

Alle Rechte vorbehalten.

Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen.

Von Dr.-Ing. K. Schaechterle, Stuttgart.

Jeder Praktiker des Eisenbrückenbaues weiß, daß für die Bewährung und dauernde Haltbarkeit der Nietverbindungen neben der Festigkeit der Reibungsschluß von ausschlaggebender Bedeutung ist. Das Streben des Praktikers war deshalb immer auf das starke Zusammenpressen der zu verbindenden Eisenteile zur Erzielung eines möglichst wirksamen Reibungsschlusses gerichtet. Die Forderung, daß die Niete unter den Betriebslasten sich nicht lockern dürfen, hatte auf die Auswahl des Nietwerkstoffs, die Formgebung der Niete, die Herstellungsverfahren der Nietung in der Werkstatt und auf der Baustelle bestimmenden Einfluß. Die Erfahrung hat gelehrt, daß lockere Niete in Bauteilen, die Erschütterungen ausgesetzt sind, sehr bald Lochausweitungen hervorrufen, oder zu Verschwächungen der Niet-schäfte durch Einkerbungen, schließlich zum Klappern der Konstruktion und zu sonstigen Betriebsschäden führen. Das Feststellen von Nietlockerungen und das Ersetzen gelockerter Niete durch festsitzende Niete gehört zu den wichtigsten Aufgaben des Brückenunterhaltungsdienstes.



Abb. 1.

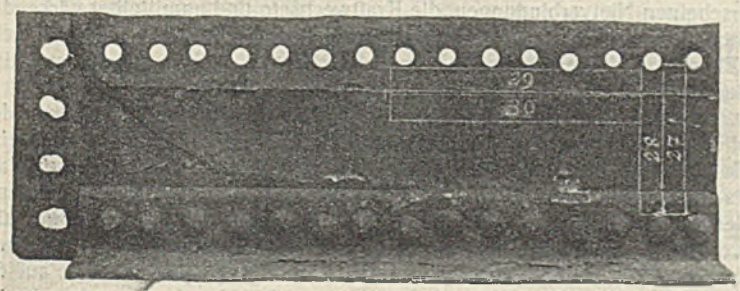


Abb. 2.

Welche schädliche Folgen das Lockern einer Nietverbindung haben kann, sei an ein paar Beispielen gezeigt. Abb. 1 stellt Niete dar, die aus einer alten Eisenbahnfachwerkbrücke herausgeschlagen worden sind. Die Nietschäfte sind durch Hämmern der gelockerten Verbindung unter den Betriebslasten bis auf den halben Querschnitt verschwächt. Abb. 2 zeigt die "ausgeschlagenen Löcher" im Anschluß der Fahrbahnträger der gleichen Brücke. Nietlockerungen kommen besonders häufig an den Fahrbahnteilen, Verbänden und Quersteifen unserer Eisenbahnbrücken, seltener an den Hauptträgern vor. Sie haben mit der Zunahme der Fahrzeuggewichte und der Steigerung der Fahrgeschwindigkeiten stark zugenommen. Das fortgesetzte Rütteln und das damit verbundene Reiben nicht mehr fest aneinanderliegender Eisenteile bedingt einen mit der Zeit zunehmenden Verschleiß, bis durch abgeschuerte Bleche, ausgeweitete Löcher, eingekerbte Nietschäfte usw. ein Schlagen und Hämmern unter den rollenden Fahrzeugen auftritt. Die Stoßwirkungen werden immer ungünstiger, und so können schließlich die durch Nietlockerungen eingeleiteten Vorgänge zum frühzeitigen Verfall der hochbeanspruchten Bauwerke führen. Das klappernde Geräusch beim Befahren von älteren Brücken läßt, soweit es nicht von ausgeschlagenem Oberbau, schlaffen Verbänden und mangelhaften Geländern herrührt, fast immer auf fortgeschrittene Nietlockerungen schließen.

Ein zuverlässiger Wegweiser, um Nietlockerungen im Brückenunterhaltungsdienst festzustellen, ist der Rost. Er tritt in Form von Rostfahnen auf, die sich unter den gelockerten oder beschädigten Teilen hinziehen. Beim Aneinanderreiben von losen Teilen unter den Betriebserschütterungen wird durch Hinzutreten von Sand und Asche Eisen abgeschliffen; der entstehende feine Staub verwandelt sich durch die Luftfeuchtigkeit in Rost, der nach unten abgeschwemmt wird. Lockere Niete zeigen fast immer Rostansatz und Farbhautabblätterungen. Rostbeobachtung und Abklopfen genügen jedoch nicht immer zur Beurteilung der Nietverbindung. Es ist eine nicht seltene Erscheinung an älteren Bauwerken, daß wichtige Anschlußniete am Kopf noch festsitzen und doch durch ein Zwischenglied (z. B. Stegblech zwischen Anschlußwinkeln) ausgeschlagen sind. Man kann solche Schäden im Anfangsstadium nicht durch Abklopfen oder Rost erkennen, sondern nur durch Beobachtung unter fahrenden Zügen, wobei die Teile gegeneinander arbeiten. Derartige Schäden können, wenn sie unbeobachtet bleiben, mit der Zeit gefährlich werden.

Der Reibungsschluß wird bei der Schraubenverbindung erzielt durch kräftiges Anziehen der Schraubenmutter, bei der Nietverbindung durch die Wärmeschrumpfung des warm eingezogenen Niets beim Erkalten zusammen mit der Staucharbeit. Das Schrumpfen hat neben dem Vorteil aber den Nachteil, daß der Nietschaft das Nietloch nicht satt ausfüllt. Der Spielraum zwischen Lochwand und Schaft gestattet kleine Verschiebungen der vernieteten Teile gegeneinander. Wird die Belastung über ein

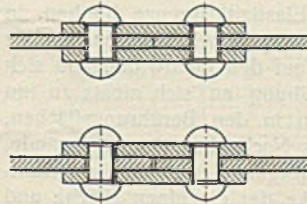


Abb. 3.

gewisses Maß gesteigert, so kommt der Nietschaft nach Überwindung des Gleitwiderstandes durch gegenseitige Verschiebungen der Teile an die der Kraft- richtung abgekehrten Lochwände zum Anliegen (Abb. 3), der Niet wird auf Biegung und Schub beansprucht. Ändert die Kraft ihre Richtung, so ändert sich auch die Lage der Anlageflächen. Ausreichend große Belastungswechsel haben nach Überwindung des Gleitwiderstandes ein Hin- und Herschieben des Nietschafts gegenüber dem Nietloch zur Folge. Bei mehreren Nieten ist ein gleichmäßiges Anliegen der Nietschäfte an die Lochwandungen auch dann noch nicht gesichert, wenn ein kleines Gleiten stattgefunden hat. Erst durch weitergehende Formänderungen wird ein gleichmäßigeres Heranziehen der verschiedenen Niete einer mehrteiligen Verbindung zur Kraftübertragung gewährleistet.

Um die gegenseitigen Verschiebungen zu verhindern, hat man ein Eindornen der Niete durch Einpressen von Nietmaterial (Niete mit Speisehals) zu erreichen versucht. Das von Frémont vorgeschlagene Verfahren hat sich jedoch in der Praxis nicht durchgesetzt. Die Schrumpfung ist größer als die elastische Formänderung von Schaft und Loch. Eine einwandfreie Verbindung mit satter Ausfüllung des Lochs kann durch Eintreiben von konischen Stahldornen in genau vorgearbeitete Löcher erreicht werden. Aber diese Verbindung ist teuer und wird deshalb nur in Ausnahmefällen gewählt. Das Kaltnieten, mit dem bei sorgfältiger Arbeit ebenfalls eine satte Lochausfüllung erzielt werden kann, kommt für den Eisenbrückenbau nicht in Betracht.

Solange wir kein technisch vollkommeneres und dabei wirtschaftlich vorteilhafteres Verfahren zur Herstellung von satt anliegenden Nieten besitzen, muß das Spiel zwischen Nietschaft und Nietloch als Unvollkommenheit der Bauweise in Kauf genommen werden, und es gilt, die übliche Nietverbindung so zu gestalten, daß sie trotzdem den Betriebsbeanspruchungen voll genügt, d. h. daß sie die Lasten und Stöße mit Sicherheit aufnimmt und daß sie dauernd festbleibt. Soll eine eiserne Brücke sich auf die Dauer im Betrieb bewähren, so dürfen die Niete sich nicht lockern, die Eisenteile nicht klappern.

Die Forderung, daß die Niete festsitzen und dauernd festbleiben sollen, wird von allen Fachleuten vertreten, die mit dem Bau und Unterhalt von eisernen Brücken zu tun haben. Es ist aber nicht das gleiche, wenn gesagt wird: Die durch Niete verbundenen Bleche dürfen sich unter den Nutzbelastungen nicht gegeneinander verschieben. Der alte Streit über die Grundsätze, nach denen Nietverbindungen zu berechnen oder zu bemessen sind, hat hier seinen Ausgang genommen. Es sind vor allem die Maschineningenieure, darunter führende Männer der Wissenschaft

und Versuchsforschung wie v. Bach,¹⁾ Baumann,²⁾ die in der Reibung zwischen den durch die Niete verbundenen Eisenteilen, d. h. dem Gleitwiderstand, die Größe sehen, die für die Güte der Nietverbindung maßgebend ist. So schreibt C. v. Bach in seinem Buch: Die Maschinenelemente, 13. Auflage, I. Band, S. 205: „Nur dadurch, daß der in der gemeinschaftlichen Berührungsfläche wirkende Gleitwiderstand die übertragende Kraft bildet, bleibt bei Nietverbindungen mit Überlappung oder mit einseitiger Überlappung die Biegungsbeanspruchung und damit die Gesamtanstrengung innerhalb dessen, was nach allen unseren Erfahrungen als höchstens zulässig erachtet werden kann“, und S. 206, „daß der Widerstand gegen Gleiten, welcher einer durch warm eingezogene Niete hergestellten Verbindung innewohnt, die eigentliche Lebensbedingung für dieselbe ist“. Er führt dann S. 206 weiter aus, „daß die Grundanschauung, auf welcher das Vorgehen der Bauingenieure (nämlich die Berechnung der Niete auf Abscherung und Lochwanddruck) beruht und damit das letztere selbst unrichtig ist, daß vielmehr der Widerstand gegen Gleiten bei den Nietverbindungen entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen in die erste Linie gestellt werden muß“.

Der größere Teil der Bauingenieure vertritt demgegenüber den Standpunkt, daß für die Nietverbindungen des Eisenbrückenbaues nicht die Größe des Reibungswiderstandes maßgebend sein kann, sondern nur die Festigkeit der Niete, da diese Bolzen es sind, die nach Überwindung der Reibung die Aufgabe übernehmen, die Kräfte aus einem Teil der Verbindung in den anderen zu übertragen. (Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 305.) Die Bauingenieure weisen zur Begründung ihrer Auffassung darauf hin, daß der Gleitwiderstand als recht unsicher betrachtet werden muß. Wollte man den Begriff aus Reibungsvorgängen herleiten, für die $R = \mu Q$ gilt, worin μ die Reibungszahl der Ruhe und Q die Kraft ist, mit der ein Körper auf seine Unterlage gepreßt wird, so dürfte bei der Nietverbindung ein Verschieben so lange nicht eintreten, als die Belastung P den Grenzwert der ruhenden, statischen Reibung μQ nicht überschreitet. Es sei aber bis heute nicht gelungen, weder Q noch μ zuverlässig in Zahlen zu bestimmen. Andererseits sei durch Versuche einwandfrei erwiesen, daß in den nach den üblichen Grundsätzen berechneten Nietverbindungen schon unter Belastungen, bei denen die Beanspruchungen unterhalb der Elastizitätsgrenze bleiben, in jedem Querschnitt kleine bleibende Verschiebungen zwischen den Blechen eintreten. Weiterhin sei zu bedenken, daß auf den Gleitwiderstand sich Einflüsse geltend machen, die mit der Reibung an sich nichts zu tun haben, wie z. B. ungleichmäßige Pressungen in den Berührungsflächen, ungleiche Dehnungen der Bleche, elastisches Nachgeben der Lochwände, Verbiegungen der Nietschäfte, Verfestigungsvorgänge u. a. m., daß Schaftdurchmesser und Schaftlänge der Niete, Dicke der einzelnen Bleche und der ganzen Packungen, Herstellungsart der Niete (von Hand oder mit hydraulischen Nietpressen oder Preßluftschlämmern), Verstemmen der Niete und Blechränder usw. eine entscheidende Rolle spielen.

Das sind Gründe, die wohl auch der Maschineningenieur gelten lassen wird. Die sonst gegen die Berücksichtigung des Gleitwiderstandes bei der Berechnung der Nietverbindungen gemachten Einwendungen sind von Bach mehr oder weniger widerlegt worden.

1. Die Annahme einer Reibungszahl $\mu = 0,4$ (Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit 1878, S. 201) ergebe für $R = 1000$ kg auf 1 cm^2 Nietquerschnitt eine Zugspannung im Nietschaft von $1000:0,4 = 2500 \text{ kg/cm}^2$, die über dem sonst zulässigen Werte liegt. Demgegenüber betont Bach, daß beim warm angezogenen Niet mit dem Erkalten eine Erhöhung der Streckgrenze des Nietwerkstoffes eintritt und daß durch das starke Zusammenpressen der Platten der Widerstand gegen Verschiebungen größer wird als die einfache Reibung.

2. Beim Bruch der Nietverbindung sei mit der Reibung nicht mehr zu rechnen. Das wird von Bach nicht bestritten, als falsch bezeichnet er dagegen, die Rechnung auf Vorgänge aufzubauen, die zwar im Augenblick der Zerstörung mit einiger Annäherung eintreten, aber innerhalb der zulässigen Beanspruchungen nicht zutreffen.

3. Schließlich wird von den Bauingenieuren geltend gemacht, daß unter der Einwirkung von Stößen und Erschütterungen die Reibung schwinde und deshalb die Übertragung der Kräfte allein durch die Festigkeit der Niete zu gewährleisten sei. Demgegenüber bezeichnet Bach eine reibungslose Verbindung mit Nieten, deren Schaft die Lochwand nicht mit Pressung von vornherein berührt, für Konstruktionsteile, die Stößen und Erschütterungen und Wechselkräften ausgesetzt sind, als unbrauchbar.

Wie man die Nietverbindung berechnet und zu praktisch brauchbaren Konstruktionen kommt, ist an und für sich von untergeordneter Bedeutung, wesentlich ist, daß neben der vorgeschriebenen Bruchsicherheit das dauernde Festbleiben der Nietverbindung erreicht wird, und das war bei den nach den früheren Ländervorschriften berechneten Brückentragwerken aus Schweißisen und Flußisen zweifellos der Fall.

¹⁾ C. v. Bach, Die Maschinenelemente, 13. Aufl., Bd. I.

²⁾ Baumann, Das Wesen der Nietverbindung. Der Bauingenieur 1925, Heft 2.

Als die Fortschritte in der Theorie der Ingenieurkonstruktion es ermöglichten, die in einzelnen Baugliedern auftretenden Spannungen mit hinreichender Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse zu bestimmen, hat der wissenschaftlich geschulte Bauingenieur die Nietverbindung nicht auf Gleitwiderstand, sondern auf Schaftabscherung und Lochwanddruck berechnet, gleichzeitig aber die zulässigen Spannungen σ_{zul} und τ_{zul} so niedrig angenommen, daß der erforderliche Gleitwiderstand vorhanden war. Schwedler hat in seiner grundlegenden Arbeit über die Berechnung der Nietverbindungen ausdrücklich darauf hingewiesen, daß „die Festigkeit der Nietverbindung meist durch die Reibung der Bleche aufeinander bedingt sei.“ Zahllose Brückenausführungen in Schweißisen und Flußisen, bei denen die Nietverbindungen nach den von Schwedler angegebenen Grundsätzen berechnet und bemessen worden sind, haben sich vorzüglich gehalten und die praktische Brauchbarkeit des einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens für die Aufgaben des Eisenbrückenbaues erwiesen.

