

# DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 12. Mai 1931

Heft 21



Abb. 1. Moselbrücke bei Eller vor dem Umbau.

Alle Rechte vorbehalten.

## Umbau der Moselbrücken bei Eller und Alf-Bullay.

Von Dipl.-Ing. H. Ehrlich, Düsseldorf.

Viermal überschreitet die Moselbahn Trier—Koblenz den vielfach gewundenen Lauf der Mosel auf Brücken, zuerst unmittelbar bei Trier auf einer massiven, gewölbten Brücke, dann etwa auf halbem Wege kurz hintereinander bei Bullay-Alf und Eller, schließlich kurz vor Koblenz zwischen Moselweiß und Güls; diese drei Brücken sind stählerne Brücken. Der baulich schlechte Zustand und die Einführung der neuen Belastungen machte die Auswechslung der aus den achtziger Jahren stammenden schweißeisernen Überbauten dieser Brücken erforderlich. Als erste der drei wurde die Brücke bei Güls 1925/26 umgebaut<sup>1)</sup>. Die Umbauten der Brücken bei Eller im Jahre 1927 und bei Bullay-Alf im Jahre 1928 erhielt die Brückenbauanstalt Hein, Lehmann & Co. AG., Düsseldorf, in Auftrag. Da beide Umbauten reich an baulich interessanten Einzelheiten sowohl in der Konstruktion wie in der Aufstellung sind, sollen sie nachstehend näher beschrieben werden.

<sup>1)</sup> Bautechn. 1927, Heft 16, S. 235.

### I. Moselbrücke bei Eller.

Die zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Eller überschreitet die Mosel zwischen dem kurzen Neefer Tunnel, über dem sich das sogenannte „Eulenköpfchen“ mit der überaus malerisch gelegenen Kapelle und dem Friedhof

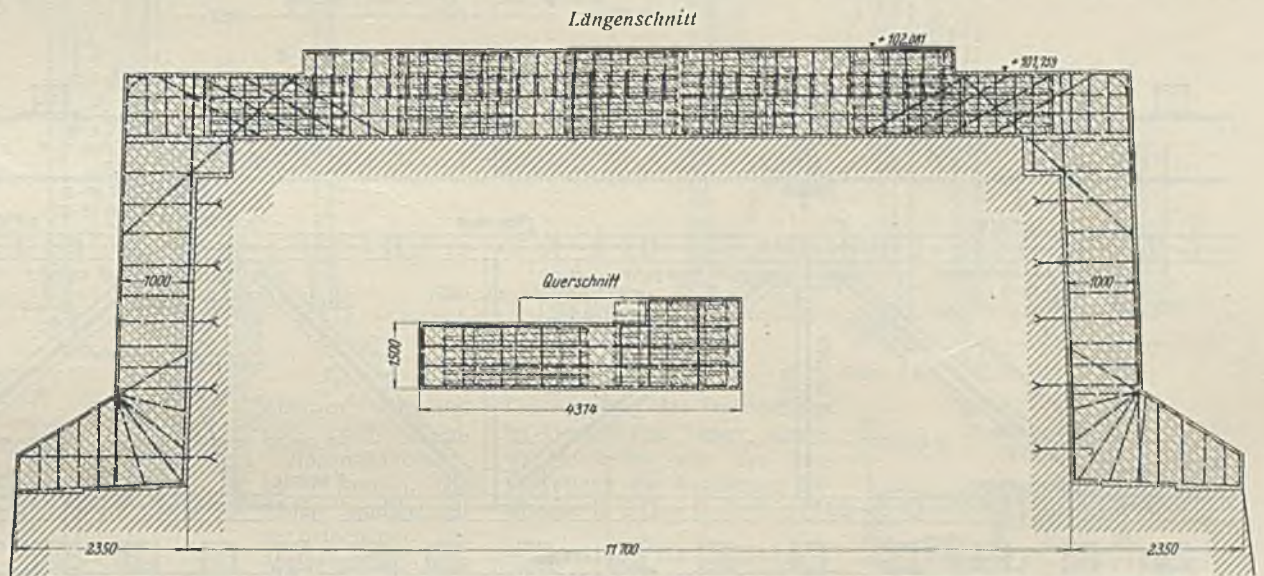


Abb. 2. Verstärkter Pfeilerkopf V.

von Neef erhebt, und dem großen Cochemer Tunnel (Kaiser-Wilhelm-Tunnel), der den Cochemer Krampen durchfährt. Sie bildet sechs Öffnungen, eine Hauptöffnung von 88,00 m, drei linke Seitenöffnungen von 36,99 m,



Abb. 3. Moselbrücke bei Eller nach dem Umbau.



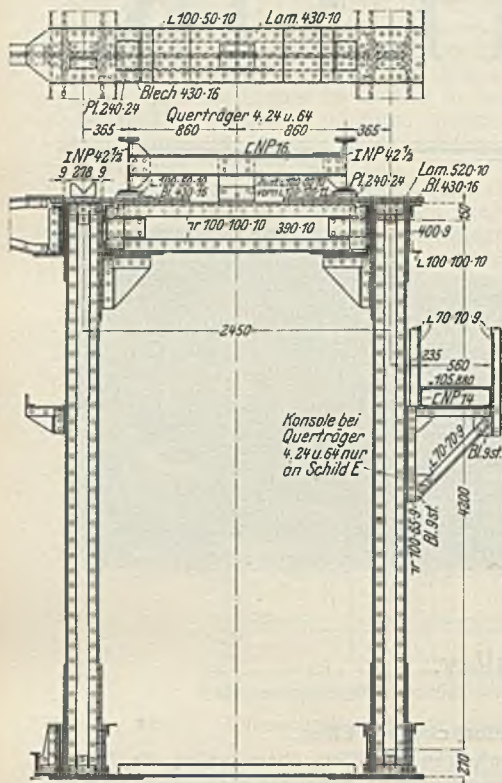


Abb. 4b. Eller. — Bremsquerträger.

