. Barske entwickelt.

Der Redner brachte besonders den Dank der Firma an die Deutsche Reichsbahn zum Ausdruck, die diese Neuschöpfung durch ihre ständige Mitarbeit gefördert hat. Er vollzog sodann die Übergabe der Jubiläums-Lokomotive mit dem Wunsche und der Hoffnung, daß durch diese neue Schöpfung deutscher Hände Arbeit und deutschen Geistes Kraft der Weltgeltung des deutschen Lokomotivbaues ein neuer Baustein hinzugefügt werde und daß diese

Lokomotive und ihre nachfolgenden Schwestern bald unter dem Segen des Friedens der Deutschen Reichsbahn und dem deutschen Volke dienen mögen.

Ministerialrat Günther übernahm die Lokomotive in den Dienst der Deutschen Reichsbahn und dankte der Firma Henschel für ihren vorbildlichen Einsatz während eines Jahrhunderts im Dienste des Verkehrs.

Die Feierstunde dieses für Reichsbahn und Werk denkwürdigen Ereignisses fand ihren Ausklang in der Anerkennung, die Gauleiter Weinrich der Firma in seiner Ansprache zollte, er wies darauf hin, daß mit dieser 25000. Lokomotive nicht nur die Zahl an sich, sondern die gesamte Arbeitskraft und der Erfindergeist des Werkes sichtbar werde.

Gründung der Deutschen Gesellschaft für Dokumentation.

Auf Anregung des Deutschen Normenausschusses ist im Einvernehmen mit dem Reichsministerium für Wissenschaft, Erziehung und Volksbildung, dem Reichswirtschaftsministerium, dem Reichsministerium für Volksbildung und Propaganda, dem Auswärtigen Amt und dem Oberkommando der Wehrmacht die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation gegründet worden. Der Vorsitzende ist der Direktor der Universitätsbibliothek Leipzig, Professor Dr. Prinzhorn; die Geschäftsführung hat der Deutsche Normenausschuß übernommen.

Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation hat sich die Aufgabe gestellt, unter Mitarbeit aller beteiligten Fachkreise die

mit der Sammlung, Ordnung und Erschließung von Dokumenten aller Art zusammenhängenden Fragen zu klären. Dazu gehören Bibliotheken, Archive, Zeitungssammlungen, Zeitungsausschnittsammlungen, Filmarchive, Lautarchive, Museen, Schrifttumauskunftstellen, die Berichterstattung über das Schrifttum in Bibliographien und Berichtsblättern und schließlich die Zusammenstellung aller Hilfsmittel, die für die Dokumentation auf den einzelnen Fachgebieten zur Verfügung stehen. Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation fördert diese Aufgaben durch Zusammenführen ihrer Mitglieder zu gemeinsamer Arbeit, durch Vortragsveranstaltungen, durch Einsetzen von Arbeitsausschüssen für bestimmte Fragen und durch Herausgabe von Mitteilungen an ihre Mitglieder. Arbeitsausschüsse bestehen bereits für Fachzeitschriftenverzeichnisse, photographische Vervielfältigungsverfahren und Zusammenarbeit von Bibliographien und Referatblättern. Die Normung auf dem Gebiete der Dokumentation liegt in den Händen des Fachnormenausschusses für Bibliotheks-, Buch- und Zeitschriftenwesen unter der Führung des Generaldirektors der Staatsbibliothek zu Berlin, Geheimrat Professor Dr. Krüß. Die Deutsche Gesellschaft für Dokumentation ist die von den Reichsbehörden anerkannte Zentralstelle für die Gemeinschaftsarbeit in der Dokumentation in Deutschland und vertritt die deutschen Belange in der internationalen Zusammenarbeit.

Mitglied der Gesellschaft können Körperschaften (Behörden, Vereine, Firmen) und Einzelpersonen werden; nähere Auskunft erteilt die Geschäftsführung, Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40.

Nachruf.

Dr.-Ing. H. Uebelacker †.

Am 9. September 1941 ist der langjährige, hochverdiente Herausgeber des „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“, Dr.-Ing. H. Uebelacker, in Nürnberg verschieden, nachdem er erst zu Beginn dieses Jahres sein Amt als Schriftleiter niedergelegt hatte.



Dr. Uebelacker war Anfang 1874 in Nürnberg geboren. Seine Vaterstadt, dieses Kleinod unter den deutschen Städten, hat ihn immer an sich gezogen. Seine ganze Schulbildung hat er in Nürnberg genossen, bis er auf der Technischen Hochschule München das Studium des Maschinenbaus begann. Bald nach dem Abschluß des Studiums hat er mit seiner grundlegend gewordenen Dissertation

über den Bogenlauf der Eisenbahnfahrzeuge den Grad eines Dr.-Ing. erworben, als einer jener ersten deutschen Ingenieure, die mit dieser damals neuen Würde zu Fahrentägern des ganzen Standes wurden. Seine dienstliche Laufbahn bei den Kgl. Bayerischen Staatsbahnen bewegte sich dann im Betriebsmaschinen- wie im Werkstättendienst immer um Nürnberg als Mittelpunkt, bis er als Dezernent, Direktor und Abteilungspräsident der Reichsbahndirektion Nürnberg endgültig in seiner Vaterstadt vor Anker ging. Als Beamter war Dr. Uebelacker vorbildlich. Sein Pflichteifer, seine rastlose Dienst- und Einsatzbereitschaft waren noch beschwingt und gehoben durch seinen regen wissenschaftlichen Geist, der ihm die tiefsten Einblicke in die Urgründe von Technik und Verwaltung erschloß. Deshalb war Uebelacker hoch geschätzt bei seinen Vorgesetzten und verehrt von seinen Mitarbeitern, denen er oft freundwilliger Berater war; er galt als ein Vorbild für seine Gefolgschaft, die sich willig seiner Führung anvertraute.

Wie für den Reichsbahndienst, hat Dr. Uebelacker seine ganze Sorgfalt, seinen Eifer und Spürsinn, seine ganze wissenschaftliche Gedicgenheit auch auf das „Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens“ verwendet. In der sturmbewegten Zeit von 1923 hat Dr. Uebelacker das Amt des Herausgebers übernommen, von Jahr zu Jahr hat er das Fachblatt auf immer größere Höhe gebracht. Seine Tätigkeit als Schriftleiter und Herausgeber war ihm nicht leidige, kalte Pflicht, sondern geradezu Herzensbedürfnis. Deshalb ist Dr. Uebelacker schon vor der gesetzlichen Altersgrenze aus dem Reichsbahndienste geschieden, um sich ganz der Schriftleitung zu widmen. Im „Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen“ wurden die Mühen und die Erfolge des Herausgebers des technischen Fachblattes voll gewürdigt, man schätzte Dr. Uebelacker und seine geistigen Führereigenschaften; mit vielen Vertretern deutscher und außerdeutscher Verwaltungen verband ihn über berufliche Beziehungen hinaus eine tiefere Freundschaft.

Sein Lebenswerk in Forschung und Sichtung wird noch nachhaltig weiterwirken, sein Name wird bei der Deutschen Reichsbahn wie beim „Verein Mitteleuropäischer Eisenbahnverwaltungen“ stets hoch in Ehren gehalten werden!