Wie liegen nun die Verhältnisse bei der hochgetriebenen Materialausnutzung der nach den neuen Reichsbahnvorschriften berechneten Brücke aus Flußstahl St 37 und bei den Brücken aus den neuen hochwertigen Werkstoffen Baustahl 48 und Siliziumstahl?

Über die Bewährung im Betrieb liegen bei der kurzen Zeit seit der Anwendung der neuen Berechnungsvorschriften und der Einführung der hochwertigen Werkstoffe noch keine ausreichenden Erfahrungen vor. Die Fahrzeuggewichte haben noch nicht die der Berechnung zugrunde gelegten ideellen Lasten erreicht. Die neuen Brücken sind auch noch zu kurze Zeit im Betrieb, als daß schon ein abschließendes Urteil gefällt werden könnte. Nur aus den Erfahrungen an zum Teil stark überlasteten älteren Brücken und den Ergebnissen wissenschaftlicher Forschungsarbeiten über die Arbeitsfestigkeit der Werkstoffe konnte geschlossen werden, daß eine Steigerung der Materialausnutzung gewagt werden dürfte.

Gegen die hochgetriebenen zulässigen Beanspruchungen in den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn vom Jahre 1925 sind namentlich bezüglich der Nietverbindungen schon Bedenken geäußert worden. Es wird darauf hingewiesen, daß schon bei der Herstellung der Nietverbindung die Streckgrenze des Materials überschritten zu werden pflegt, daß also die Betriebslasten auf ein schon stark in Anspruch genommenes Material wirken, daß bereits unter den Nutzbelastungen die Nietbolzen sich dauernd verbiegen, die Lochwände sich örtlich dauernd verdrücken, die Pressung zwischen Nietschaft und Lochwand sich nichts weniger als gleichmäßig verteilt, die größte Pressung um etwa 30% höher ist als der durchschnittliche Rechnungswert, einzelne Niete einer Nietgruppe um 20 bis 50% höher belastet werden, als die übliche Rechnung unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Gesamtkraft ergibt, und hieraus folgt, daß bei einer zulässigen Scherspannung von 0,8 der zulässigen Zugbeanspruchung die Niete und die angrenzenden Teile über die Streckgrenze hinaus beansprucht werden. Besonders gefährdet erscheinen Nietverbindungen, die Kraftwechseln und unmittelbar wirkenden Stößen ausgesetzt sind. Zusammenfassend kommt Bleich in seinem Buche „Theorie und Berechnung eiserner Brücken“ S. 319 zu folgender Kritik der üblichen Art der Nietberechnung und -bemessung:

„Wenn auch, trotz des Eintrittes bleibender Formänderungen in den Nietverbindungen, in den tatsächlichen hohen Materialanstrengungen keine Gefahr für den Bestand des Bauwerkes unmittelbar erblickt werden darf, da mit Überschreitung der Elastizitätsgrenze eine günstigere Verteilung der örtlichen Spannungen eintritt, so muß man sich doch darüber klar werden, daß bei der gebräuchlichen Art, Nietverbindungen zu bemessen, das so häufig betonte Prinzip, den Sicherheitsgrad mit Rücksicht auf die Elastizitäts- oder Streckgrenze festzulegen, durchbrochen wurde, da die Anstrengungen selbst über diese Grenzen hinausgehen. Bei den Nietverbindungen kann sonach bestenfalls nur von einer Sicherheit gegen Bruch gesprochen werden.“

Wollte man unter jeder Bedingung weit genug unterhalb der Streckgrenze bleiben, so müßten die zulässige Schubbeanspruchung und vielleicht auch der zulässige Lochleibungsdruck entsprechend ermäßigt werden. τ_{zul} dürfte den Wert von etwa 600 bis 700 kg/cm^2 nicht überschreiten. Im Gegensatz hierzu stehen z. B. die hohen zulässigen Scherbeanspruchungen der neuen Reichsbahnvorschriften von 1120 und 1280 kg/cm^2 . Es ist zu befürchten, daß bei neuen Brücken die Erhaltungskosten wegen des Zwanges, fortwährend Niete auszuwechseln zu müssen, unverhältnismäßig hohe werden können.“

Bleich sieht also die Mängel des Berechnungs- und Bemessungsverfahrens der Nietverbindungen unserer Eisenbahnbrücken auf Grund der BE weniger in der unmittelbaren Beeinträchtigung der Sicherheit als in der Gefahr der Nietlockerung. Eine optimistischere Auffassung hat Prof. Dr. Schachenmeier in seinem Vortrage über „die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbauverbandes in Dresden 1922³⁾ vertreten. Mit wachsenden Belastungen vollziehe sich infolge der dem Material innewohnenden Zähigkeit ein Ausgleich der Belastungen und Spannungen,

³⁾ Der Bauingenieur 1922, Heft 24.

trete eine Verfestigung des Materials durch Kaltreckung ein. Örtliche Überschreitungen der Elastizitäts- und Streckgrenze seien nötig, damit die Verbindung sich einspiele. Die günstigen Wirkungen hätten sich auch bis zu einem gewissen Grade bei häufig oft wiederholten Belastungen und Lastwechseln gezeigt, da sich die sogen. Hysteresisschleife infolge der örtlichen Begrenzung der Formänderung überlasteter Stellen immer wieder schließe.

Die schwierigen Fragen der Verfestigungsfähigkeit des Werkstoffs, der Auswirkungen oftmals wiederholter Belastungen und des Einflusses der Zeit auf die Haltbarkeit der Nietverbindungen sind noch nicht hinreichend geklärt.

Wo ausreichende Beobachtungen und Erfahrungen an Betriebsbauwerken fehlen, dient der Versuch dazu, Klarheit zu schaffen. Die Versuchsforschung hat mit der stürmischen Entwicklung der letzten Jahre nicht Schritt halten können. Die Praxis drängt vorwärts, und die durch den Versuch geschärfte Erkenntnis mußte nachhinken, wie das ja auch früher der Fall war. Man sollte sich aber heute darüber klar sein, daß auf dem Gebiete der Versuchsforschung — namentlich für Nietverbindungen mit hochwertigen Stählen — noch vieles zu klären ist. Man erkennt ohne weiteres, daß aus Bruchversuchen allein nicht auf die Güte der Nietverbindung geschlossen werden kann. Der Bruch tritt entweder durch Abscheren der Niete oder durch Überanstrengung (Stauchern) der Lochwände und Ausreißen der Bleche ein. Neben der Sicherheit gegen Bruch ist für die Bemessung der Nietverbindung die weitere Forderung maßgebend, daß die Betriebsbeanspruchung unter der Grenze bleibt, bei der eine Lockerung der Nietverbindung eintritt. Für die Beurteilung der Zustände an dieser Grenze sind ganz andere Vorgänge maßgebend als beim Bruch. Die mit Rücksicht auf die Lockerungsgefahr praktisch zulässige Grenze kann nur durch Dauer- und Zeitversuche für die verschiedenen Belastungsarten ermittelt werden.

Als erster hat der Franzose Lavalley 1857 den Gleitwiderstand von Nietverbindungen aus Schweißisen ermittelt und mit 1580 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt angegeben.⁴⁾ Die Engländer Fairbain und Clark haben auf die Bedeutung des Gleitwiderstandes hingewiesen und durch Versuche gezeigt, daß der Gleitwiderstand mit der Länge des Nietschaftes zunimmt.⁵⁾ Weiteres Versuchsmaterial haben Reed 1869,⁶⁾ Wildisch 1883 bis 1884⁷⁾ beigebracht und Werte von 1400 bis 2000 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt gefunden. Considère⁸⁾ schloß aus Versuchen, daß der Gleitwiderstand bei 600 bis 700 ° Stauchtemperatur einen Höchstwert erreicht. Von deutschen Brückenbauern sind Köpcke, Harkort und vor allem Schwedler mit seiner grundlegenden Arbeit über Nietverbindungen⁹⁾ zu nennen. Weiter haben von Kaven und Weisbach den Gleitwiderstand der Niete behandelt. 1892 bis 1893 hat dann Bach, Stuttgart, seine umfangreichen Versuche über den Gleitwiderstand der Schweißisenniete durchgeführt und veröffentlicht.¹⁰⁾ Die wichtigsten Ergebnisse der Bachschen Versuche sind: Die Größe des Gleitwiderstandes ist weniger von der Stauchtemperatur der Niete abhängig als von der Temperatur des Nietes im Augenblick der Beendigung des Nietens. (So wurde z. B. ein größerer Gleitwiderstand erhalten, wenn der Stempel der Nietpresse längere Zeit auf dem Schließkopf belassen, als wenn er sofort nach der Schließkopfbildung entfernt wurde.) Der Gleitwiderstand wird erhöht durch Verstemmen, das eine achsiale Verlängerung des Nietschaftes und damit eine größere achsiale Spannkraft bewirkt. Bei mehrreihigen Überlappungs-nietungen ist der Gleitwiderstand kleiner als bei einreihigen Überlappungs-nietungen wegen der Ungleichmäßigkeit der Kraftübertragung auf alle Niete. Laschennietungen ergeben einen geringeren Gleitwiderstand als Überlappungs-nietungen.

Die Amerikaner Beardmore und White haben Bruchversuche mit Nickelstahlnietverbindungen angestellt.¹¹⁾ Über Versuche zur Erforschung des Gleitens von Nietverbindungen aus Flußeisenblechen und Nickelstahlnieten, die durch Handnietung, hydraulische Nietpressen und Preßluft-hämmer hergestellt waren, hat Preuß berichtet.¹²⁾ Die Versuche führten nach Preuß zu folgenden Ergebnissen: Die Bruchfestigkeit der mit Nickelstahlnieten hergestellten Überlappungs-nietverbindungen betrug das 1,97- bis 2,22fache der Nietverbindungen mit Schweißisennieten gleicher Nietzahl und gleichen Nietdurchmessers. Die zweiseitigen Laschennieten ergaben geringe Unterschiede der Bruchfestigkeit (Festigkeit der Nickel-

stahlnietverbindungen nur 1,5 mal so groß wie die Flußeisennietverbindungen), weil der Bruch infolge der Zerstörung der Lochwände und durch Ausreißen der Bleche eintrat. Hinsichtlich des Gleitwiderstandes kam Preuß zu anderen Ergebnissen als v. Bach: Da das Gleiten nicht plötzlich, sondern allmählich eintrat, so hat er als Gleitwiderstand jene spez. Belastung angesehen, bei der die Verschiebung den Betrag von 1/100 mm erreichte. Er fand merkliches Gleiten sowohl bei Schweißisen- als bei Nickelstahlverbindungen bereits bei Belastungen unterhalb der Nutzlasten. Das Gleiten war auf den beiden Stirnflächen der Nietverbindungen verschieden. Gleich großes Gleiten der vernieteten Teile aufeinander trat bei Nieten mit größerem Schaftdurchmesser verhältnismäßig früher auf als bei Nieten mit kleinerem Schaftdurchmesser. Das Verstemmen der Nietköpfe war hinsichtlich des Gleitens wirksamer als das Verstemmen der Blechränder.

Gleitversuche von Talbot und Moore mit Nickelstahlblechen, die durch Nickelstahlniete verbunden waren, ergaben, daß ein Gleiten bei einer Belastung der Nietquerschnitte von 724 kg/cm² eintritt. Die Probe-stücke wurden wiederholt belastet und entlastet. Bei den Entlastungen gingen die Verschiebungen nicht mehr vollständig zurück (Eisenbau 1910).

Zu ähnlichen Ergebnissen gelangte Rudeloff durch umfangreiche Untersuchungen, die er im Auftrage des Deutschen Eisenbauverbandes angestellt hat. Nach Rudeloff trat das Gleiten bei einer Belastung ein, die einer Zugbeanspruchung von 540 bis 1080 kg/cm² des schwächsten Querschnitts und einer Scherspannung der Niete von 400 bis 800 kg/cm² entsprach. Die von der Deutschen Reichsbahn angestellten Versuche mit Laschenverbindungen (Bleche und Niete aus St 37 und St 48) ergaben nach dem Bericht Weidmanns¹³⁾ ein Überschreiten des Gleitwiderstandes

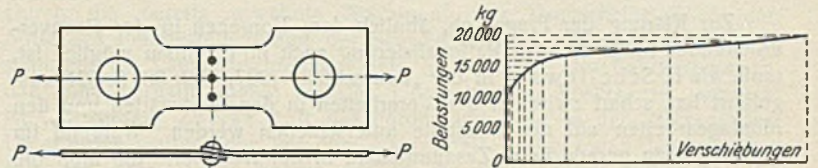


Abb. 4.

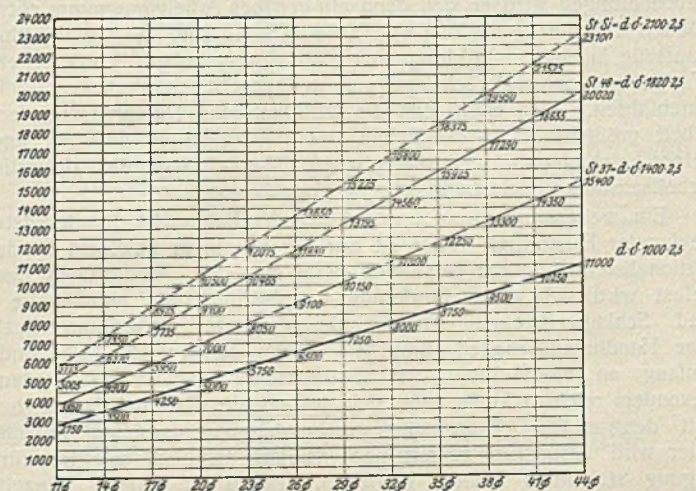
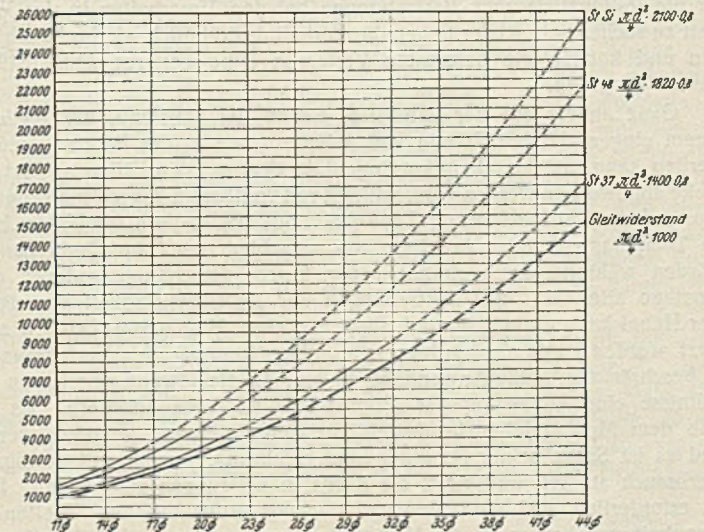


Abb. 5.

¹³⁾ Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46.

⁴⁾ Molinos u. Pronnier, Traité de la construction des ponts métalliques. Paris 1857.

⁵⁾ Useful Information for Engineers. London 1874.

⁶⁾ Shipbuilding in Iron and Steel. 1869.

⁷⁾ Transactions of the Institution of Naval Architects 1885.

⁸⁾ Considère, Die Anwendung von Eisen und Stahl bei Konstruktionen, deutsch von Hauff. Wien 1888.

⁹⁾ Wochenblatt des Architekten-Vereins zu Berlin, Band I, 1867.

¹⁰⁾ Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1892 u. 1895 und Maschinenelemente.

¹¹⁾ On Nickelsteel. Transaction of the Institution of Engineers and Shipbuilders in Scotland, Band 39, 1895/96.

¹²⁾ Die Festigkeit von Nickelstahlnieten in Verbindung mit Flußeisenblechen. Darmstadt 1909.

unter Lasten, die einer auf die Niete bezogenen Scherspannung von 900 bis 1200 kg/cm² entsprechen.

Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen scheint der Gleitwiderstand von Nietverbindungen mit hochwertigen Stählen sich nicht wesentlich von dem der Schweißisen- und Flußeisennietverbindungen zu unterscheiden. Denn die Größe des Gleitwiderstandes ist — abgesehen von der Verdrückung am Kopfe — durch die Verkürzung des rotglühend eingezogenen Nietes beim Erkalten bedingt, und zwar kommt es nach Bach, wie bereits erwähnt, nicht auf die Temperatur an, die der Niet bei Beginn des Stauchens besitzt, sondern auf die im Augenblick der Beendigung des Nietens vorhandene Temperatur. Da die Wärmedehnung bei den Kohlenstoffstählen St 37 und St 48, dem Siliziumstahl und den Nickelstählen mit bis zu 5% Nickelgehalt annähernd gleich groß ist, so sind in Hinsicht auf die Erzeugung des Gleitwiderstandes der Nietverbindungen die Werkstoffe ziemlich gleichwertig. Nur ein Werkstoff mit größerer Wärmedehnung könnte bessere Ergebnisse liefern.

Wir stellen fest, daß bei den nach den neuen Berechnungsvorschriften (BE von 1925 und DIN 1073 Entwurf) erstellten Eisenbahn- und Straßenbrücken mit den hochgetriebenen zulässigen Spannungen nach den Versuchsergebnissen ein merkbares Gleiten der verbundenen Teile bereits unter Belastungen eintreten kann, die niedriger sind als die Nutzbelastungen,

für die die Brücken berechnet sind. Ganz sicher ist dies wegen der größeren elastischen Formänderungen anzunehmen bei Brücken aus St 48 und St Si und St Ni.

Es besteht hiernach bei der neuen Brücke aus St 37, St 48 und St Si die Gefahr, daß die Nietverbindungen mit der Zeit unter den Betriebsbeanspruchungen locker werden. Ein Auswechseln gelockerter Niete wird an den Zuständen wenig ändern, weil die Grundursachen des Lockerwerdens nicht beseitigt sind. Wegen der unvermeidlichen Lockerung der Nietverbindungen kann das Klappern eintreten und unter Umständen zum frühzeitigen Verfall der Tragwerke führen.

Manche Fachgenossen bezweifeln deshalb, ob es richtig war, die Festigkeiten der für den Brückenbau in Betracht kommenden Werkstoffe und die Werkstoffausnutzung einseitig immer mehr zu steigern, ohne gleichzeitig die Verbindung so zu verbessern, daß der feste Zusammenhalt auch bei den gesteigerten Beanspruchungen dauernd gewährleistet ist.

Von Bach hat die mit Rücksicht auf den Gleitwiderstand zulässige obere Grenze der Nietbeanspruchung für die Flußeisensorten mit etwa 1000 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt angegeben (Abb. 4). Diese Grenzziehung hat sich nach den bisherigen Erfahrungen bewährt. Die Abb. 5 zeigt, wie weit die neuen Vorschriften über diese Grenze hinausgehen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Rationalisierung im Eisenbau unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraumförderbrücken.

Von Dr. H. Wendt.

Zur Klärung der Frage, ob, ähnlich dem Vorgehen in der eisenverarbeitenden Industrie, eine Rationalisierung auch im Eisenbau möglich ist, muß, wie E. Schellewald in der „Bautechnik“ 1927, Heft 38, S. 521 ausgeführt hat, scharf zwischen den Vorarbeiten in den Werkstätten und den Montagearbeiten auf der Baustelle unterschieden werden. Während im Maschinenbau gerade beim Zusammenbau in der Werkstätte die moderne Fließarbeit (Bandmontage) in vielen Fällen von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit sein kann, dürfte im Eisenbau der Schwerpunkt für die Rationalisierungs-Bestrebungen bei den Vorarbeiten in der Werkstatt zu suchen sein. Hier liegen die Verhältnisse ähnlich wie im Maschinenbau und können die bekannten Verfahren ohne weiteres sinngemäß angewandt werden.

Ganz anders auf der Baustelle! Schon der Umstand, daß nicht mit einem eingearbeiteten Stamm von Arbeitern wie in der Fabrik gerechnet werden kann, da das Hauptkontingent in den meisten Fällen an Ort und Stelle angeworben werden muß, schließt von vornherein das psychotechnische Moment der Betriebsführung (Taylorisierung) aus. Allein die Unterschiede im Temperament unter Arbeitern aus verschiedenen Gauen und Ländern würden während der verhältnismäßig kurzen Beschäftigungsdauer einer Montage alle derartigen Bestrebungen zur Aussichtslosigkeit verurteilen. Der Hebel kann also einzig und allein bei dem Montageverfahren angesetzt werden. Aber auch hier kann eine Normung des Verfahrens nur in beschränktem Maße Anwendung finden, da die jeweils gegebenen Verhältnisse eine Anpassung der Arbeitsweise an diese erfordern. Es muß also dem Montageleiter in weiten Grenzen Spielraum gelassen werden, und es ist Sache seiner Schulung und Erfahrung, jeweils mit geringstem Verbrauch an Zeit und Kraft die höchsten Leistungen zu erzielen. Dazu ist erforderlich, daß dem Montageleiter vor Aufnahme der Arbeiten Gelegenheit gegeben wird, die Verhältnisse zu studieren. Auf Grund seiner Beobachtungen wird er sich dann ein genaues Arbeitsprogramm entwerfen können und die Einstellung von Arbeitskräften und die Organisation der Baustelle in engster Fühlungnahme mit den verantwortlichen Leitern der Werkstätten unter Berücksichtigung der gegebenen Verkehrsverhältnisse durchführen. Man sieht, daß die wirtschaftliche Durchführung der Bauarbeit größtenteils in die Hände des Montageleiters gegeben und von seiner Erfahrung und organisatorischen Fähigkeit eigentlich die rationelle Arbeitsausführung abhängig ist.

Ein weiterer nicht zu unterschätzender Faktor ist die Bereitstellung geeigneter Hilfsmittel. Hier ist nur bis zu einem gewissen Grade eine Rationalisierung in der geläufigen Form möglich. Beim reinen Eisenbau selbst wird sich diese Forderung hauptsächlich auf maschinelle Bohr- und Schlagwerkzeuge sowie auf geeignete Hebezeuge beziehen. Das Handinhandarbeiten braucht — als selbstverständlich und von Anfang an eingeführt — nicht besonders erwähnt zu werden. In besonders reichem Maße läßt sich jedoch die Rationalisierung bei den mit den meisten Eisenbauten verbundenen Erdarbeiten durchführen. Hier wird tatsächlich zurzeit noch vielfach Raubbau mit den zur Verfügung stehenden Kräften getrieben. Durch Ausnutzung neuzeitlicher Bagger und Fördergeräte läßt sich die menschliche Arbeitskraft noch in weitgehendem Maße durch Maschinenkraft ersetzen, und die Praxis hat gezeigt, daß sich die Anschaffung solcher Geräte schon in kurzer Zeit bezahlt macht.

Nicht unterschätzt werden darf dabei der rückwirkende Einfluß leistungsfähiger Förderanlagen auf die Montage selbst, denn menschliche Arbeitskraft bei den Erdarbeiten bedeutet einen Unsicherheitsfaktor für die Montage, da durch Streik und Witterungseinflüsse eine solche Verzögerung eintreten kann, daß das reibungslose Ineingreifen der einzelnen Montageabschnitte in hohem Maße gefährdet wird. Mehr als im Eisenbau ist dieser Umstand bisher im Braunkohlentagebau erkannt und ihm Rechnung getragen worden, wo ganze Industrien von dem glatten Verlauf der Förderarbeiten abhängen. Zu einer wirtschaftlichen Betriebsführung gehört in erster Linie wie überall — so auch im Eisenbau — die Ausmerzung aller derjenigen Faktoren, die den glatten Ablauf der Montage gefährden können. Hier müssen, wie gesagt, neuzeitliche Fördermittel mehr als bisher eingesetzt werden.

Ein Sondergebiet, wo es sich um ortsbewegliche Eisenkonstruktionen in Verbindung mit maschinellen Teilen handelt, die teilweise die bekannten Gegenstände des Eisenbaues, Brücken- und Hochbauten, nicht nur an Größe erreichen, sondern sogar weit übertreffen, ist das Gebiet der Fördermittel. Alle diese Geräte sind beim Bau der Rationalisierung durch zwei Faktoren besser erschlossen als der reine Eisenbau. Das kommt daher, daß einmal eine Normung des ganzen Gerätes und besonders einiger Glieder möglich ist.

Da es sich zum Teil um Konstruktionen handelt, die an Gewicht mittlere Brücken übertreffen, so können hier schon erhebliche Ersparnisse erreicht werden, wenn sich der Tonnenpreis durch geeignete Maßnahmen und Arbeitsverfahren in der Werkstatt und auf der Baustelle auch nur um geringe Beträge herabdrücken läßt. Wie das erreicht werden kann, soll an dem Beispiel einer Abraumförderbrücke gezeigt werden, die von den Mitteldeutschen Stahlwerken konstruiert wurde. Solche Abraumförderbrücken, die ihrerseits zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit in Braunkohlentagebauten beitragen, sind Geräte, die große Erdbewegungen mit kleinstem Aufwand an Menschenkraft und rollendem Material bewältigen.

Die Aufgabe, das über dem in etwa 10 bis 40 m Tiefe liegenden Braunkohlenflöz lagernde Deckgebirge abzuräumen und auf kürzestem Wege auf die Halde, d. h. in den abgebauten Teil des Tagebaues zu stürzen, wird durch derartige Abraumförderbrücken einwandfrei gelöst. Das Deckgebirge wird durch Bagger, die im Hoch- und Tiefschnitt arbeiten, abgehoben und ohne jeden Umweg über den freigelegten und im Abbau befindlichen Teil des Flözes hinweg zu der durch bereits erfolgten Abbau entstandenen Ausschachtung gefördert.

Zu diesem Zwecke wird die ganze Grube durch eine Hochbrücke überspannt, die auf Schienen verfahrbar ruht. In der Brücke selbst laufen auf Stützrollen gelagert mehrere aneinandergereihte, endlose Förderbänder (im allgemeinen Gummibänder). Das obere Trum des ersten Bandes wird mit den Abraummassen beschickt und wirft diese auf das anschließende Band ab, und so fort. Durch geeignete Vorrichtungen können die Abraummassen an beliebiger Stelle abgeworfen werden, entweder zwischen den beiden Stützpfählern der Brücke oder hinter dem haldenseitigen Stützpfähler bis zum Ende des überkragenden Brückenarmes, dabei kann auf dem Grunde der Grube zwischen den beiden Stützpfählern der Brücke ungestört gearbeitet und die anstehende Braunkohle abgebaut werden.

Die rein maschinellen Teile bei solcher Brücke sind der rationalisierten Herstellung natürlich in hohem Maße zugänglich. Alle bekannten, vorteil-

haften Verfahren können hier ohne weiteres Verwendung finden. Es können genormte Teile verwendet werden, selbst eine Reihenerstellung ist bis zu einem gewissen Grade möglich, denn, abgesehen davon, daß einige Teile, wie z. B. die Stützrollen für das Förderband, an jeder Brücke in größerer Anzahl vorhanden sind, kehren ähnliche oder gleiche Maschinenteile auch an anderen Massenförderanlagen wieder. Auch in der Eisenkonstruktion ist hier eine beschränkte Normung durchaus möglich.

Zum besseren Verständnis soll hier die Beschreibung einer derartigen Abraumförderbrücke gegeben werden, und zwar soll als Beispiel die oben erwähnte Konstruktion der Mitteldeutschen Stahlwerke Lauchhammer dienen.

Die Arbeitsweise ist an Hand der Abbildungen ohne weiteres verständlich. Wir sehen (Abb. 1) an einem Ende der Brücke, mit dieser durch kurze, nach allen Seiten bewegliche Förderbänder verbunden, mehrere Bagger, die das Deckgebirge abräumen und das Förderband beschicken. Bei kurzen Brücken genügt ein durchgehendes Förderband; bei längeren Brücken wird dieses zweckmäßig in mehrere Einzelbänder unterteilt. Am haldenseitigen Ende der Brücke sind verschiedene Abwurfstellen vorgesehen, um eine Verteilung der Abraummassen auf der Halde vornehmen zu können. Grundsätzlich liegt eine Abwurfstelle vor der haldenseitigen Stütze zum Aufwerfen des Planums für die Brückenfahrbahn und eine oder mehrere Abwurfstellen hinter der Stütze zur Aufschüttung der Halde. Um Ungleichmäßigkeiten der Gleise auszugleichen und Schrägstellungen der Brücke zu ermöglichen, hängt sie auf der Haldenseite drehbar in einem Rahmen und ruht auf der Baggerseite verschiebbar auf einer Drehscheibe, über deren Mittelpunkt die Zuführung des Baggergutes zu dem Förderband liegt, so daß diese Zuführung stets an derselben Stelle stattfindet. Die gleitende Lagerung des Brückenträgers ist erforderlich, um bei Schrägstellung der Brücke die Längenunterschiede auszugleichen. Beide Stützen haben selbstverständlich getrennte Fahrwerke und können unabhängig voneinander verfahren werden. Die als Beispiel angeführte Abraumförderbrücke hat eine Stützweite von 150 m und eine haldenseitige Ausladung von 75 m. Die Brücke besteht aus dem Hauptgerüst in Eisenschwerk, den Förderbändern, den Fahrwerken und den Absturzrohren und ist auf drei Punkten gelagert, und zwar liegt (im Grundriß gesehen) ein Punkt in der Mittellinie auf der Baggerseite und zwei Punkte in der Hauptstütze je links und rechts des Trägers auf der Haldenseite. Die

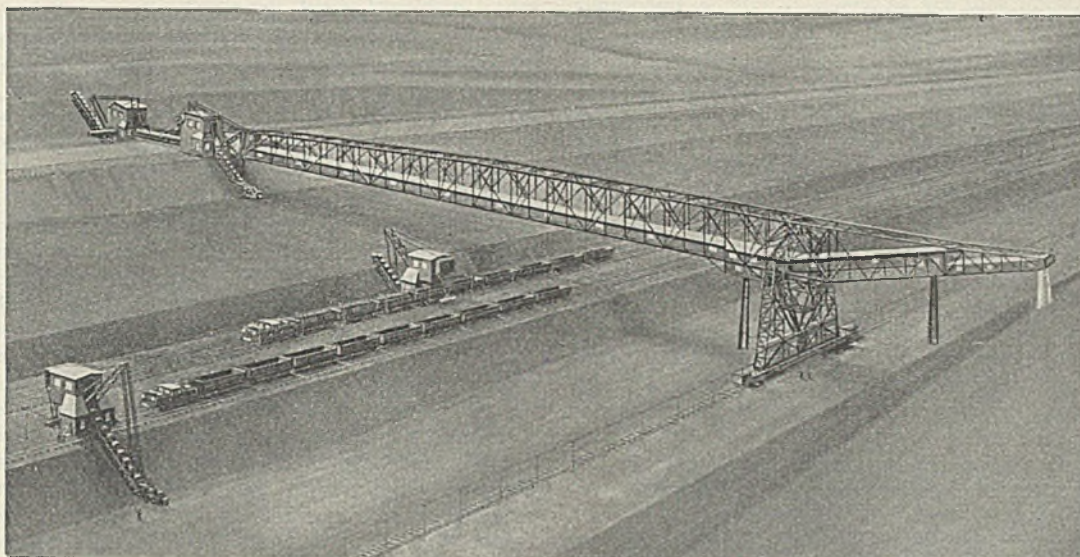


Abb. 1.