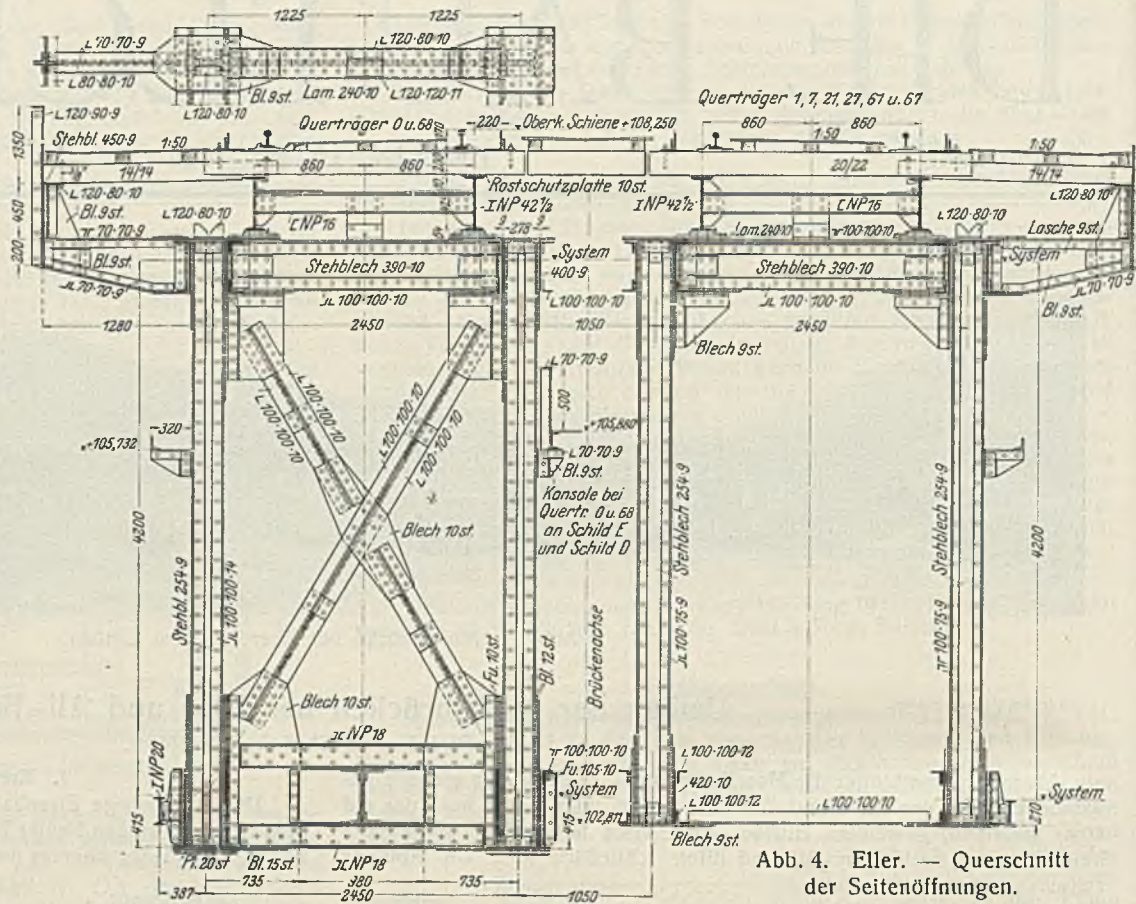


Abb. 4. Eller. — Querschnitt der Seitenöffnungen.

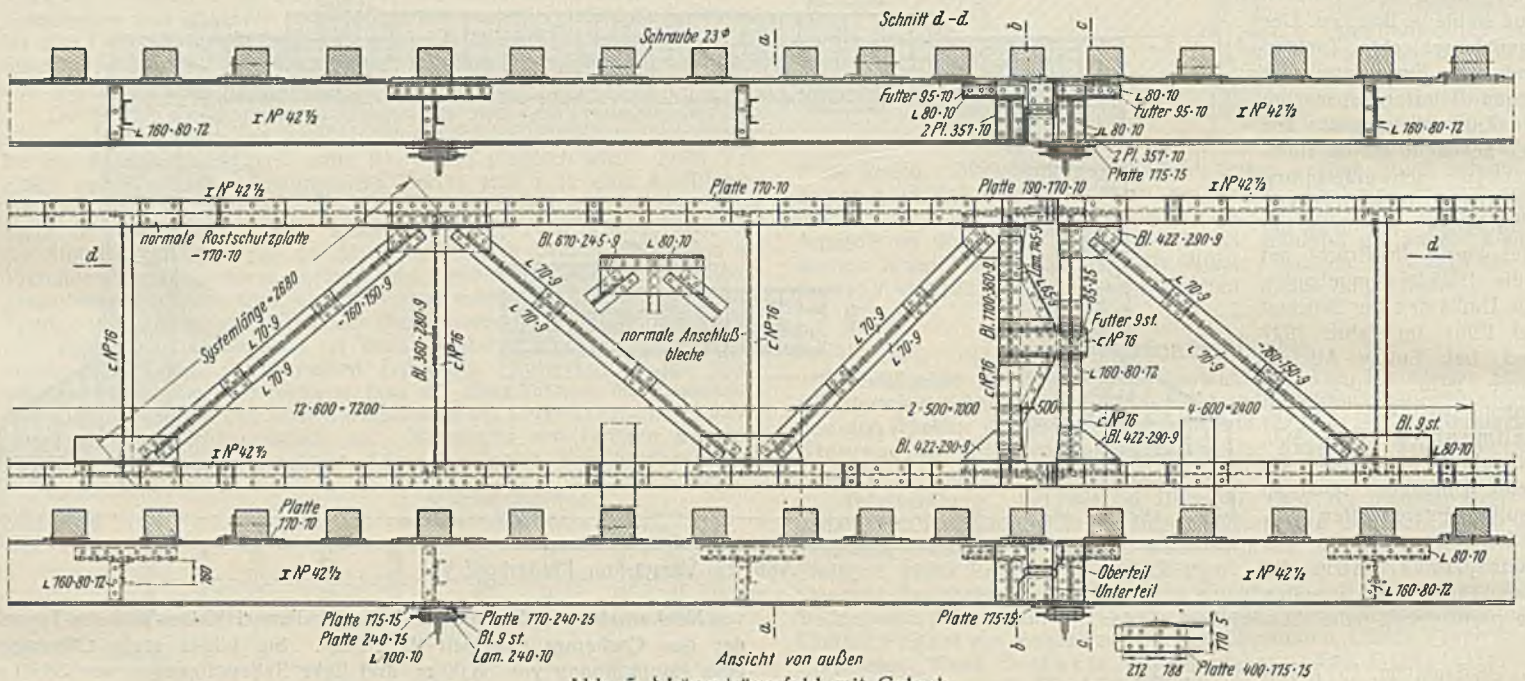
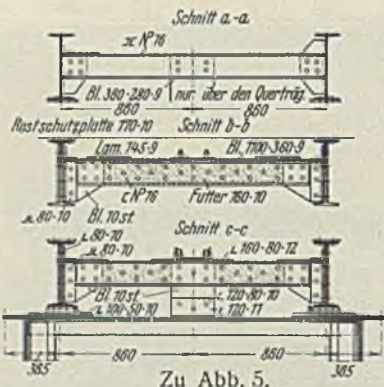


Abb. 5. Längsträgerfeld mit Gelenk.



Zu Abb. 5.

41,60 m, 36,99 m und zwei rechte Seitenöffnungen von je 36,99 m Stützweite der Überbauten. Die Überbauten der alten Brücke waren in den Seitenöffnungen nebeneinanderliegende eingleisige Brücken mit Fahrbahn oben auf gelenklos durchlaufenden Fachwerkhauptträgern (Abb. 1). Die Diagonalen waren in der Hauptsache nur für Zug ausgebildet. In der Hauptöffnung befand sich ein zweigleisiger Überbau mit halbversenkter Fahrbahn, dessen Hauptträger Obergurte von der bei Schwedlerträgern üblichen

Gestalt hatten. Der Strebenzug bildete ein zweifaches Netzwerk und war auch nur für Zugkräfte ausgebildet. Das Material der Überbauten war Schweißisen. Der Berechnung war ein Lastenzug mit einer Lokomotive von 66 t Dienstgewicht mit Wagen entsprechend 4,8 t/m Last zugrunde gelegt<sup>2)</sup>. Das Gesamtgewicht der alten Überbauten betrug:

Seitenüberbauten . . . . .	565 t
Hauptüberbau . . . . .	415 t
rd.	980 t.

Den neuen, um ein Vielfaches schwereren Lastzügen — der Lastenzug „N“ hat zwei Lokomotiven von je 175 t mit Wagen entsprechend 8 t/m — waren diese Überbauten nicht mehr gewachsen.

Die Pfeiler waren äußerlich und, soweit durch Probebohrungen festgestellt wurde, auch innen gut erhalten. Nur bei dem rechtseitigen Strompfeiler V zeigten sich später beim Umbau der Auflager im oberen Schaft Nester aus Bruchsteinen in lockerem Mörtel, die durch tieferen

<sup>2)</sup> Z. f. Bauwes. 1883, S. 422 u. f.



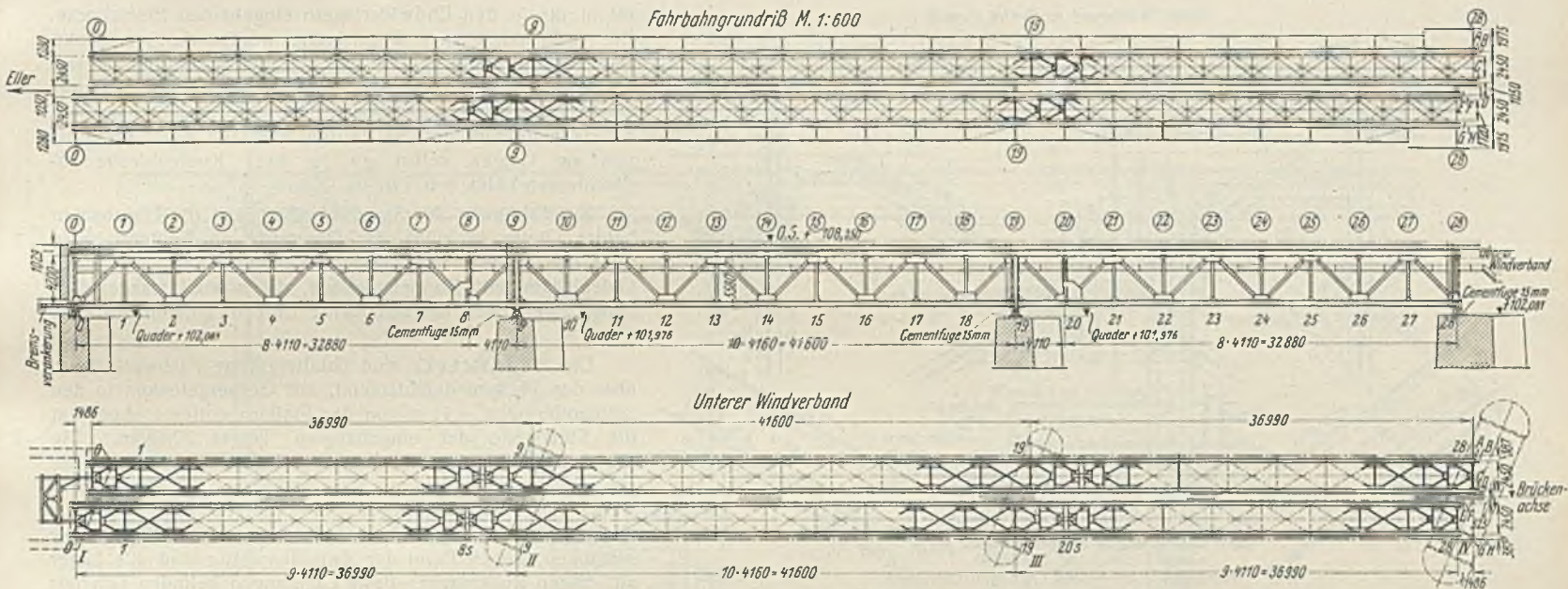


Abb. 7. Seitenöffnungen, Übersicht

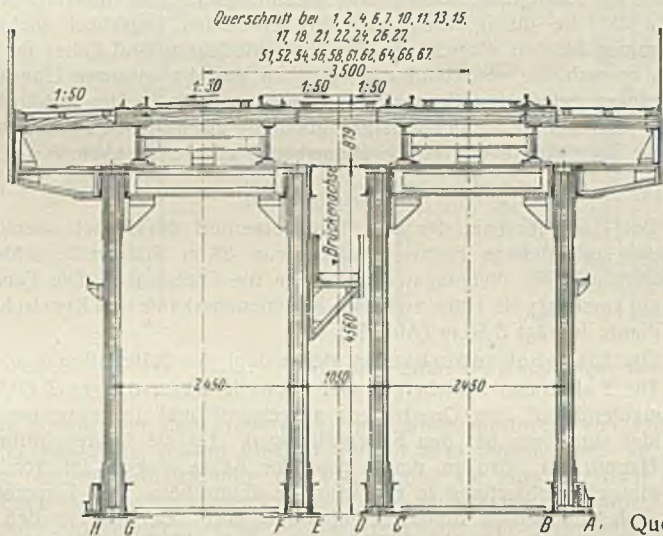


Abb. 7a.

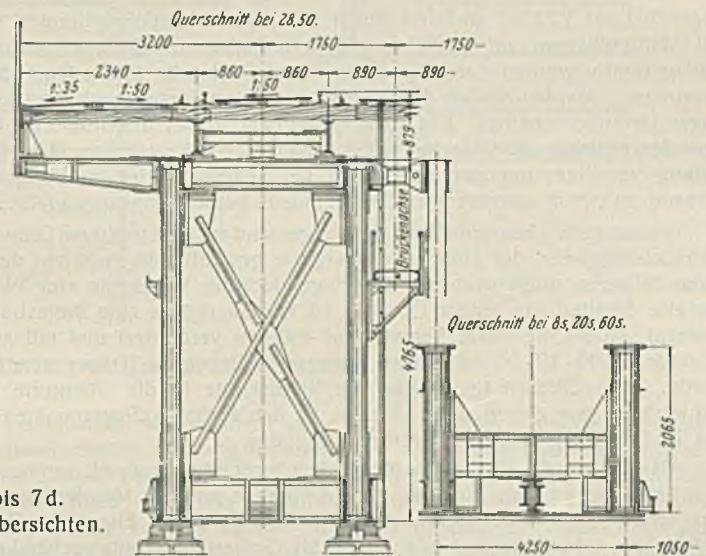


Abb. 7b.

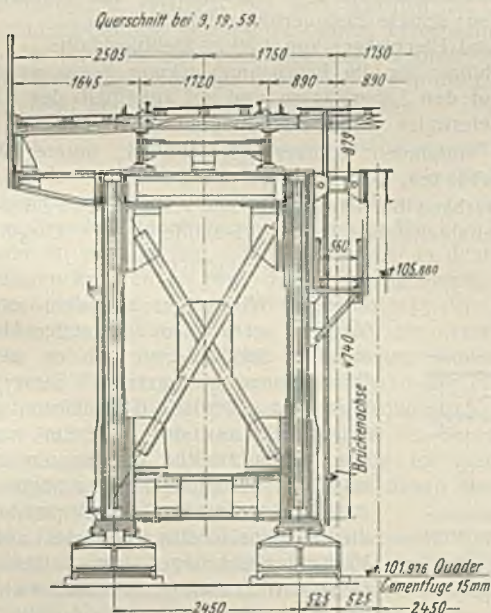


Abb. 7c.