Brücke ist mit jeder Stütze bis zu einem gewissen Winkelausschlage verfahrbar. Zu diesem Zwecke ist sie an der Haldenseite, wie schon oben erwähnt, in einem Rahmen gelagert, der sich um zwei in der Mittelachse der Brücke befindliche senkrechte Zapfen dreht und somit alle durch Wind, Bremsung und Schrägstellung verursachten Kräfte aufnimmt, im übrigen aber alle im Betriebe notwendigen Bewegungen zuläßt. Die Längsverschiebung geschieht nur

an der Baggerseite, wo die Brücke mit ihrem Untergurt auf einem Fahrgestell aufsitzt, das eine Drehscheibe trägt. Die Drehscheibe ist mit Tragrollen ausgerüstet, auf denen sich der Untergurt des Brückenträgers aufstützt und in der Längsrichtung verfahren werden kann. Durch die bereits erwähnte Anordnung der Drehscheibe über der Mitte des Fahrgestells bleibt der Schwenkpunkt der Brücke ohne Rücksicht auf die Längsverschiebung stets in der Mitte des Fahrgestells, so daß eine verhältnismäßig einfache Übergabe des Fördergutes möglich ist. Zu diesem Zwecke läuft das Förderband nicht in der Richtung des Untergurtes weiter, der vor dem Fahrgestell hochgezogen ist, sondern tritt aus dem Träger heraus bis in die Mitte des Fahrgestells. In Abb. 1 u. 2 sind für die Gewinnung des Abraums für den Tiefschnitt ein Tiefbagger und für den Hochschnitt ein drehbarer Hochbagger angegeben, von denen das Fördergut über einen Verbindungsträger mittels Förderbandes zur Brücke gebracht wird. Es können natürlich auch Bagger zur Anwendung kommen, die als Hoch- und Tiefbagger gleichzeitig arbeiten. Dadurch würde sich die Durchbildung der Brücke und die Zubringung des Fördergutes noch vereinfachen, indem der bereits erwähnte Verbindungsträger mit Band wegfallen könnte. Das von den Baggern durch die Zubringerbänder zur Mitte des Brückenfahrgestells gebrachte Fördergut wird auf das Hauptbrückenband geleitet. Es nimmt seinen Weg über die ganze Förderbrücke, um dann vor der haldenseitigen Stütze oder hinter dieser zum Absturz gebracht zu werden. Zur gleichmäßigen Verteilung des Fördergutes über den ganzen Tagebau dient die bereits erwähnte Schrägstellung der Brücke.

An allen Übergabestellen der Bänder, bei denen das Fördergut von einem Hauptband auf das andere übergeben wird (s. bes. Abb. 2), sind zweckmäßig kurze Bänder zwischenschalten, die den Sturz des Materials auffangen und für eine sanfte Überladung auf das anschließende Band sorgen. An den Überladestellen sind, sofern dort das Material abgestürzt werden soll, diese Übergabebänder verfahrbar eingerichtet, so daß sie hinweg-

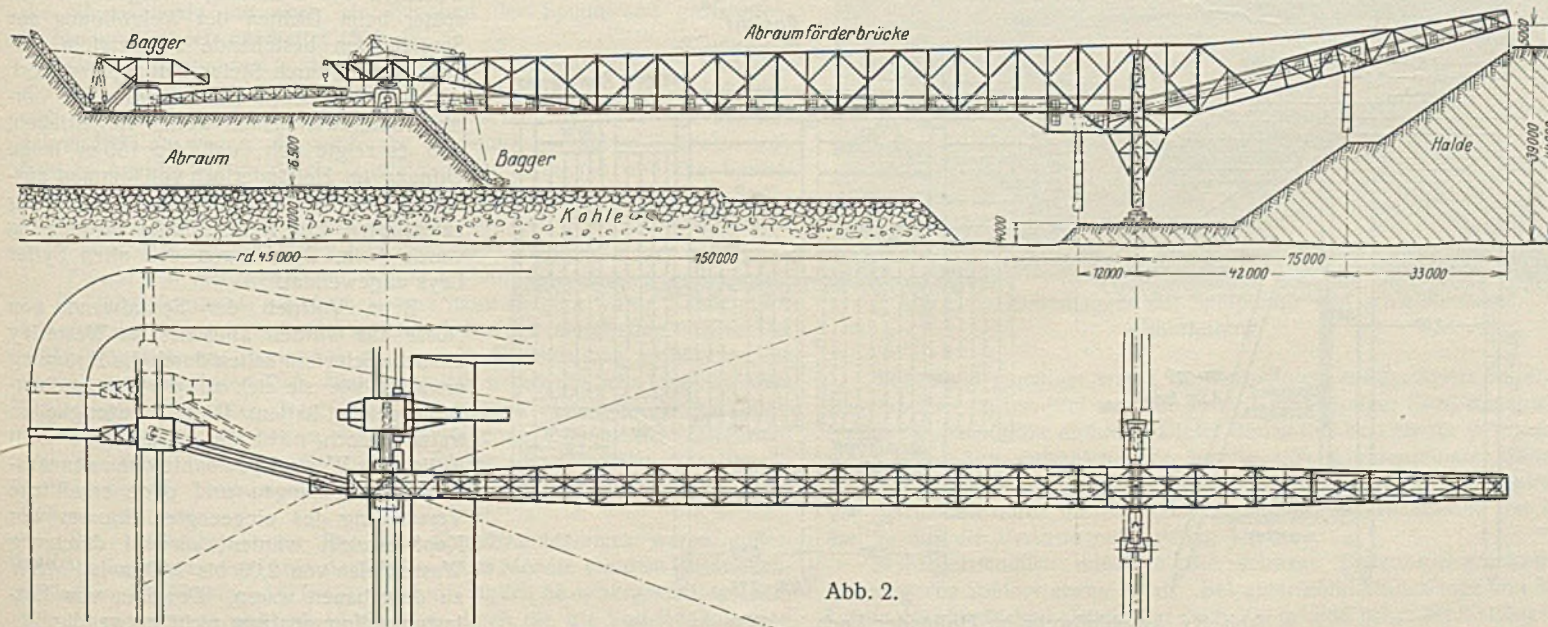


Abb. 2.

gezogen werden können, damit das Fördergut über die Endtrommel unmittelbar in das Abwurfrohr fällt. Gegen Witterungseinflüsse ist die gesamte Bandstraße wetterfest eingekleidet und, um ein Einfrieren des Fördergutes im Winter zu vermeiden, heizbar eingerichtet. Durch geeignete Durchbildung des Fahrwerkes ist erreicht, daß alle Laufrollen gleichen Druck aufnehmen und das Gleis auf der ganzen tragenden Fläche gleich hoch belastet ist. Der Antrieb jeder Stütze geschieht für sich. Um jedoch ein Überschreiten der höchstzulässigen Schrägstellung zu vermeiden, sind entsprechende Sicherungen und Endschalter vorgesehen. Neu ist bei der von den Mitteldeutschen Stahlwerken konstruierten Förderbrücke, daß die Verschiebung nicht auf der haldenseitigen Stütze, sondern auf dem Untergerüst auf der Baggerseite stattfindet. Dadurch wird erreicht, daß infolge des auf der Baggerseite wesentlich niedrigeren Auflagerdruckes weniger Widerstand beim Verschieben entsteht. Außerdem ist klar, daß auf dem frisch aufgeschütteten Boden auf der Haldenseite das Gleis weniger gut verlegt werden kann als auf der Baggerseite, wo der gewachsene Boden durch einen Baggerschnitt gleichmäßig abgetragen wird. Die Brücke kann Kurven von rd. 50 m Halbm. durchfahren und sich infolgedessen der durch das Kohlevorkommen bedingten Form der Grube weitgehend anpassen.

Bei der vorstehend beschriebenen Brücke ist der Umstand, daß für die Ausführung Siliziumstahl verwendet wird, als ein Weg zur Rationalisierung zu betrachten.

Bei der Arbeit in der Werkstatt werden selbstredend alle in dem Aufsatz von Schellewald angeführten Verfahren weitgehend berücksichtigt, wie solches in neuzeitlichen Betrieben üblich ist. Die Verwendung von hochwertigem Material ist auch in dem obengenannten Aufsatz als Weg zur Verbilligung genannt worden. Die dort erwähnten Schwierigkeiten der fast unmöglichen einwandfreien Kennzeichnung solchen Materials bestehen allerdings, können aber durch größte Achtsamkeit und richtige Organisation eingeschränkt werden, besonders in solchen Werken, die Selbsthersteller der Baustähle sind, die sie verarbeiten. Aus der Erfahrung der Mitteldeutschen Stahlwerke, die sowohl St 48 als auch Siliziumstahl (Si-Stahl) in ihren Riesaer Werken herstellen, kann Vorstehendes jedenfalls gesagt werden. Der von Schellewald vorgeschlagene Weg der Einführung von Sonderprofilen für hochwertigen Werkstoff scheint insofern bedenklich, als ein solcher Weg sich einer rationellen Bearbeitung entgegenstellen würde und dem als richtig erkannten Bestreben, die Anzahl der Profile einzuschränken, widerspricht; Bedenken, die ja Schellewald selbst erkannt und in seinem Aufsatz auch geäußert hat. Alles, was Schellewald sonst über die Verwertung hochwertiger Stähle sagt, kann nach den Erfahrungen der Mitteldeutschen Stahlwerke Wort für Wort bestätigt werden.

Die Überlegenheit des Siliziumstahles geht beispielsweise daraus hervor, daß eine von den Mitteldeutschen Stahlwerken ausgeführte zweigleisige Eisenbahnbrücke mit einer Spannweite von 80 m bei Ausführung in St 37 ein Gewicht von 700 t gehabt hätte, bei Ausführung in Si-Stahl aber ein Gewicht von 512 t hatte, also 27% Gewichtsersparnis ergab.

Es erübrigt sich, an dieser Stelle näher auf die Verbesserung der Arbeitsverfahren einzugehen, da dieses von dem mehrfach angegebenen Verfasser in ausgiebiger Weise geschehen ist. Es ist noch zu bemerken, daß alles, was von Schellewald über den allgemeinen Eisenbau gesagt ist, in noch höherem Maße für den Bau von Abraumförderbrücken gilt, da hier immerhin erhebliche Ansätze für Normung einzelner Konstruktionsglieder auch für die nicht maschinellen Teile vorhanden sind. Namentlich die auch in anderen Massenfördergeräten immer wiederkehrenden Glieder, die die Verbindung der maschinellen mit den rein eisenbaulichen Teilen herstellen, sind einer Normung und beschränkten Reihenherstellung zugänglich.

Abweichend vom normalen Brückenbau, der dem Bau von Abraumförderbrücken am nächsten kommt, ist die Montage.

Während beim Brücken- und Eisenhochbau feste Verhältnisse an der Baustelle gegeben sind, die sich bei dem Bau mehr oder weniger verschieden gestalten werden, ist bei der Montage von Abraumförderbrücken infolge ihrer Ortsbeweglichkeit eine zweckmäßige Wahl der Montagestelle möglich, und es kann sich hierbei bis zu einem gewissen Grade ein Normalverfahren für die Montage herausbilden.

Der Umstand, daß die fertige Abraumförderbrücke in einer mehr oder weniger tiefen Grube Aufstellung findet, kann in besonders gearteten Fällen für die Montage insofern von Vorteil sein, als dadurch die Möglichkeit besteht, kostspielige Rüstungen zu ersparen.

Zu diesem Zwecke kann der ganze Brückenträger zu ebener Erde ausgelegt werden, während die beiden Stützen in an passenden Stellen angebrachten Erdschnitten untergebaut werden. Die fertige Brücke wird dann einfach aus den Einschnitten herausgefahren und auf die eigentlichen Fahrgleise gebracht.

Kann diese Montageart nicht angewendet werden, so wird zweckmäßig das Mittelloch auf eine Rüstung gebaut, dagegen werden die beiden Ausleger frei vortragend montiert.

Selbstredend kommen für die beträchtlichen Höhen und Gewichte Handhebezeuge für die Montage nicht mehr in Frage, sondern lediglich maschinelle Hebezeuge.

Die Hauptsache für eine wirtschaftliche Montage aber ist, daß schon im Werk hierauf Rücksicht genommen wird und alle Teile von dem Gesichtspunkte aus fertiggestellt werden, daß der Einbau bei der Montage möglichst wenig Schwierigkeiten bietet.

Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. H. Pfeiffer und Regierungsbaumeister W. Mügge.

(Schluß aus Heft 6).

Die günstige Witterung im Winter 1924/25 gestattete es auch, mit dem Bau der Abschlußpundwand sowohl auf der Festlandbaustelle wie auf der Inselseite frühzeitig energisch zu beginnen.

Auf der Festlandbaustelle wurde zunächst ein während der langwierigen Verbauung des Osterleys vor Kopf des Spundwanddammes bei Stat. 3 + 700 entstandener 80 m langer und 4 bis 5 m tiefer Kolk verbaut. Dann aber schritt der Bau ohne Schwierigkeiten vorwärts bis zur Mitte

des Holländer Loches, wo inzwischen das geplante Durchlaßwehr in einer Länge von 150 m vorbereitet war. Die Bauart des Wehres ist in Abb. 8 dargestellt. Zum Schutze gegen die Vertiefung des Watts durch das hindurchströmende Wasser war eine Grundspundwand geschlagen, zwischen die alle 2,50 m Differdinger Breitflanschträger eingerammt wurden. Die Wattsohle daneben wurde 5 m breit durch starke Steinschüttung gegen Ausspülung geschützt. Darüber hinweg führte eine Pfahljochbrücke.

Zwischen den Differdinger Trägern wurden später beim Dichten der Wehröffnung aus Spundbohlen bestehende Schütztafeln eingesetzt und durch Steinschüttung gesichert.

Westlich des Wehres wurde der normale Spundwanddamm weiter vorgetrieben, und es zeigte sich, daß die 150 m lange Öffnung im Holländerloch vollkommen ausreichte, um den Vortrieb von der Strömung zu entlasten. Eine weitere Entlastungsöffnung wurde beim Durchbauen des alten Sylter Leys angewendet.

Beim Vortrieb der Spundwand von Nösse aus wurden zunächst im Westerley ähnliche Schwierigkeiten durch die Strömung erwartet, wie sie sich auf der Festlandbaustelle gezeigt hatten. Diese Schwierigkeiten traten jedoch nicht ein. Das hohe Watt östlich des Westerleys konnte ohne nennenswerte Auskolkungen und ohne erhebliche Verstärkung des eingengten Stromes vor Kopf erreicht werden, obwohl durchweg Wassertiefen von 2,00 bis 2,50 m bei MHW zu durchbauen waren. Der Bau von Entlastungsöffnungen war nicht notwendig.

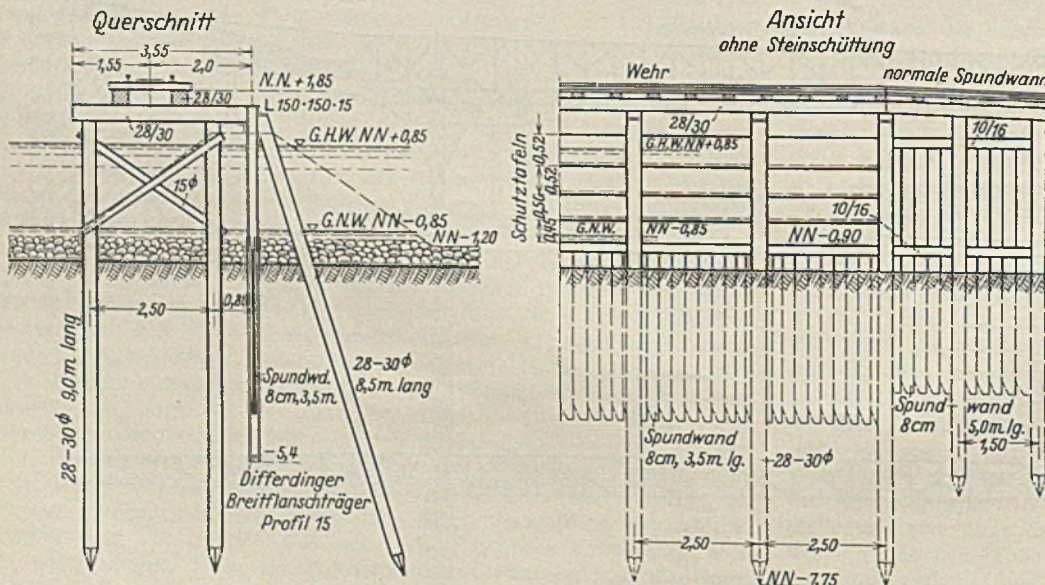


Abb. 8. Abschlußwehr im Holländer Loch.