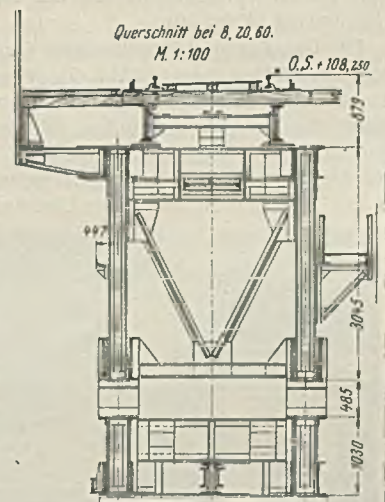


Abb. 7d.

Abbruch beseitigt und durch Eisenbetonaufmauerung ersetzt wurden. Die Pfeiler wurden daher beibehalten. Die Auflagersteine wurden überall umgebaut in durchgehende Bänke aus bewehrtem Beton. Bei beiden Strompfeilern wurden diese Bänke  $\Pi$ -förmig um den ganzen oberen Pfeilerschaft herabgeführt, um einen wirksamen Zusammenhalt zugeben (Abb. 2). Die neuen Überbauten der Seitenöffnungen wurden wieder als eingleisige Überbauten mit Fahrbahn oben ausgeführt, deren Umbau gleisweise bei Stilllegung je eines Gleises vorgenommen werden konnte. Für den Hauptüberbau wurden zwei Hauptträgersysteme verglichen, ein Trapezträger (Abb. 3) und ein Stabbogen mit Fachwerkversteifungsträger unter der Fahrbahn. Letzterer stellte sich, auf den gesamten Überbau bezogen, um rd. 6% schwerer und im Einheitspreis um rd. 10 RM/t teurer heraus; da auch im Aussehen die straffere

Linienführung des Trapezträgers im Gesamtbilde besser wirkte, wurde dieser von der Bauverwaltung zur Ausführung bestimmt.

#### Seitliche Überbauten.

Der Eisenbahnoberbau ist Holzschwellenoberbau mit Reichsbahnform 15b, Schienenlänge 18,00 m. Die Schwellen sind in jedem Felde mit nur zwei Schwellenwinkeln auf den Längsträgern befestigt, untereinander aber wirksam durch durchlaufende Entgleisungswinkel L 140-17-17 verbunden. Die Konstruktion der seitlichen Gehwege ist so gehalten, daß die Schwellen für Auswechslungen bequem seitlich herausgezogen werden können (Abb. 4). Die Abdeckung der Schwellen sind 5 mm starke Warzenbleche, unterhalb mit Bleimennige, oben mit Inertol gestrichen.

Die Fahrbahn besteht aus Längsträgern I 42 $\frac{1}{2}$ , die als durchlaufende Träger auf den Querträgern aufliegen, die zwischen den Obergurten der Hauptträger liegen.

Die Stützweite der Längsträger ist gleich 4,20 m, der Feldweite, und die der Querträger gleich 2,45 m, dem Abstände der Hauptträger. Die Schwellen liegen nicht unmittelbar auf den Längsträgern auf, sondern auf 10 mm starken, aufgenieteten Rostschutzplatten. Der Abstand der Längs-



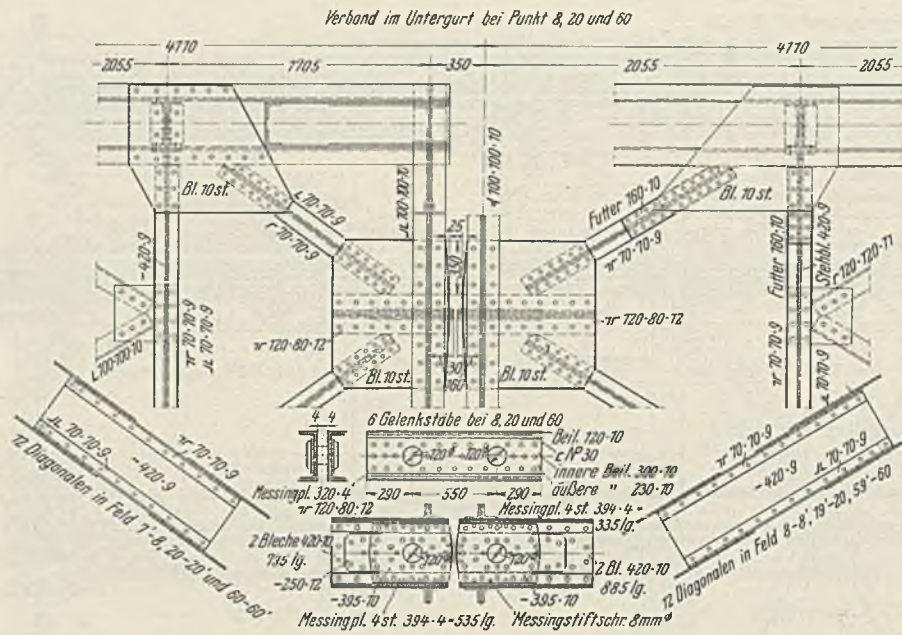


Abb. 6. Bremsgelenk im unteren Verband.

träger beträgt 1,72 m, sie sind durch Schlingerverbände verbunden und mit Stahlgußlagern auf den Querträgern aufgelagert. Geringe, negative Auflagerkräfte werden durch Querriegel und Zugbleche in die Querträger übertragen. An den Stellen der Hauptträgergelenke haben auch die Längsträger Gelenke erhalten. Die Längsträger sind dabei blattstoßförmig ineinandergelagert, die Gelenke selbst sind Stahlgußkörper; zu ihrer Entlastung von dem ungünstigen Einfluß der Seitenstöße ist der Schlingerverband zu einem waagerechten Spitzengelenk zusammengezogen (Abb. 5).

Die nur gering beanspruchten Querträger sind aus konstruktiven Gründen als Blechträger von der Höhe der Obergurte gewählt und zwischen deren innere Wangen eingeschoben. Zur Fugendeckung haben sie eine obere Lamelle erhalten. In jedem Überbau ist ein Querträger zum Bremsträger gemacht, indem die obere Lamelle auf 430 mm verbreitert und mit zwei Winkeln L 100 · 10 · 10 zu einem waagrecht liegenden Träger verstärkt wurde. Diese Bremsträger leiten die Bremskräfte in die Obergurte der Hauptträger, von denen sie weiter bis zu den festen Auflagerpunkten an den Endwiderlagern geführt werden (Abb. 4b).

Als Verbände sind angeordnet ein oberer Windverband, senkrechte Querverbände an den Auflagern und Gelenken und ein leichter, unterer waagerechter Verband. Der obere Verband liegt in der Ebene der Querträger- bzw. Obergurtunterkante; er ist als Gerberträger (entsprechend den Hauptträgern) ausgebildet. Die Gelenke sind Spitzengelenke, eingeführt in die hierfür mit Schlitz versehenen höheren Querträger bei den Punkten 8, 20 und 60 (Abb. 7d).

Die Gestaltung der senkrechten Querverbindungen geht aus den Querschnittübersichten hervor (Abb. 7). Besondere Formen zeigen sie an den Gelenkstellen und den Endwiderlagern im Zusammenhang mit der Ausbildung des unteren Verbandes. Während dieser innerhalb der einzelnen Überbauten nur konstruktiver Verband ist, übernimmt er an den Gelenkübergängen und an den Endwiderlagern die Überleitung der Bremskräfte aus den Untergurten des einen Überbaues in die des benachbarten bzw.

bis in die in den Endwiderlagern eingebauten Bremsböcke. Die recht erheblichen Bremskräfte werden durch aufrechtstehende Bolzengelenkstäbe mit 120 mm Bolzendurchmesser übertragen, für deren Durchführung die unteren Riegel Doppelstäbe sind. Die anschließenden Diagonalen sind K-förmig geführt und an Zwischenpunkten des Untergurts wie am Gelenk selbst an je zwei Knotenbleche angeschlossen (Abb. 6 u. 7d).

Zur Erhöhung der Standsicherheit sind die Überbauten beider Gleise in Höhe der Obergurte an Knotenpunkten über den Pfeilern miteinander verkuppelt, und zwar durch Gelenkstäbe mit Doppelgelenken, die sowohl waagerechte Längsbewegungen wie senkrechte Durchbiegungen gestatten (Abb. 8).

Die Hauptträger sind parallelgurtige Fachwerkträger, über den Pfeilern durchlaufend, mit Gerbergelenken in den Seitenöffnungen, 4,11 m von den Pfeilern entfernt; damit ist die Stützweite der eingehängten Träger 32,88 m. Die Systemhöhe beträgt 4,20 m, die Feldweite 4,11 m, die gesamte Bauhöhe 5,58 m. Die Ausfachung ist Strebenfachwerk. Die Gelenke liegen im Untergurt und sind als Hakengelenke ausgebildet (Abb. 9 u. 10). Wegen der schlanken, hohen Form der Zwischenpfeiler sind alle Lager auf diesen Rollenlager. Feste Lagerungen befinden sich nur an den beiden Endwiderlagern. Die durch einen zusammenhängenden Brückenzug aufzunehmenden Bremskräfte sind so groß, daß sie durch einen gewöhnlichen festen Lagerbock nicht aufgenommen werden können. In den Endwiderlagern sind daher für jedes Gleis Bremsböcke einbetoniert worden, an die die eisernen Überbauten mit einem gelenkigen Bremsstab angeschlossen sind. Die Stahlgußlager selbst sind auf den Endwiderlager ebenfalls als Rollenlager ausgebildet, um die Bremskräfte voll in die Bremsböcke abzuleiten (Abb. 7 u. 13).

Hauptüberbau.

Der Hauptüberbau, der das Mittelwasserbett der Mosel überspannt, ist eine zweigleisige Fachwerkbrücke von 88 m Stützweite, schief im Grundriß mit 67° Neigungswinkel gegen die Gleisachse. Die Fahrbahn ist halb versenkt; die Höhe zwischen Schienenoberkante und Konstruktionsunterkante beträgt 5,55 m (Abb. 11).

Der Eisenbahnoberbau ist gleich dem der Seitenöffnungen.

Die Fahrbahn besteht aus vier Schwellenträgersträngen I 47<sup>1</sup>/<sub>3</sub>, die durchlaufend auf den Querträgern aufgelagert und im einzelnen ausgebildet sind, wie bei den Seitenöffnungen. Da sie in der Mittelhöhe der Hauptträger, also in deren neutraler Achse liegen, ist von einer Längsträgerunterbrechung in Brückenmitte abgesehen. Den Übergang zu den Seitenüberbauten stellen Schlepplträgerpaare her, die von den Endquerträgern der eingleisigen Brücken über den Pfeilern IV bzw. V bis zum ersten — gerade angeordneten — Querträger des anstoßenden Hauptüberbaues reichen; schiefe Endquerträger fehlen.

Die Querträger sind Blechträger von 1,30 m Stehblechhöhe.

Besondere Belaghölzer für die Fahrbahnabdeckung liegen zwischen den Brückenbalken auf den Längsträgern und auf außerhalb der Hauptträger an Konsolen befestigten Geländerrandträgern auf.

Verbände sind vorhanden: oberer Windverband, unterer Windverband mit Bremsverbänden, Querverbände und Portale.

Der obere Windverband hat Rautenform mit vollwandigen Zwischenriegeln und zwei Steifigkeitstäben in den Endfeldern; alle Diagonalen haben T-Querschnitt.

Die Windkräfte aus dem oberen Verband werden an den letzten Hauptständern durch Portale in den unteren Windverband weitergeleitet. Dieser Verband hat ebenfalls Rautenform. Die Windlasten aus der Fahrbahn werden von jedem zweiten an den Zwischenständern befindlichen Querträger aus mittels eines senkrechten Verbandes in die Diagonalschnittpunkte des unteren Verbandes übertragen. Im dritten bzw. siebenten Rhombus des unteren Verbandes ist ein Bremsverband eingebaut; er erhält die Bremskräfte durch in den Längsträgerebenen stehende Hilfsstreben, aus 2 C 18, die mit den Zwischendiagonalen der Hauptträger gleichlaufend sind und die Stege der verstärkten Brückenträger gabelförmig umfassen.

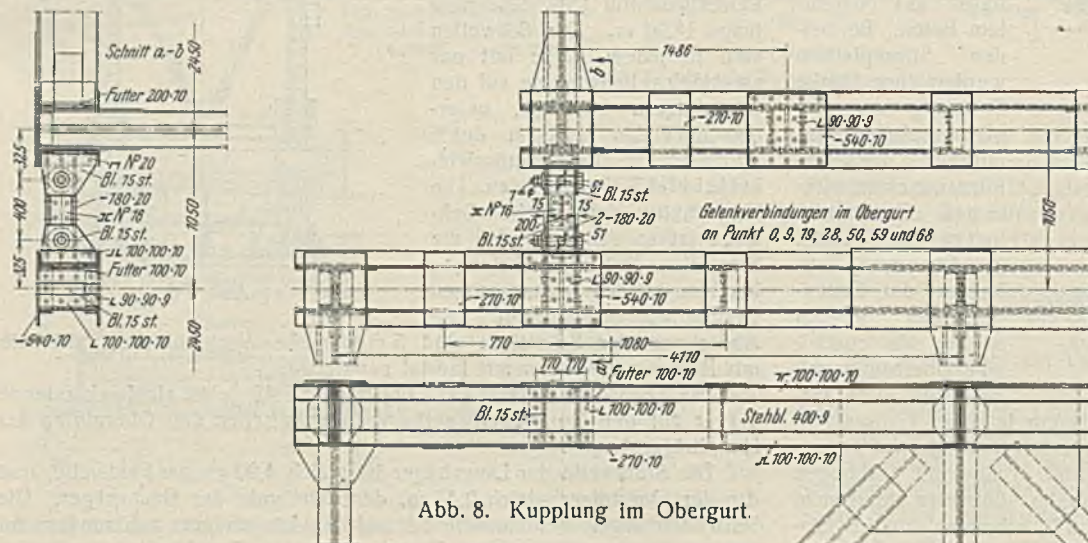


Abb. 8. Kupplung im Obergurt.