Die Ursache dafür, daß sich die Strömung beim Durchbauen des Westerleys nur unerheblich verstärkte, während sie doch auf der Festlandseite im Osterley so ungeheuer gewachsen war, ist in der Höhenlage der nördlich des Dammes befindlichen Wattflächen zu suchen. Auf der Sylter Seite waren die nördlich des Dammes gelegenen Wattflächen sehr niedrig. Bei einsetzender Flut wurden die Wattflächen von Norden vom Lister Tief her überflutet, wenn die von Süden kommende Flutwelle durch geringen Anstau an der Südseite der Spundwand verzögert wurde. Bei eintretender Ebbe flossen die nördlich der Spundwand befindlichen Wassermengen nur zum geringen Teil nach Süden, zur Hauptsache aber über die niedrigen Wattflächen nach Norden ab.

Auf der Festlandseite hingegen lagen nördlich des Dammes bedeutend höhere, durch kein Priel unterbrochene Wattflächen, die etwas Gefälle nach der Dammlinie hatten. Die Füllung des zwischen diesen hohen Wattflächen und der Abschlußspundwand gelegenen Beckens bei Flut geschah von Süden her. Erst kurz vor Hochwasser erhielt das Becken auch Wasser von Norden. Bei Ebbe konnten nur geringe Wassermengen nach Norden abfließen. Der Hauptinhalt des Beckens floß, dem Gefälle des Watts folgend, nach Süden ab. Deswegen mußte sowohl bei Flut wie auch bei Ebbe bei fortschreitender Einengung der Durchflußöffnung durch den Spundwanddamm ein immer stärkerer Anstau an der Spundwand entstehen, der, wie bereits erwähnt, schließlich 1 m betrug.

Die Strömung, die beim Durchbauen des Westerleys immerhin vor Kopf vorhanden war, wurde durch die gewaltigen dort liegenden Seegrassfelder, in denen der Strom starke Hindernisse fand, abgeschwächt.

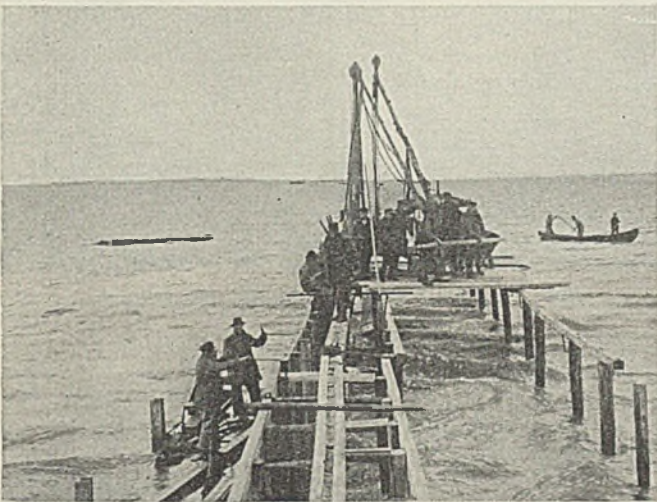


Abb. 9. Spundwand mit Absteifungspfählen.

Die Rammung der Spundwand und der Ankerpfähle geschah auf beiden Baustellen vorwiegend mit Handzugrammen; nur wo größere Wassertiefen vorhanden waren, wurden die Ankerpfähle durch eine Dampf ramme von einem kleinen flachgehenden Prahm aus geschlagen. Die Anwendung der primitiven Handzugrammen war bei der Höhenlage der Spundwandoberkante von nur 25 cm über MHW und der leichten Bauweise zweckmäßig. Die Rammen waren häufigen Überflutungen und dem Wellenschlage ausgesetzt und blieben doch stets betriebsfähig. Sofern die Wasserstände nur eben ein Begehen der Spundwand gestatteten, wurde am Vortrieb gearbeitet (Abb. 9).

Gute Witterung und vorzüglich eingearbeitete Rammkolonnen förderten die Arbeiten über das vorgesehene Programm hinaus derart, daß man sich entschließen konnte, den Zusammenschluß noch im Herbst des Jahres 1925 zu wagen. Er wurde am 16. September ausgeführt, also früh genug, um die Wehre durch Schütztafeln zu schließen und die Spundwand noch vor Eintritt der Sturm- und Eisperiode überall durch Steinwurf zu sichern. Die Schlußstelle lag auf der Dracht, einem hohen Watt zwischen dem Westerley und dem alten Sylter Ley.

Es war von manchen Seiten befürchtet worden, daß sich die Strömung an der Schlußstelle bis zur Unüberwindlichkeit steigern würde. Tatsächlich bot aber der Zusammenschluß überhaupt keine Schwierigkeiten. Jedes Tief wirkte für sich und verstärkte nach seiner Durchbauung nicht etwa die Strömung im nächsten Tief. Wahrscheinlich wären die Schwierigkeiten am Schluß größer gewesen, wenn die Tiefs während einer winterlichen Unterbrechung Zeit gehabt hätten, sich zu verlagern. Eine solche Verlagerung war durchaus nicht ausgeschlossen. Dieser Gesichtspunkt war für die Schließung der Spundwand noch im Jahre 1925 vor allen Dingen maßgebend gewesen.

Die Leistungen beim Bau des Spundwanddammes waren außerordentlich hoch. Im Laufe der letzten sechs Monate vor dem Zusammenschluß waren 8000 m oder im Durchschnitt täglich 53 m hergestellt worden, und zwar waren es nicht allein Prämien, durch die die Vortriebskolonnen

angesperrt wurden, sondern es war das Interesse am Werk selber, das die Leute auch bei Sturm und Regen immer wieder vorwärtstrieb.

Fortschreitend mit dem Vortrieb war auf dem Spundwanddamm ein Fördergleis von 90 cm Spur vorgestreckt worden, so daß einige Tage nach dem Zusammenschluß die Gleisverbindung zwischen dem Festland und der Insel hergestellt werden konnte. Die Sylter Baustelle wurde dadurch unabhängig vom Seetransport und ihre Versorgung mit den notwendigsten Baustoffen vom Festlande aus sichergestellt. Vor Herstellung der Gleisverbindung war eine Flotte von 30 Seglern und 3 Schleppdampfern mit 20 Schuten mit dem Baustofftransport von Husum nach Nösse beschäftigt gewesen.



Abb. 10. Mit Schüttsteinen gesicherter Spundwanddamm bei Hochwasser. Das Gleis ist teilweise durch einen Nordweststurm herabgerissen.

Zum Einschütten des Spundwanddammes wurden 120 000 t Granitsteine eingebracht. Der mit Steinen eingeschüttete Spundwanddamm bildete einen festen Wall, der auch bei Überströmung und Eisschub unbeschädigt blieb (Abb. 10).

Nachdem die Strömung durch die Spundwand abgedämmt war, ging der im Frühjahr 1925 wieder aufgenommene Spülbetrieb planmäßig vor sich.

An der Festlandseite arbeiteten zwei Spülbagger im Schutze des Spundwanddammes nach Westen vor und spülten den unteren Damnteil bis etwa 1,00 m über NN auf (Abb. 11). Zur vollständigen, im Hinblick auf die Eigenart des Baues unerlässlichen Ausnutzung der Geräte wurde in zwei Schichten von je zwölf Stunden ununterbrochen gearbeitet. Die Spülung erreichte im Herbst 1925 die Ostkante des Holländer Loches. Die Verluste blieben infolge des Schutzes durch den Spundwanddamm trotz der schlechten Spülbodenbeschaffenheit in erträglichen Grenzen.

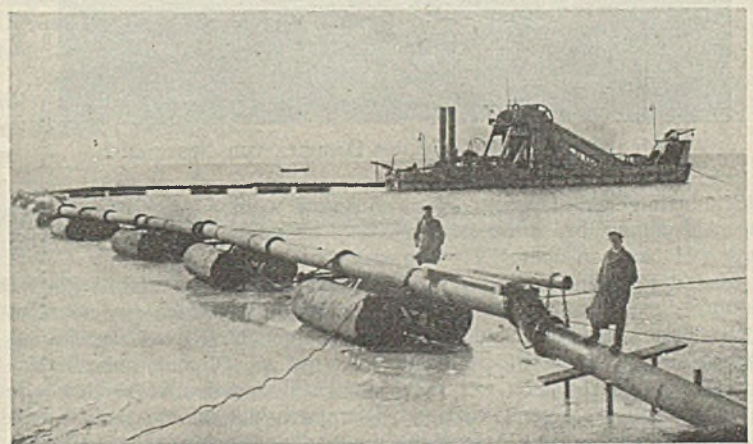


Abb. 11. Eimerbagger mit Spülpumpe und schwimmender Rohrleitung.

Bedeutend günstiger waren die Verhältnisse auf der Sylter Seite. Der Baggerboden im Landtief war ein äußerst grobkörniger Kies, der reichlich Steine von Faustgröße enthielt. Dieser Boden ließ sich bis zur gewünschten Höhe NN + 3 m aufspülen. Er lagerte sich in unmittelbarer Nähe der Spülrohrmündung ab. Das Spülfeld war steil und kurz. Ein Durchtreiben von Spülboden durch die Fanglähnungen über Spundwandhöhe trat kaum ein, so daß die Verluste recht gering blieben.

Selbstverständlich minderte die schwere Bodenbeschaffenheit die Leistung des Spülers etwas herab. Bei einer Rohrleitungslänge von 500 m betrug die stündliche Leistung nur noch 300 m³ und nahm bei Verlängerung

der Rohrleitung rasch weiter ab. Bei 800 m langer Rohrleitung wurden die Leistungen so gering, daß eine weitere Verlängerung unwirtschaftlich wurde. Im Herbst 1925 wurde die Spülung bis km 10 nach Osten vorgetrieben.

Nach den guten Erfahrungen mit dem Spülbetrieb im Jahre 1925 wurde im Frühjahr 1926 noch weiteres Gerät auf die Baustellen gebracht. Die Baustelle Nösse erhielt drei Eimerbagger mit zusammen 1250 m³ Stundenleistung und zwei Spüler von gleicher Leistungsfähigkeit. Die Festlandbaustelle erhielt zu den bereits 1925 dort beschäftigt gewesenen Geräten noch zwei Spülbagger von je 80 m³ Stundenleistung hinzu.

Auf der Festlandseite blieben die Spülbodenverhältnisse unverändert. Zunächst war das Holländer Loch aufzuspülen. Dort waren besonders hinter der ehemaligen Wehröffnung größere Tiefen vorhanden, deren Auf-

gelaug auf diese Weise, bis zur Mitte des Monats August die Spülfäche der Festlandbaustelle bei km 6,5 zu erreichen. Dabei wurden auf der Strecke von km 8 bis 6,5 durchweg Spülhöhen von NN + 3,80 m erreicht.

Im Jahre 1926 wurden durch den Spülbetrieb auf beiden Baustellen zusammen im Durchschnitt täglich 14 000 m³, gemessen im Dammkörper, gefördert. Dabei sind sämtliche Verluste abgerechnet.

Den Spülarbeiten unmittelbar folgend, wurden die oberen Schichten des Dammes durch Trockenförderung aufgebracht.

Auf der Festlandbaustelle war durch die Unternehmung Philipp Holzmann A.-G. zu den beiden B-Baggern noch ein O-Bagger herangeschafft, die Strecke auf dem Wiedingharder Vorlande 1 m über MHW gelegt und unterschottert worden. Nach diesen Maßnahmen vollzog sich die Trockenförderung ohne erhebliche Störungen planmäßig mit durchweg recht guten Leistungen, obwohl der zu fördernde kleihaltige Boden sehr naß war und somit die Fahrbarhaltung der Kippgleise manche Arbeiten erforderte.

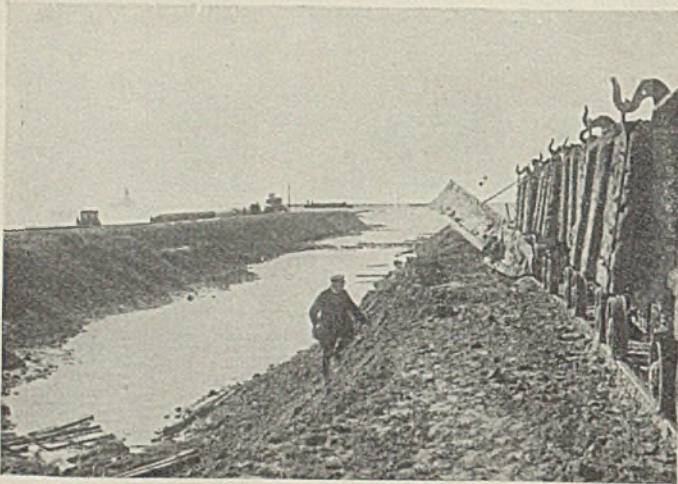


Abb. 12. Trockenschüttung der eberen Dammschichten.

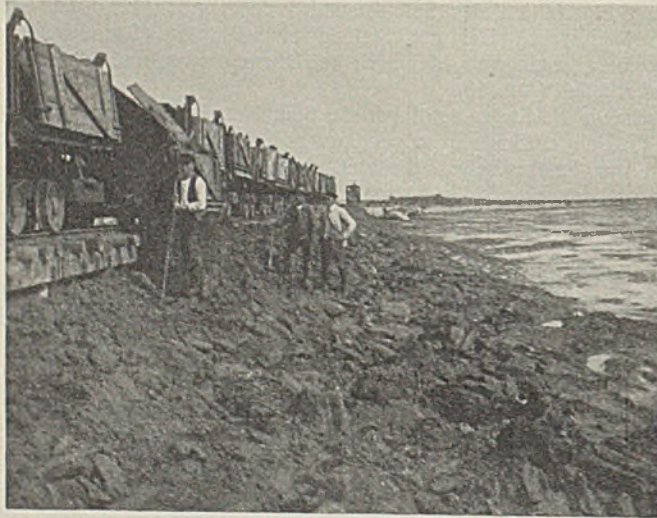


Abb. 13. Tonabdeckung des Dammes von Nösse aus.



Abb. 14. Herrichtung der Pflasterunterbettung.

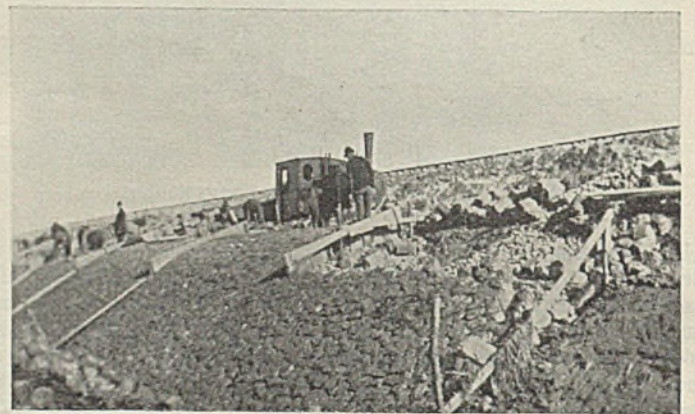


Abb. 15. Basaltpflasterung.

höhung naturgemäß längere Zeit in Anspruch nahm. Durchweg wurde eine Aufspülung bis mindestens NN + 2 m vorgenommen. Teilweise wurden Höhen von über NN + 3 m erreicht.

Auf der Sylter Seite wurden, um entsprechend den Erfahrungen im Vorjahre die Rohrleitung nicht unwirtschaftlich lang werden zu lassen, in Entfernungen von 800 m Spülerliegestellen eingerichtet. Nach den Bodenuntersuchungen hörte östlich von km 9 das gut zu spülende grobe Bodenmaterial auf. Dort waren nur tonig-sandige Bodenarten vorhanden. Es wurde geplant, diese tonig-sandigen Bodenarten nur bis zur Spundwandhöhe aufzuspülen und die Aufspülung darüber hinaus mit grobem Material vorzunehmen. Nun ließ sich zwar das Aufspülen der schlechten Bodenmassen bis zur Spundwandhöhe, wenn auch mit einigen Verlusten, durchführen. Jedoch trockneten die aufgespülten Massen nicht aus und blieben so schlammig, daß sie unter der Last des auf sie aufgebrachten groben Sandes auswichen und aus dem Dammkörper hinausgedrängt wurden. Die hoch aufgebrachten Sandmassen brachen mit den Spüllahnungen ein. An einzelnen Stellen wich sogar die Spundwand aus, ohne jedoch zum Bruch zu kommen.