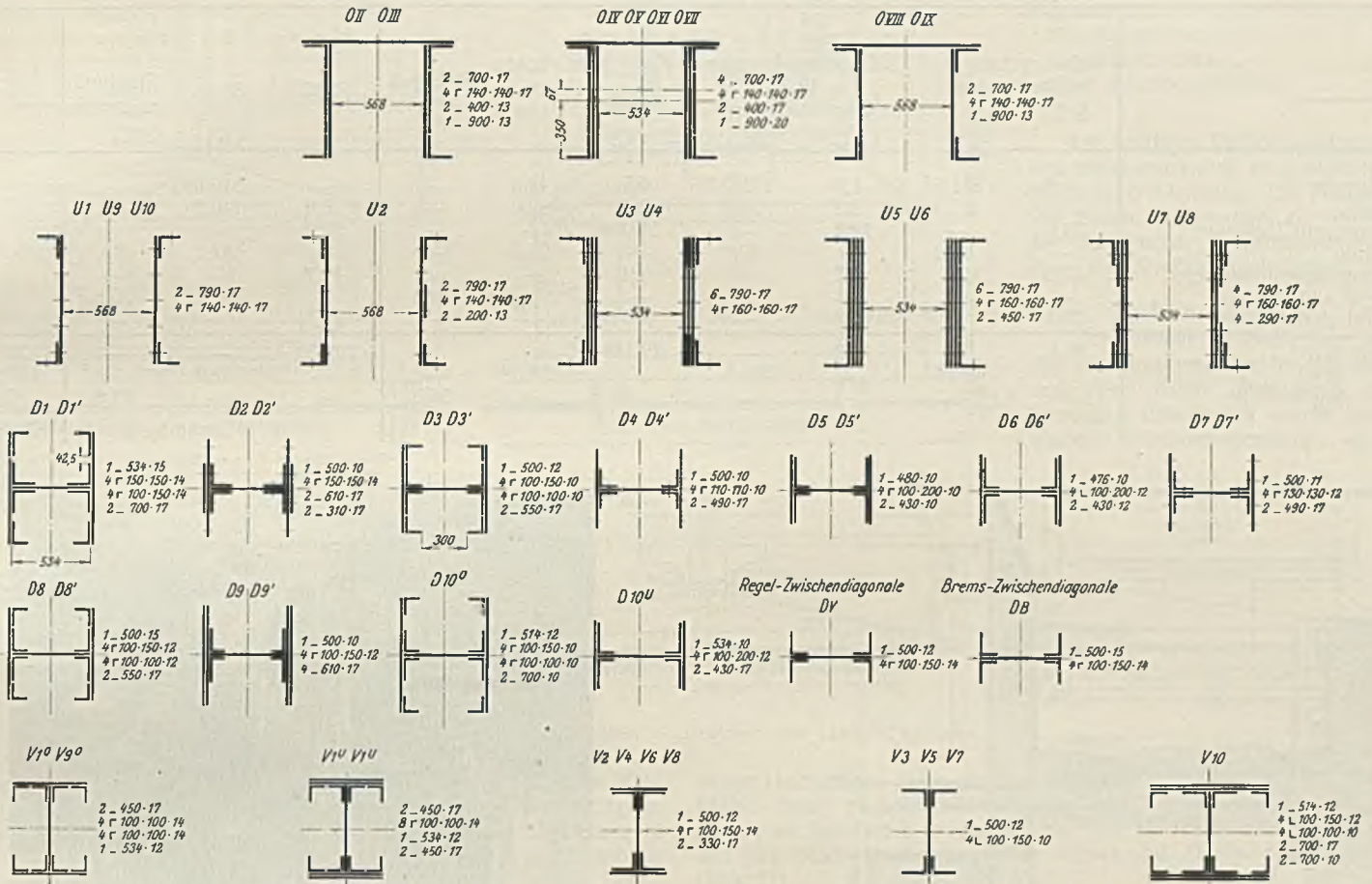




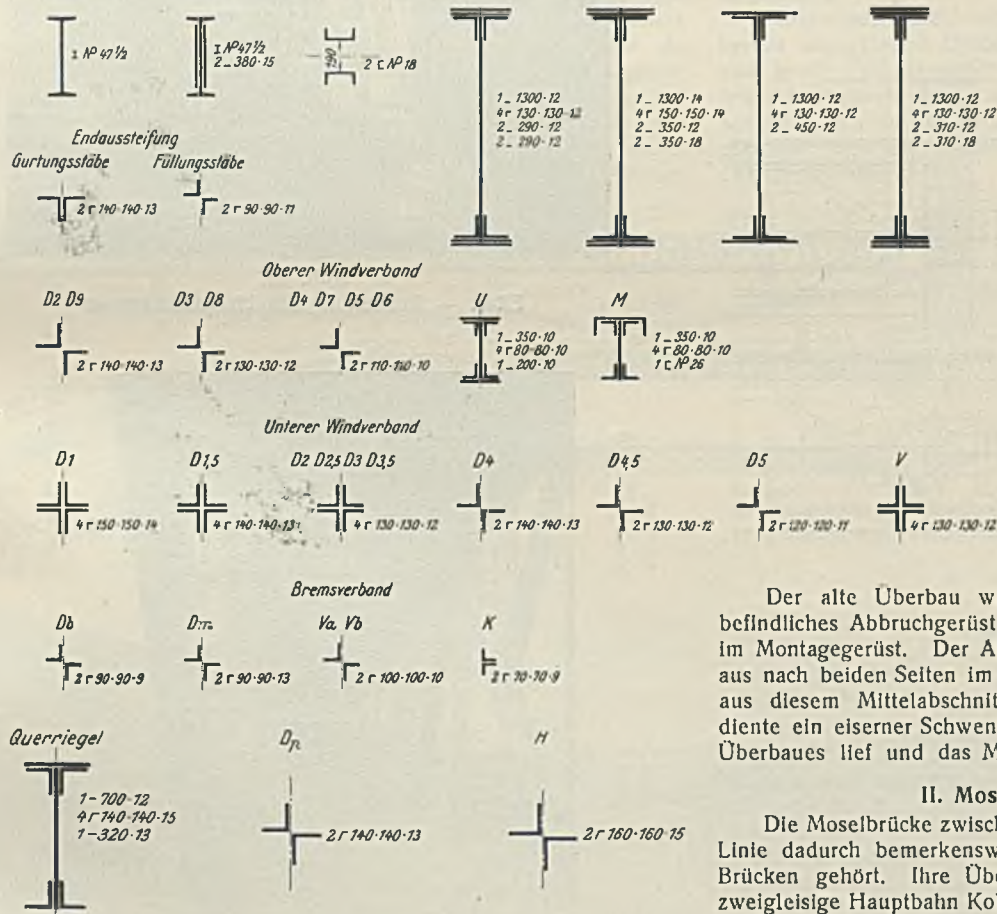




Tafel I. Hauptüberbau Eller. Zusammenstellung der Querschnitte.