Die Störungen wurden schließlich so erheblich, daß man sich entschließen mußte, das Spülen der tonigen Bodenarten ganz aufzugeben und nur die westlich von km 9 vorhandenen groben Sandmassen zu verwenden.

Um möglichst weit nach Osten vorzudringen, mußte der Boden vom einen Spüler zum anderen und durch diesen weitergedrückt werden. Es

Auf der Inselseite wurde der Boden aus dem Bahneinschnitt durch den Morsumer Höhenrücken entnommen. Dort hatte die Firma Peter Fix Söhne G. m. b. H., Duisburg-Meiderich, zwei Löffelbagger mit 2 m³ Löffelinhalt angesetzt. Der Förderboden war ein reiner trockener Sand, ein Material, mit dem ohne Schwierigkeiten gute Leistungen erzielt werden konnten. Zum Abdecken des Dammes wurde etwas nördlich des Bahneinschnittes Tonboden entnommen. Hierzu hatte der Unternehmer einen O-Bagger aufgestellt. Da der Tonboden bei der Entnahme recht trocken war, erzielte der O-Bagger sehr gute Leistungen. Die Verteilung des Tones in dünner Lage über den gesamten Dammkörper war natürlich umständlich und erforderte viel Gleis- und Handarbeit, zumal wenn der geschüttete und gelockerte Tonboden durch Niederschläge naß und plastisch geworden war. Zur Erzielung ausreichender Dichtigkeit war es natürlich erwünscht, wenn der Tonboden möglichst plastisch eingebracht wurde (Abb. 12 u. 13).

Dank der Bemühungen beider Unternehmer gelang es, die Erdarbeiten bis zum Herbst 1926 nahezu zu vollenden.

Dem Fortschreiten der Erdarbeiten auf dem Fuße folgend, wurden die Böschungen des Dammes gepflastert und besodet.

Anfangs wurde das Pflaster in Granit ausgeführt, bald aber ging man zu Basaltpflaster aus 30 cm langen Säulen mit 800 kg Gewicht auf 1 m² über. Basaltpflaster bietet vermöge seines größeren Gewichtes und der eng aneinander liegenden Seitenflächen der Säulen der See besser Widerstand als Granit. Auch sind Basaltsäulen schneller zu pflastern als Granitsteine

und haben gegenüber diesen verschwindend geringen Abfall, so daß das Basaltpflaster trotz des höheren Beschaffungspreises und der höheren Frachten kaum teurer wurde als Granitpflaster. Vor allem aber war Basalt in den benötigten Mengen schnell genug zu beschaffen.

Zum Pflastern wurden zunächst geübte Leute aus dem Rheinlande herangezogen. Bald aber lernten auch die einheimischen Arbeiter das Pflastern mit Basaltsäulen und vermochten ein den Anforderungen entsprechendes, dichtes Pflaster herzustellen.

Die Soden wurden auf dem Wiedingharder Vorlande zwischen dem Damm und der deutsch-dänischen Grenze entnommen.

Am 9. bis 12. Oktober 1926 wurde der noch nicht völlig fertiggestellte Damm einer schweren Belastungsprobe durch Sturmfluten unterworfen. Die See erhob sich an diesen Tagen an der Baustelle bis 2,50 m über MHW und erreichte in mehreren Tiden diese Höhe. In der Nacht vom 9. zum 10. Oktober herrschte Südweststurm, an den folgenden Tagen Nordweststurm. Beide Dammböschungen hatten also den Angriff der Wogen zu erleiden. Es zeigte sich, daß die Pflasterung allen Angriffen der See vorzüglich standhielt. Der über der Pflasterhöhe liegende, teilweise frisch besodete, teilweise nur roh geschüttete Damnteil wurde jedoch nicht unerheblich beschädigt. Aus diesem Grunde wurde auf der Böschung 1:8 im Laufe des Winters 1926/27 und im Sommer 1927 das bewährte starke Basaltpflaster auf Grandunterbettung im allgemeinen in einer Breite von 4 m, an den besonders gefährdeten Stellen, nämlich im Holländer Loch und in den ersten 2,5 km der Südseite, in einer Breite von 5 m verlegt. Es darf angenommen werden, daß auf diesem verbreiterten Pflaster die Kraft der überschlagenden Wellen gebrochen werden wird (Abb. 14 u. 15).

Mit Anrechnung der Verluste durch Sturmfluten betrug die Gesamtförderung an Bodenmassen für den Wattenmeerdamm 3 600 000 m³. Davon sind durch Spülung im Eigenbetriebe der Bauverwaltung eingebracht worden:

- a) durch die Festlandbauleitung . 750 000 m³
- b) durch die Inselbauleitung . 1 000 000 m³
- zusammen 1 750 000 m³

Mittels Trockenschüttung sind durch die Unternehmerfirmen eingebracht worden:

- a) durch die Firma Philipp Holzmann A.-G., Kleiboden . 1 300 000 m³
- b) durch P. Fix Söhne G. m. b. H., Sand- und Tonboden . 550 000 m³
- zusammen 1 850 000 m³

Durch die Bauverwaltung sind weiter im Eigenbetriebe hergestellt worden: 9300 lfd. m Spundwanddamm sowie mehr als 200 000 m² Böschungspflaster. Die Besodung wurde auf der östlichen Dammhälfte durch die Firma Philipp Holzmann A.-G., auf der westlichen Dammhälfte durch die Bauverwaltung ausgeführt.

Die wichtigsten Naßbagger- und Spülgeräte wurden von folgenden Firmen erbaut: Stettiner Oderwerke A.-G. zwei Spüler (Schutensauger) von je 625 m³ Stundenleistung, Schiffs- und Maschinenbau A.-G. Mannheim ein Eimerbagger von 500 m³ Stundenleistung, Gebr. Sachsenberg, Roßlau (Elbe) ein Eimerbagger von 300 m³ Stundenleistung, Lübecker Maschinenbau A.-G. zwei Eimerbagger mit Spülvorrichtung von je 80 m³ Stundenleistung.

5. Verstärkung der Festlanddeiche. Eine Untersuchung des Einflusses des Dammes auf die Strömungen und Wasserstände im Watten-

meere hat ergeben, daß infolge des Abschneidens der Flutwellen in der Dammlinie eine Erhöhung der Sturmfluten besonders in der südlichen Bucht entstehen kann. (Vergl. Dr.-Ing. Krey, Der Verlauf von Tide- und Sturmflutwellen in Meeresarmen und die Wirkung eines Abschlusses, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse hinter Sylt; Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, S. 91.) Aus diesem Grunde war eine vom Kreuzungspunkte des Dammes mit dem Festlandseedeich nach Süden und Norden allmählich auslaufende Erhöhung des Seedeiches erforderlich. Da aber hier ein 600 m breites deichreifes Vorland vorhanden war, wurde im Auftrage des preußischen Ministeriums für Landwirtschaft, Domänen und Forsten vor dem alten ein neuer 0,60 m höherer Seedeich 5 km nach Süden, 1 km nach Norden erbaut und hierdurch ein 270 ha großer fruchtbarer Koog geschaffen. Von den Anschlußpunkten des neuen Deiches an den alten wurde dieser im Einvernehmen mit dem Deichverbände nach Süden auf weitere 6,5 km, nach Norden auf 3 km Länge erhöht.

Bei der Kürze der Beobachtungszeit konnte bisher noch nicht festgestellt werden, ob die erwarteten Änderungen in den Sturmfluthöhen eintreten.

6. Landgewinnung. An der Festlandküste gegenüber der Insel Sylt sind in früheren Jahrhunderten sehr umfangreiche Flächen von Neuland durch Anschlicken entstanden. Vor dem Geestrücken des Festlandes haben sich 12 bis 16 km breite Marschflächen abgesetzt, die im Laufe der Jahrhunderte eingedeicht worden sind.

Nachdem durch die früheren Eindeichungen alle ruhigen Buchten an der Küste beseitigt worden waren, verzögerte sich die Anlandung, da durch die vorhandene Küstenströmung der Schlick größtenteils wieder fortgespült wurde.

Durch den Damm sind am Festlande zwei neue Buchten entstanden, in denen der von der Nordsee mitgeführte Schlick und Sand zur Ablagerung kommen kann. Schon während der Bauzeit machte sich ein starkes Anschlicken an der Festlandküste bemerkbar, das durch den Bau von Lahnungen und Begrüppelungen noch gefördert werden kann.

Es ist daher zu erwarten, daß infolge des Dammbaus die Festlandküste sich weiter nach Westen verlegen wird und daß vor der jetzigen Küste neue fruchtbare Marschköge in nicht allzu ferner Zeit entstehen werden.

Die Kosten des Dammes haben rd. 18 500 000 R.-M. betragen. Das sind rd. 1700 R.-M. für 1 m Damm.

Für den Bau des Dammes war während der Vorarbeiten das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten zuständig. Nach dessen Auflösung übernahm das Reichsverkehrsministerium die technische Oberleitung. Die Finanzierung geschah unter Beteiligung des preußischen Staates durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft.

Während der Bauausführung bearbeitete Ministerialrat R. Schmidt im Reichsverkehrsministerium und Oberregierungs- und Baurat Dinkgreve von der Regierung Schleswig die Angelegenheiten des Sylter Dammbaus. Für die Vorarbeiten wurde im Jahre 1914 die Bauabteilung Sylt in Husum eingerichtet, die im Jahre 1922 für die Bauausführung in das Neubauamt Dammbau Sylt unter Leitung des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Pfeiffer umgewandelt wurde.

Die Leitung der Festlandbaustelle war dem Regierungsbaumeister Weinholdt, die Leitung der Inselbaustelle dem Regierungsbaumeister W. Mügge übertragen.

Der Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur K. Becker, Darmstadt.

In Deutschland galt die Wechselstromblockung für die Sicherung der Eisenbahnzugfahrten bisher als Regel. Doch will es scheinen, als ob auch diese altbewährte Einrichtung nicht unsterblich sei. Denn mit der zunehmenden Ausbreitung der Starkstromanlagen sind der mit Schwachstrom betriebenen Wechselstromblockung ernste Schwierigkeiten infolge störender Einflüsse durch Fremdströme erwachsen. Sogar das Auftreten abirrender Erdströme benachbarter Straßenbahnen machte streckenweise Vorkehrungen durch Herstellung von Rückleitungen an Stelle der Erdung erforderlich, um ein störungsfreies Arbeiten der Wechselstromblockung zu ermöglichen.

Besonders unangenehme Folgeerscheinungen verursachten die Hochspannungsfreileitungen, weil bei ihnen Wechselströme in Frage kommen, durch deren Induktionswirkung ein Blockfeld ausgelöst werden kann. Die Deutsche Reichsbahn hat zwar in den „Bahnkreuzungsvorschriften für fremde Starkstromanlagen“¹⁾ Anordnung getroffen, um fremde Starkstromleitungen vom Bahngebiet soweit als möglich fernzuhalten. Auf mit Wechselstrom betriebenen Bahnen sucht man die Blockleitungen gegen induzierende Einflüsse der 15 000-V-Spannungen im Fahrdrabt durch Einkabeln zu schützen, doch bleibt hierdurch die Möglichkeit nicht völlig ausgeschlossen, daß

dennoch abirrende Wechselströme und Kriechströme Störungen in den Wechselstromblockfeldern hervorrufen.

Es lag daher der Gedanke nahe, den Block mit einem Antriebe auszustatten, der durch Fremdströme nicht beeinflusst werden kann. Hiervon ausgehend hat die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, neben ihren Wechselstromblockfeldern neuerdings ein Blockfeld geschaffen, das nur auf Gleichstrom anspricht und daher wertvolle Eigenschaften besitzt für Anlagen in Gebieten, die von hochgespannten Wechselströmen beeinflusst sind, sowie für mit Wechselstrom betriebene Bahnen.

Bei dem Blockfeld für Gleichstromblockung tritt an die Stelle des Wechselstrommagneten mit polarisiertem Anker ein kleiner Gleichstrommotor für den Antrieb des Blockrechens (Abb. 1). Der Motor besteht in der Hauptsache aus einem permanenten Feldmagneten *m*, zwischen dessen Polen sich ein Trommelanker dreht. Das auf seiner Achse befestigte Zahnrad *e* greift in ein zweites Zahnrad *f* auf der Welle *n*, die an die Stelle des früheren Ankers getreten ist.

Ein weiteres Zahnrad *z* am anderen Ende der Welle greift in ein gezahntes Segment *s*, das hier die Stelle des früheren Blockrechens einnimmt und sich von diesem nur in der Zahnform unterscheidet. Bei Drehung des Motorankers wird das Segment zwangsläufig bewegt. Die bisherige Feder zum Bewegen des Rechens fällt fort.

¹⁾ Reichs-Verkehrsblatt 1921, S. 505 u. f.

Der Motorblock ist nicht nur gegen Wechselströme, sondern auch gegen mechanische Einflüsse wie Erschütterungen und Prellschläge unempfindlich, so daß bei ihm auch Störungen dieser Art nicht zu befürchten sind. Um ihn auch gegen Gleichstrom zu sichern, werden Gasschutzlampen in die Erdleitung eines jeden Feldes eingeschaltet, die nach der Höhe der Zündspannung und nach den örtlichen Verhältnissen zu bemessen sind.

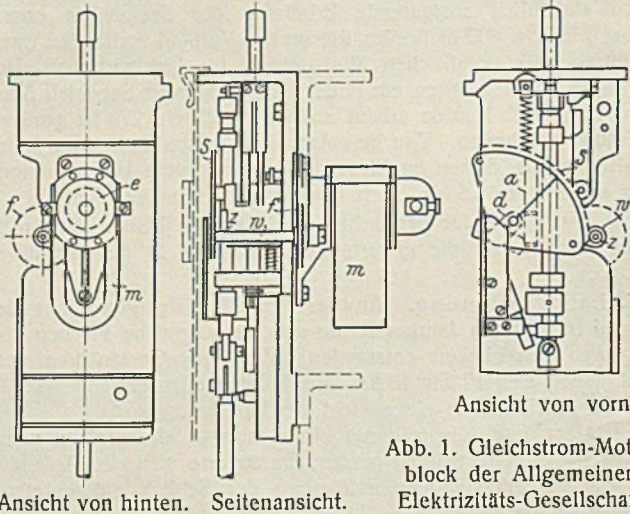


Abb. 1. Gleichstrom-Motorblock der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft.

Werden statt Gasschutzlampen Glühlichtgleichrichter verwendet, die sich von diesen nur durch unterschiedliche Größe der Elektroden unterscheiden, so kann im Bedarfsfalle vorhandener Wechselstrom auch zum Betätigen der Blockfelder für Gleichstrom benutzt werden. Der Betrieb ist somit nicht ausschließlich auf das Vorhandensein von Gleichstrom oder im Falle einer Störung auf Netzströme angewiesen. Die Bauart ist vielmehr derartig, daß bei etwaigem Versagen des Netzstromes Hilfsstromquellen herangezogen werden können. Man kann sich dabei entweder eines Induktors für 220 V Spannung bedienen oder, sofern eine Gleichstrombatterie zur Verfügung steht, den Batteriestrom mittels eines Polwenders in Wechselstrom verwandeln und diesen über einen Transformator den Glühlichtgleichrichtern zuführen.

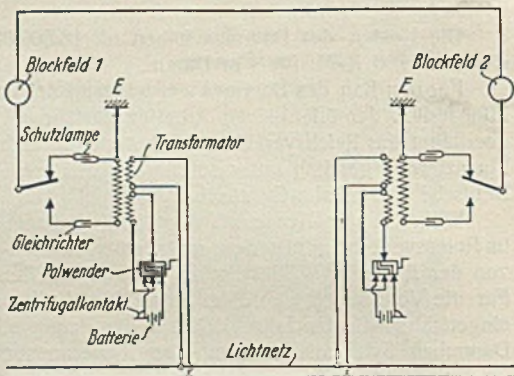


Abb. 2. Schaltbild.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Februar ausgegebene Heft 3 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Wochenendhäuser. — Dipl.-Ing. Herbert Rühle: Die Küche der Kleinwohnung. — Förderung des Kleinwohnungsbaues.

Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. Die Vorteile des elektrischen Betriebes der Eisenbahnen bestehen bekanntlich in einer großen Steigerungsmöglichkeit der Leistungsfähigkeit durch Vermehrung der Zugzahl, in der Erhöhung der Zuggewichte, in der höheren Fahrgeschwindigkeit und Anfahrbeschleunigung, in der günstigeren Betriebsunterhaltung der Bahnanlagen, der Fahrzeuge, in größerer Betriebssicherheit und Betriebsannehmlichkeit für Reisende und Fahrpersonal. In Frankreich waren, wie auch in anderen Ländern, diese Vorteile frühzeitig erkannt worden. Insbesondere schritten, angesichts der günstigen und reichen Wasserkräfte der Pyrenäen, die westfranzösischen Bahnen zur Elektrisierung, während der Osten Frankreichs im Gebiete seiner Montanzentren mit deren unmittelbaren und wirtschaftlicheren Kohlenbelieferung zurückblieb. Die Frage der zu wählenden Stromart war auch in Frankreich recht umstritten, bis nach den Arbeiten einer vorbereitenden Studienkommission 1918 durch das französische Ministerium der öffentlichen Arbeiten Drehstrom mit 50 Perioden in der Sek. und 60 000 V als Primärstrom der Erzeugung und Übertragung bestimmt wurde und 1920 in einem weiteren Erlaß des Ministeriums Gleichstrom von 15 000 V Spannung als Fahrleitungsspannung festgesetzt wurde. Vom nationalen Standpunkte wurde damit verlangt, daß alle elektrischen Bahnen auf diesen einheitlichen Fahrleitungsspannung ausgebaut würden, um die Fahr-

Abb. 2 zeigt die Schaltung für zwei zusammenarbeitende Blockfelder. Dabei müssen die Gleichrichter so geschaltet sein, daß eindringender fremder Wechselstrom sie nicht durchfließen kann, eine unbeabsichtigte Blockauslösung also unmöglich ist.

Da ferner der Blockmotor zum Entlocken eines Feldes in umgekehrter Richtung laufen muß als zum Blocken, so muß auch die Richtung des Stromes zum Entlocken derjenigen für das Blocken entgegengesetzt sein. Dies wird nach Abb. 3 in einfacher Weise durch Gegeneinanderschalten der Arbeitsströme der benachbarten Blockwerke erreicht. Die Schaltung bietet gleichzeitig den Vorteil, daß auch durch zufällige Berührung zweier Streckenblockleitungen niemals ein geblocktes Feld ausgelöst werden kann, weil hierbei dem Störstrom in der anderen Blockleitung nur der Weg über das unbeteiligte Streckenfreigabefeld offen steht, da ihm der Weg über das unbeteiligte Streckenbelegfeld durch eine an die Erdleitung geschaltete Schutzröhre abgesperrt ist. Außerdem ist zur weiteren Sicherung gegen Störstrom das Freigabefeld mit einer mechanischen Sperre versehen, die jede unbeabsichtigte Bewegung des Rechens ausschließt und diesen nur bei gedrückter Druckstange, also bei einer beabsichtigten Entblockung der Strecke, freigibt.

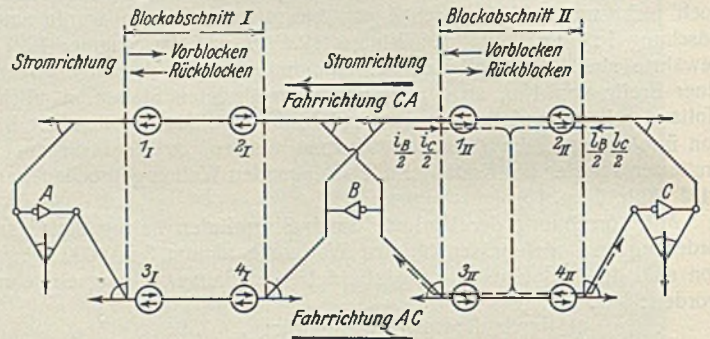


Abb. 3. Die Gleichstrom-Streckenblockung.

Vorhandene Blockwerke mit Wechselstromblockfeldern lassen sich durch Einbau von Motorblockfeldern oder durch Umbauen in solche für Gleichstromblockung einrichten. Der Induktor erhält dann einen zusätzlichen Stromabnehmer, der es ermöglicht, ihm sowohl Wechselstrom als auch pulsierenden Gleichstrom zu entnehmen.

Die vorstehenden Ausführungen beziehen sich auf Blockwerke in Verbindung mit mechanischen Stellwerken. Auf Bahnhöfen mit Kraftstellwerken findet eine Gleichstromblockung anderer Art Verwendung, für die sich das Aufstellen besonderer Blockfelder erübrigt und die im Aufbau und in der Bedienung wesentlich einfacher ist als die beschriebene Art der Blockung, ohne ihr an Sicherheit nachzustehen. Die Einrichtungen für das Sperren und Freigeben der Fahrwege sind dort in den Fahrstraßenhebeln oder in besonderen Auftraghebeln des Befehlsstellwerkes, also in den Hebelwerken selbst, untergebracht, von wo aus sie an eine Überwachungs-batterie angeschlossen sind. Hat der Fahrdienstleiter seinen Standort nicht in der Befehlsstelle, so werden Zustimmungen in einem besonderen Auftragapparat verwendet, dem man die Form eines elektrischen Stellwerkes gibt.

Vermischtes.

möglichkeit aller elektrischen Triebzeuge auf dem gesamten Netz französischer Bahnen zu gewährleisten. Mit großer Beschleunigung wurde dann der Umbau der bestehenden Linien und die Ausrüstung neuer

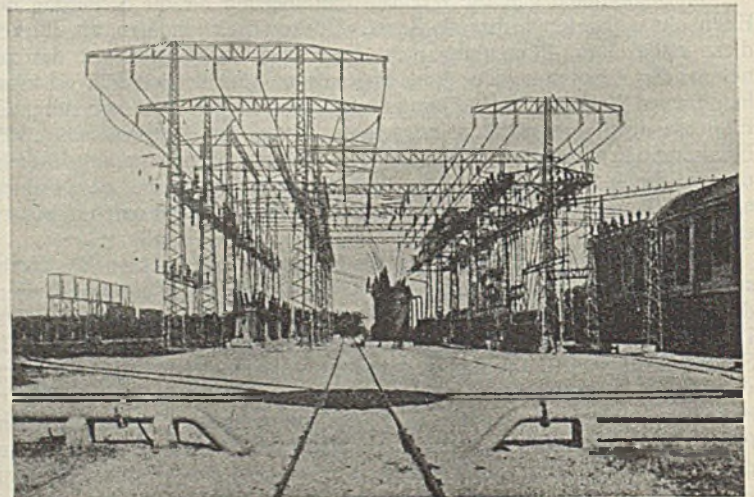


Abb. 1. Umformerstation 150/60 kV Dax.

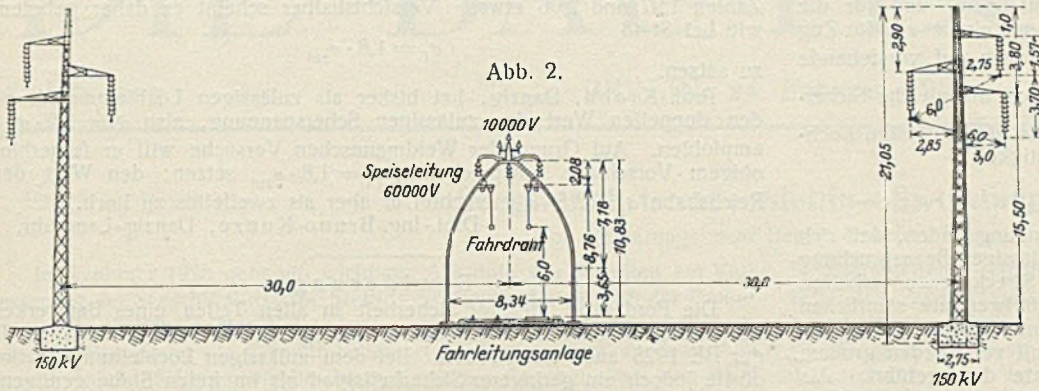


Abb. 2.

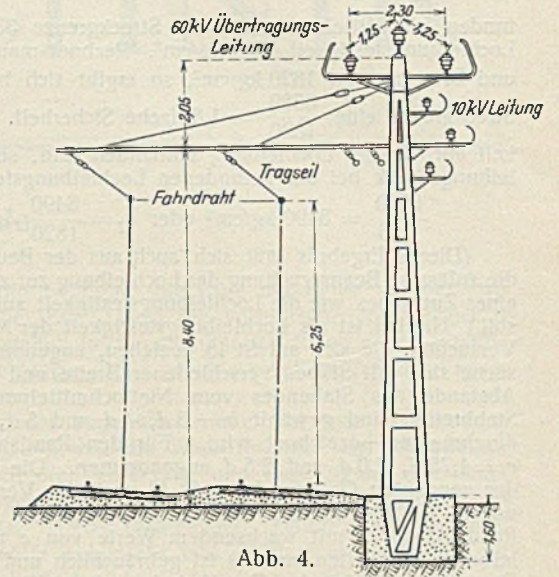


Abb. 4.

Linien gefördert, wobei nach der gesetzlich vorgeschriebenen Normung die Elektrisierung sich nunmehr auch auf die Hauptbahnen ausdehnte. Das derzeitige Programm der westfranzösischen Bahnen mit den Chemins de fer du Midi, der Comp. d'Orléans und der P. L. M. sieht den Umbau von rd. 3500 km, wovon über 800 km zweigleisiger Anlage, vor.

Für die elektrische Ausrüstung der Chemins de fer du Midi wird der Wasserkraftreichtum der Pyrenäen zurzeit in drei Wasserkraftzentralen ausgenutzt, von denen die Übertragung auf die im Bahnnetz verteilten Unterwerke in Drehstrom 60 kV unmittelbar oder, bei langen Hochfrequenzleitungen, durch Umtransformierung auf 150 kV stattfindet. Die Auf- und Rücktransformierung des Übertragungsstromes geschieht wie in der Schweiz in offenen Freiluftstationen. Abb. 1 stellt eine solche Freianlage zur Rücktransformierung von 150 auf 60 kV bei Dax an der Linie Bordeaux—Bayonne dar.

An Übertragungsleitungen von 150 kV stehen zurzeit 830 km in Betrieb, weitere 220 km sind in Vorbereitung. Diese Übertragungsleitungen werden vorab in Doppelleitung auf getrennten Gestängen geführt und folgen meist den Gleisanlagen, solche mit zwei bis drei Leitungen begleitend (Abb. 2). Die eisernen Maste tragen neben den drei Elektrizitätsleitern in Cu-Seil mit 148 mm² oder in St Al-Seil mit 188 mm² Querschnitt ein Erdseil aus Stahl mit 60 mm² und erreichen bei einem kleinsten Bodenabstande von 8 m bei größtem Durchhang eine Höhe von rd. 21 m. Die Gittermaste sind entweder Trag-, Abspann- oder Eckmaste, auf rd. 4 km Streckenabstand wird jeweils ein Verankerungspunkt in Form eines Abspann- oder Abspannwinkelastes eingelegt (Abb. 3). Der gewöhnliche Mastabstand beträgt 200 m bei Anwendung von Cu-Seilen, 245 m bei Anwendung von St Al-Seilen. Auffallend ist der geringe wagerechte Abstand von 0,25 m der übereinanderliegenden Stromleiter, wie er in Zentraleuropa wegen der Möglichkeit des Zusammenchlagens der Leiter aus Wind- und Schneebeanspruchungen mit der daraus entspringenden Kurzschlußgefahr nicht gewählt werden darf. Die 60-kV-Übertragungsleitungen werden meist einfach geführt und, soweit möglich, auf dem Fahrleitungsgestänge aufgenommen (Abb. 4 bei einspurigem Gleis und Abb. 5 bei doppelspuriger Anlage). In halb offen gebauten Unterstationen wird nun die Übertragungsspannung von 60-kV-Drehstrom auf die Fahrspannung von 1500-V-Gleichstrom transformiert, wobei die 60-kV-Apparatur im Freien und die Gleichstromanlage mit Kommandoraum im Gebäude untergebracht wird.

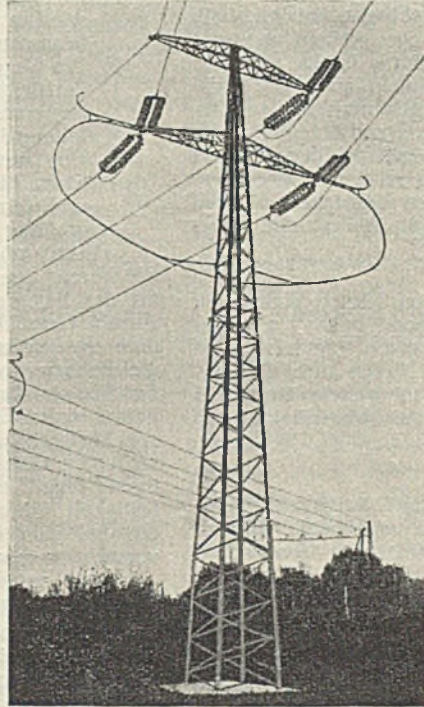


Abb. 3. Abspann-Winkelmast 150-kV-Übertragungsleitung.

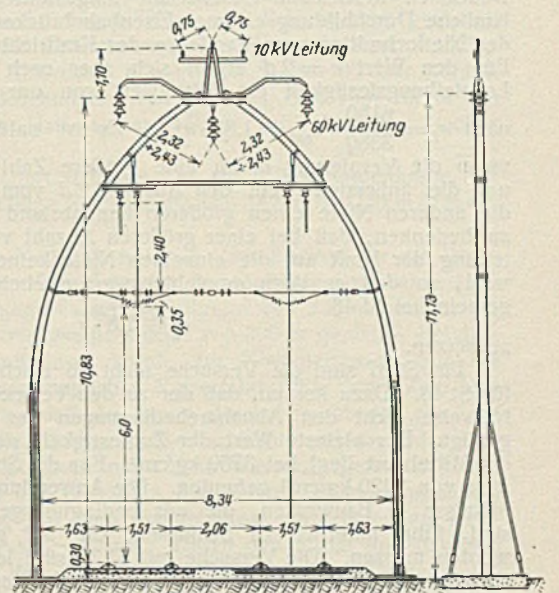


Abb. 5.

Während in Zentraleuropa anfänglich der Fahrdrabt mittels Zwischenseiles am Tragseil aufgehängt wurde (Gotthardbahn), neuerdings aber das Zwischenseil weggelassen wird, ist bei den vorgenannten französischen Anlagen am Tragseil aus galvanisiertem Stahl ein gerillter Hilfsdrabt aufgehängt, an den selbst dann der eigentliche Arbeitsdrabt gleicher Querschnittsausbildung angeklemt wird. Die Höhenlage des Fahrdrabtes beträgt mindestens 6 m auf freier Strecke und darf bis 4,65 m eingeschränkt werden bei Unterführung von Kunstbauten. Die Träger der Fahrleitung sind teils Eisenbeton und Holz, vorab aber ist eisernes Gestänge verschiedenster Ausführungsformen angewandt. In der Geraden und in Kurven von 2000 m Halbmesser beträgt der Abstand der Tragwerke der Fahrleitung 90 m, in Kurven bis 800 m Halbmesser 60 m und in Kurven von 800 bis 300 m 45 m. Ein hauptsächlich angewandtes Tragwerk stellt Abb. 4 dar mit fachwerkartig aufgelöstem Mast, der leichte rückverhängte Ausleger trägt. Eine beachtenswerte Tragwerkform für zweigleisige Anlage zeigt Abb. 5 mit vollwandigen Portalrahmen aus Breitflanschträgern, die eine gute Streckenübersicht bieten. Bei beiden Ausführungsformen ist das Fahrgestänge gleichzeitig auch Träger der 60-kV-Übertragungsleitung, zu der noch eine weitere Speiseleitung von 10 kV für Beleuchtungs- und Kraftstrom der Stationen und Schaltblockbedienung tritt. Während in Deutschland neben der elektrischen Trennung der Fahrleitung zweigleisiger Anlagen auch die mechanische Trennung durch getrennte Fahrgestänge angestrebt wird, sind bei den französischen Bahnen die Leitungen auf dem Fahrgestänge selbst stark zusammengedrängt, wie im übrigen in neuerer Zeit sowohl in Österreich wie in der Schweiz aus Wirtschaftlichkeitsgründen und Landschaftsschutzbegehren diese Zusammenlegung ohne wesentliche Nachteile ebenfalls durchgeführt wird. Dipl.-Ing. P. Sturzenegger, Zürich.

Berichtigung. In dem Aufsätze von Prof. Dr. W. Hort, „Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken“ („Bautechnik“ 1928, Heft 3 u. 4) ist folgendes zu berichtigen:

Auf S. 38, Formel (9) und folgende Zeile sowie in den Formeln (10) muß es statt $\varphi(t)$ bzw. $\varphi(\xi)$ heißen: $\varphi(x, t)$. Außerdem sind in den ersten beiden Formeln (10) x und ξ miteinander zu vertauschen.

Auf S. 52, Fußnote 19), muß es in Zeile 3 statt „unbestimmter“ heißen: bestimmter.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zulässiger Lochleibungsdruck. In dem Aufsätze „Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 46) kommt Herr Reichsbahnoberrat Weidmann zu dem Schluß, daß der von der Deutschen Reichsbahn zugelassene Lochleibungsdruck ($\sigma_l = 2,5 \sigma_{zul}$) durchaus gerechtfertigt sei, da die Lochleibungsfestigkeit bedeutend höher liege. Bei der Herleitung dieses Ergebnisses ist, verursacht durch die Einführung des Verhältnisses

$$\alpha = \frac{\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l}{\text{zulässige Spannung } \sigma_{zul}}$$

, die Forderung nicht berücksichtigt, daß in allen Teilen eines Bauwerks möglichst die gleiche Sicherheit vorhanden sein soll. Bei Aufrechterhaltung dieses Grundsatzes kommt man unter Verwendung der in den Versuchen ermittelten Zahlen zu kleineren Werten für den zulässigen Lochleibungsdruck.

Herr Weidmann bezeichnet als Lochleibungsfestigkeit jenen Lochleibungsdruck in kg/cm², bei dem die Tragfähigkeit der Lochwandungen erschöpft war, also das starke Fließen eintrat. Bei der Beanspruchung der Lochleibung spielt somit die Lochleibungsfestigkeit die gleiche Rolle wie bei Bauteilen, die auf Zug oder Biegung beansprucht werden, die Streckgrenze des Materials. Die Richtigkeit dieses Vergleiches ergibt sich auch aus den Schaulinien der Abb. 11 der genannten Arbeit. Sie lassen erkennen, daß bei Erreichung der Lochleibungsfestigkeit die Verformungslinie einen ausgeprägten Knick hat und oberhalb dieses Spannungswertes die Verformungen sehr schnell zunehmen.

Um nun gleiche Sicherheit in allen Teilen eines Bauwerks zu haben, ist es erforderlich, daß die zulässige Spannung in Zugstäben im gleichen Verhältnis unterhalb der Streckgrenze bleibt, wie der zulässige Lochleibungsdruck unterhalb der Lochleibungsfestigkeit. Für St 48 sind ge-

funden als Mittelwerte für die Streckgrenze 3380 kg/cm² und für die Lochleibungsfestigkeit 6500 kg/cm². Rechnet man mit einem σ_{zul} für Zug und Biegung von 1820 kg/cm², so ergibt sich bezogen auf vorstehende Streckgrenze eine $\frac{3380}{1820} = 1,86$ fache Sicherheit. Soll die gleiche Sicherheit auch in der Lochleibung vorhanden sein, so ist der zulässige Lochleibungsdruck bei der gefundenen Lochleibungsfestigkeit

$$\frac{6500}{1,86} = 3490 \text{ kg/cm}^2 \text{ oder } \sigma_l = \frac{3490}{1820} \cdot \sigma_{zul} = 1,92 \cdot \sigma_{zul}.$$

(Dieses Ergebnis läßt sich auch aus der Bedingung finden, daß sich die zulässige Beanspruchung der Lochleibung zur zulässigen Beanspruchung eines Zugstabes wie die Lochleibungsfestigkeit zur Streckgrenze verhalten soll.) Hierbei ist als Lochleibungsfestigkeit der Mittelwert aus sämtlichen Versuchen, die sich auf St 48 beziehen, angenommen worden. Die Versuche sind mit Stäben verschiedener Breite und mit verschiedenem großem Abstände des Stabendes vom Nietlochmittelpunkte durchgeführt. Als Stabbreiten sind gewählt $b = 3d, 4d$ und $5d$, wenn mit d der Nietdurchmesser bezeichnet wird. Für den Randabstand e sind die Werte $e = 1,75d, 2,0d$ und $2,5d$ angenommen. Die Stabbreite hat innerhalb der genannten Grenzen beim St 48 nach den Versuchen keinen nennenswerten Einfluß auf die Lochleibungsfestigkeit. Anders ist es mit dem Randabstand e : mit wachsendem Werte von e nehmen auch die Lochleibungsfestigkeiten zu. Es ist gebräuchlich und auch nach den von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft aufgestellten „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ zulässig, den Abstand der Nietlochmitteln vom Rande in der Krafrichtung zu $2d$ anzunehmen. Für den Wert $e = 2d$ ergibt sich aber nach den Versuchen für die Lochleibungsfestigkeit ein Mittelwert von nur 6180 kg/cm² und demnach

nach $\sigma_l = \frac{6180}{3380} \cdot \sigma_{zul} = 1,83 \cdot \sigma_{zul}$. Es ist natürlich zu erwägen, daß, wenn die Vernietung durch eine größere Zahl von Nieten stattfindet, nur die äußersten Niete den Abstand $2d$ vom Rande haben, während die anderen Niete einen größeren Randabstand besitzen. Andererseits ist zu bedenken, daß bei einer größeren Anzahl von Nieten auch die Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete keine ganz gleichmäßige sein wird, so daß es doch empfehlenswert erscheint, sicherheitshalber allgemein bei St 48

$$\sigma_l \approx 1,8 \cdot \sigma_{zul}$$

zu setzen.

Für St 37 sind die Versuche nicht so erschöpfend durchgeführt wie für St 48. Dazu kommt, daß der zu den Versuchen verwendete Baustoff teilweise nicht den Abnahmebedingungen der Reichsbahn-Gesellschaft genügt. Der kleinste Wert der Zugfestigkeit sinkt bis auf 3120 kg/cm²; der Mittelwert liegt bei 3760 kg/cm². Für die Streckgrenze ist ein Mittelwert von 2420 kg/cm² gefunden. Die Anwendung dieser Zahlen auf Verhältnisse in Bauwerken, die aus bedingungsgemäßem St 37 hergestellt sind, führt natürlich zu Schlüssen, die mit großer Vorsicht beurteilt werden müssen. Die Versuche mit St 37 sind leider nur mit dem Randabstand $e = 2,5d$ durchgeführt. Die Stabbreiten b sind wieder zu $3d, 4d$ und $5d$ gewählt. Nach den Versuchsergebnissen wächst die Lochleibungsfestigkeit mit der Stabbreite, im Gegensatz zu den Versuchen mit St 48, bei denen sich ein Einfluß der Stabbreite auf die Lochleibungsfestigkeit nicht zeigte. Es ergab sich die Lochleibungsfestigkeit für St 37

$$\begin{aligned} \text{für } b = 3d \text{ im Mittel zu } & 5880 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{und } b = 4d \text{ „ „ „ „ } & 6300 \text{ „} \\ \text{und } b = 5d \text{ „ „ „ „ } & 6440 \text{ „} \end{aligned}$$

Das Mittel dieser drei Werte ist 6160 kg/cm². Ob die Zunahme der Lochleibungsfestigkeit auf einem Zufall beruht, oder ob in der Tat bei diesem weichen Stahl eine bestimmte Abhängigkeit der Lochleibungsfestigkeit von der Stabbreite vorhanden ist, läßt sich nach den vorliegenden wenigen Versuchen nicht entscheiden. Nach den Vorschriften der Reichsbahn-Gesellschaft soll der Abstand des Nietmittelpunktes vom Rande senkrecht zur Krafrichtung mindestens $1,5d$ betragen. Dem entspricht eine Stabbreite $b = 3d$. Es ist also zweifelhaft, ob man als Lochleibungsfestigkeit den Wert 5880 kg/cm², der der Stabbreite $b = 3d$ entspricht, oder den Mittelwert 6160 kg/cm² annehmen soll. Vorsichtiger ist es natürlich, den ersteren Wert zu wählen.

Zweifellos ist aber der Randabstand e wie beim St 48 so auch beim St 37 von Bedeutung. Es ist als sicher anzunehmen, daß bei dem üblichen Werte $e = 2d$ die Lochleibungsfestigkeiten kleiner sein würden, als die Ergebnisse der Versuche mit $e = 2,5d$. Da Versuchszahlen mit $e = 2,0d$ leider nicht vorliegen, so ist man auf eine Schätzung angewiesen. Beim St 48 ist die mittlere Lochleibungsfestigkeit für $e = 2,5d$ 7640 und für $e = 2,0d$ 6180 kg/cm². Nimmt man an, daß die Lochleibungsfestigkeit beim St 37 im gleichen Verhältnis sinkt, so würden sich für die Lochleibungsfestigkeit bei $e = 2,0d$ ergeben für $b = 3,0d$:

$$\begin{aligned} 5880 \cdot \frac{6180}{7640} &= 4760 \text{ kg/cm}^2 \text{ und für den Mittelwert} \\ 6160 \cdot \frac{6180}{7640} &= 4980 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

Da der Mittelwert für die Streckgrenze des Versuchstoffes 2420 kg/cm² betrug, so findet man für den zulässigen Lochleibungsdruck bei $b = 3d$ $\sigma_l = \frac{4760}{2420} \cdot \sigma_{zul} = 1,97 \cdot \sigma_{zul}$, und wenn man für die Lochleibungsfestigkeit den Mittelwert aus allen Versuchen einführt:

$$\sigma_l = \frac{4980}{2420} \cdot \sigma_{zul} = 2,06 \cdot \sigma_{zul}.$$

Da die mittlere Streckgrenze eines bedingungsgemäßen St 37 wahrscheinlich etwas höher als 2420 kg/cm² liegt, so vermindern sich die

Zahlen 1,97 und 2,06 etwas. Vorsichtshalber scheint es daher geboten, wie bei St 48

$$\sigma_l = 1,8 \cdot \sigma_{zul}$$

zu setzen.

Prof. Krohn, Danzig, hat bisher als zulässigen Lochleibungsdruck den doppelten Wert der zulässigen Scherspannung, also $\sigma_l = 1,6 \cdot \sigma_{zul}$ empfohlen. Auf Grund der Weidmannschen Versuche will er fernerhin, obigem Vorschlage entsprechend, $\sigma_l = 1,8 \cdot \sigma_{zul}$ setzen; den Wert der Reichsbahn $\sigma_l = 2,5 \cdot \sigma_{zul}$ erachtet er aber als zweifellos zu hoch.
Dipl.-Ing. Bruno Kunze, Danzig-Langfuhr.

Erwiderung.

Die Forderung gleicher Sicherheit in allen Teilen eines Bauwerkes hat zweifellos für viele Fälle seine Berechtigung und ist nach Abschnitt III der BE 1925 auch anzustreben. Bei dem zulässigen Lochleibungsdrucke dürfte jedoch ein geringerer Sicherheitsgrad als im freien Stabe genügen, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Beanspruchung ist hier auf einen kleinen Teil des Stabquerschnittes begrenzt, während im freien Stabe der ganze Querschnitt beansprucht wird.
2. Die Verdrückungen, die bei Erreichung oder Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit eintreten, sind zunächst nur klein und örtlich begrenzt. Sie erstrecken sich nur in ganz geringem Maße in das Innere des Werkstoffes. Außerdem tritt auch durch die Verdrückung eine gewisse Werkstoffverfestigung am Lochrande ein. Im freien Stabe hingegen kann sich das Fließen auf den ganzen Querschnitt und ferner auf eine große Länge ausbreiten, weshalb hier ein größerer Sicherheitsgrad erforderlich ist.

Hierzu möchte ich noch weiter mitteilen, daß Gerber bereits vor 60 Jahren den Lochleibungsdruck der Gelenkbolzen bei der von ihm für das bayerische Eisenbahnnetz berechneten und ausgeführten großen Anzahl Gelenkbolzenbrücken auf Grund seiner sorgfältigen Versuche mit dem zweieinhalbfachen Betrage der zulässigen Querschnittspannung in die Rechnung einführte. Soweit in den letzten Jahren einzelne dieser Brücken in stark befahrenen Hauptgleisen des bayerischen Eisenbahnnetzes wegen Einführung des Lastenzuges N infolge allgemeiner Schwäche zur Auswechslung kamen, haben die Nachprüfungen der sehr hoch beanspruchten Gelenkbolzen und der Lochleibungen keinerlei Schaden oder irgend eine Erscheinung gezeigt, die auf Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit schließen ließen. Dies ist um so beachtenswerter, als gerade die bei den drei Technischen Hochschulen durchgeführten Bolzenversuche ungünstigere Ergebnisse zeigten als die Nietversuche.

Auf Grund der guten Erfahrungen mit den vielen Gerberschen Gelenkbolzenbrücken wurde die Bedingung $\sigma_l = 2,5 \sigma_{zu}$ in die in den Jahren 1895 und 1912 aufgestellten Grundsätze für die Berechnung und Konstruktion eiserner Brücken des bayerischen Netzes aufgenommen, und die im bayerischen Eisenbahnnetz vorhandenen eisernen Brücken tragen sämtlich dieser Vorschrift Rechnung. Trotz stetiger sorgfältiger Kontrolle hat sich nicht der geringste Nachteil hieraus ergeben.

Die zum Teil in vieljähriger Benutzung stehende große Anzahl nach einheitlichen Grundsätzen gebauten Brücken erweisen praktisch die volle Berechtigung der in Ziffer VII, Abs. 4 der BE vom Jahre 1925 ausgesprochenen zulässigen Größe des Lochleibungsdruckes von Nietverbindungen.

Im übrigen kann auch aus den zurzeit noch weiter in Durchführung begriffenen Versuchen geschlossen werden, daß ein Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2,5 \sigma_{zul}$ gerechtfertigt sein dürfte. — Nach Abschluß dieser Versuche wird ein endgültiges Ergebnis veröffentlicht werden.

München, im Dezember 1927.

Weidmann.

Wir schließen hiermit die Aussprache.

Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dörrwächter, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. B. A. Basel, Heinzemann, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Hersfeld, zum R. B. A. Frankfurt (Main) I, Lohe, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Norderelbbrücke in Hamburg, zur R. B. D. Altona, Paul Werner, bisher bei der R. B. A. Berlin I, zur R. B. D. Oppeln und Kreh, bisher bei der R. B. A. Rostock, zur R. B. D. Köln.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Feiler beim Zentralprüfungsamt der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Podkawa, Vorstand des Bahnhofs Lichtenberg-Friedrichsfelde.

Preußen. Das Wasserbauamt in Düsseldorf ist nach Duisburg verlegt worden und führt dort die Bezeichnung „Wasserbauamt Duisburg-Rhein“; deshalb sind die Regierungsbauräte (W.) Grochtmann und Musmann von Düsseldorf nach Duisburg versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Gustav Müller ist von Sehnde an das Kanalbauamt in Hannover versetzt worden.

INHALT: Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen. — Rationalisierung im Eisenbau. — Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt (Schluß). — Der Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.