Regel-Längsträger Brems-Längsträger Brems-Streben Regel-Querträger Brems-Querträger Portal-Querträger End-Querträger



der schwereren Hauptöffnung der Brücke bei Alf-Bullay im folgenden Jahre benutzt werden konnten. Von der Verwendung von Laufschiene und Spurräder wurde abgesehen und die Räder mit glatter Felge unmittelbar auf den Obergurten der Verschubträger aufgelassen. Seitliche Anschläge der Wagen gaben die Führung gegen die Obergurten. Das Ausfahren der alten und Einfahren der neuen Brücke wurde wegen der Schräglage im Grundriß nicht gekuppelt, sondern einzeln hintereinander vorgenommen, wofür eine ausreichende Betriebspause vom 15. zum 16. Oktober 1927 von 21<sup>46</sup> bis 7<sup>30</sup> Uhr zur Verfügung stand, einschließlich der balnseitig vorzunehmenden Oberbauarbeiten und der Belastungsprobe. Das Verfahren geschah mittels zweier elektrisch angetriebener Kabelwinden von 8 t Trommelzug; es dauerte an reiner Fahrzeit für jeden Überbau etwa 1/2 Stunde bei rd. 13 m Verschubweg.

Der alte Überbau wurde nach dem Ausfahren auf ein stromab befindliches Abbruchgerüst abgesetzt mit gleicher Schiffahrtöffnung wie im Montagegerüst. Der Abbruch begann von der Mitte dieser Öffnung aus nach beiden Seiten im Freirückbau, nachdem zuerst die Fahrbahnteile aus diesem Mittelabschnitt herausgenommen waren. Als Abbaugerät diente ein eiserner Schwenkmast, der auf der oberen Gurtung des neuen Überbaues lief und das Material unmittelbar auf dem Bahngleis verlad.

II. Moselbrücke bei Alf-Bullay.

Die Moselbrücke zwischen den Ortschaften Bullay und Alf ist in erster Linie dadurch bemerkenswert, daß sie zu der Art der zweigeschossigen Brücken gehört. Ihre Überbauten tragen auf der oberen Fahrbahn die zweigleisige Hauptbahn Koblenz—Trier und auf der unteren die Provinzialstraße zwischen Bullay und Alf, die auf dem rechten Moselufer die Verbindungen zum Hunsrück und auf dem linken die in die Eifel herstellt (Abb. 16).

Die Bahnlinie durchschneidet von Pünderich kommend in einem kurzen Tunnel den Prinzenkopf, auf dem die landschaftlich hochreizvolle Marien-

Überbaues im Gewicht von rd. 950 t dienten vier Rollwagen von je acht Rädern, des alten Überbaues vier Wagen von je vier Rädern. Jedes Rad hatte eine Tragfähigkeit von 50 t. Diese Wagen wie die Verschubträger waren so bemessen, daß sie auch für die Verschlebung



Zahlentafel II. Gewichtszusammenstellung, Moselbrücke bei Eller.

	Seitenüberbauten						Stahlguß Stg 50/81 R	Hauptüberbau			
	6 eingehängte Überbauten		2 Kragträgerbrücken l = 49,82 m		2 Kragträgerbrücken l = 41,10 m			St 37	St 48	Stahlguß Stg 50/81 R	
	St 37 t	St 48 t	St 37 t	St 48 t	St 37 t	St 48 t		t	t	t	
Hauptträger . . . . .	1,8	321,5	1,0	195,0	0,5	141,8	—	—	516,0	—	
Fahrbahn . . . . .	7,3	82,3	2,2	39,8	2,4	82,0	—	5,8	148,3	—	
Gehwege mit Geländer . . . . .	34,0	—	14,3	—	11,0	—	—	27,9	—	—	
Verbände . . . . .	—	63,9	—	30,0	—	24,2	—	—	87,1	—	
Besichtigungseinrichtungen . . . . .	17,6	—	8,2	—	6,9	—	—	42,1	—	—	
Auflager und Gelenke . . . . .	—	—	—	—	—	—	54,3	—	—	20,8	
Waffelblechabdeckung . . . . .	20,2	—	20,3	—	8,3	—	—	27,7	—	—	
Gesamt St 37 . . . . .	80,9	—	46,0	—	29,1	—	—	103,5	—	—	259,5 t
St 48 . . . . .	—	467,7	—	264,8	—	198,0	—	—	751,4	—	1681,9 t
Stg 50/81 R . . . . .	—	—	—	—	—	—	54,3	—	—	20,8	75,1 t
									Gesamtgewicht:		2016,5 t

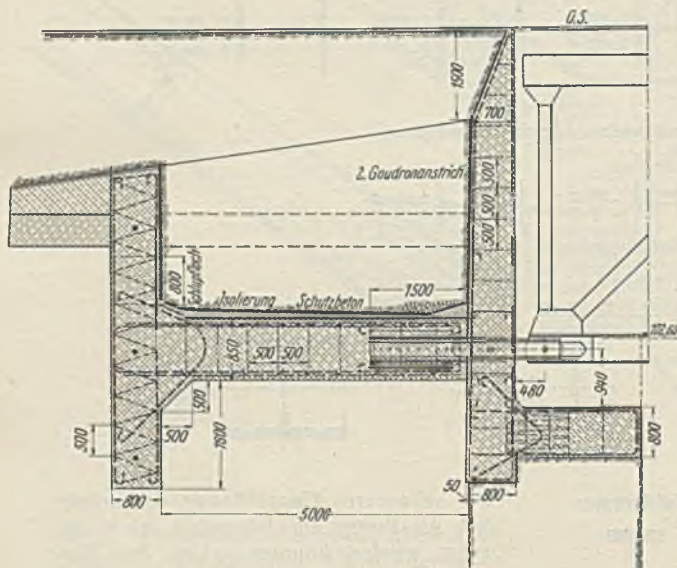


Abb. 13. Eller. — Endwiderlager.

burg, Ziel aller Moselwanderer, liegt, um sofort anschließend auf der Brücke über die Mosel zu gehen, wobei sie noch auf dieser sich in scharfer Kurve von 400 m Halbmesser in den Bahnhof Bullay wendet, kurz vor diesem auf dem rechten Ufer die Moseltalbahn überquerend.

Die Straße läuft an beiden Brückenden in scharfen Kurven in die unten befindliche Fahrbahn ein unter Kreuzung der Moseltalbahn in Schienenhöhe.

Entsprechend dieser Führung der Verkehrswege ergaben sich die in Abb. 17 dargestellte Pfeilerstellung und Pfeilerabstände mit teils in der Kurve, teils in gerader Achse liegenden Überbauten.

Alte Brücke.

Die Aufgabe der Brücke, zwei Verkehrsbahnen zu tragen, deren gegenseitige Höhenlage aus der Örtlichkeit nahezu eindeutig bestimmt war, nämlich durch Bahnhofhöhe und Schiffsdurchfahrthöhe, führte bereits für die

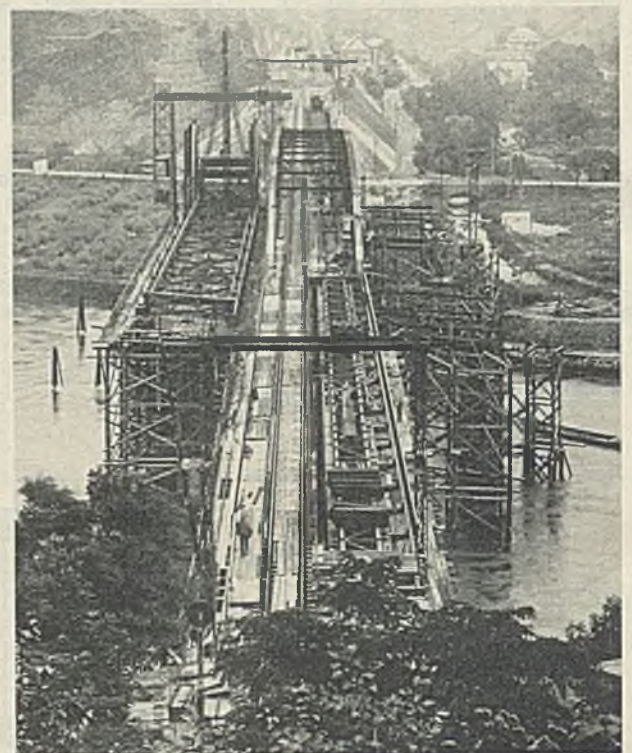


Abb. 15.  
Eller. — Aufstellung des Hauptüberbaues.



Abb. 16.  
Moselbrücke Bullay. Innenansicht.







Allgemeine Anordnung.

Sämtliche Überbauten wirken für sich als einfache Balkenbrücken mit zwei festen und zwei beweglichen Lagern, so daß die Bremskräfte jedes Überbaues für sich in die einzelnen Pfeiler abgeleitet werden. Die

Pfeiler I und VII nehmen auch die Bremskräfte der anschließenden Blechträgerüberbauten vermöge einer durchgehenden Herstellung der Blechhaut der oberen Fahrbahn auf. Zur gegenseitigen Unterstützung gegen Fliehkräfte und Windkräfte sind die Überbauten über den Pfeilern in dieser Blechhautebene seitlich gekuppelt.

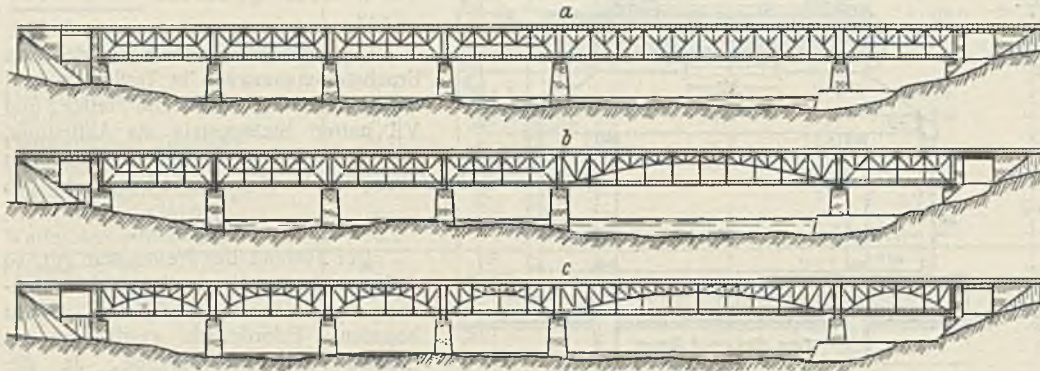


Abb. 19a bis c. Auflagersysteme.

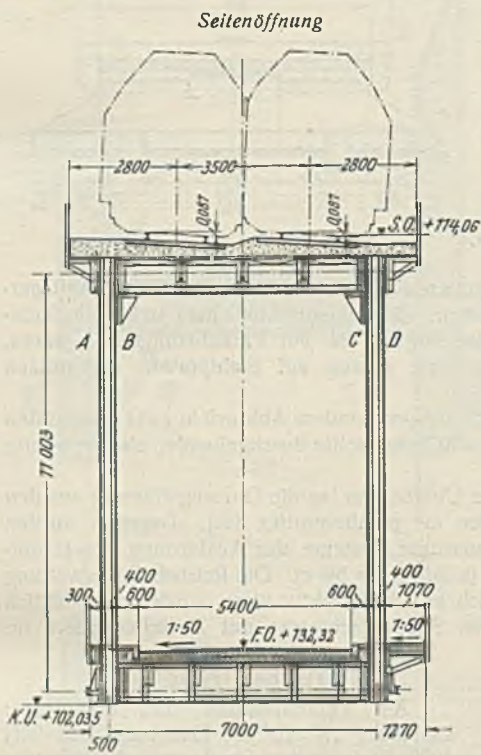


Abb. 19. Querschnitt a—a.

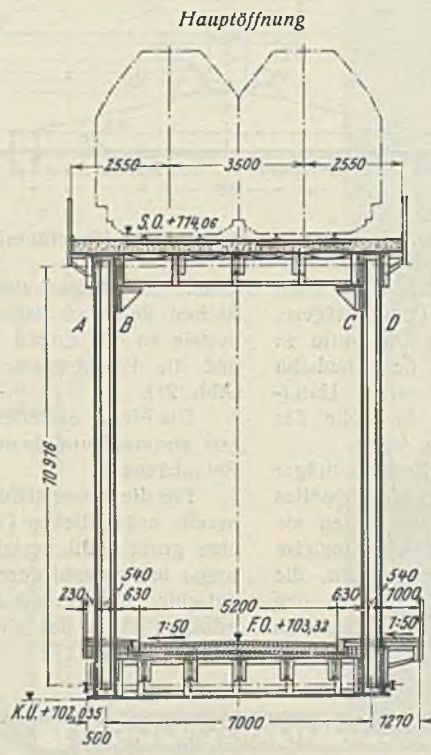


Abb. 20. Querschnitt b—b.

Die Gesamtübersicht der Brücke ist in Abb. 17 bis 21 dargestellt. Sie besteht aus dem Hauptüberbau von 88,00 m Stützweite, rechts davon (in der Stromrichtung gesehen) vier in der Kurve liegenden und links einem Seitenüberbau in der Geraden von 35,20 m sowie den Blechträgerüberbauten von 14,14 m Stützweite. Der Abstand der Hauptträger ist 7,00 m, die Systemhöhen 11,003 m bzw. 10,916 m beim Hauptüberbau, die Blechträgerstehblechhöhe 1,30 m. Die Breite der Straßenfahrbahn beträgt in den Seitenöffnungen 5,40 m zwischen den Bordsteinen, in der Hauptöffnung infolge der größeren Breite der Hauptträger 5,20 m. Der einseitig angeordnete Fußweg hat 1,00 m Nutzbreite. Er liegt stromab, einmal, um von ihm aus den Blick auf die Ortschaften Alf und Bullay zu gewähren, und dann auch, um sein Gewicht als teilweises Gegengewicht gegen die Mehrbelastung der stromauf liegenden Hauptträger aus den Fliehkräften in der Kurve auszunutzen.

Die Feldweiten betragen einheitlich 8,80 m für die untere und 4,40 m für die obere Fahrbahn. Die Straßenfahrbahn besteht aus 10 cm Granitkleinpflaster auf 2 cm Traß-Zement-Mörtel mit Drahtnetzeinlage und einer Isolierschicht von 1 cm (Abb. 22). Nach dem Versetzen sind die Fugen der Pflastersteine mit Zementmörtel vergossen<sup>3)</sup>. Diese Fahrbahn ruht auf Zoresen Nr. 11 unter Vermittlung von Füllbeton und Betonformsteinen. Die Entwässerung der Fahrbahnoberfläche geschieht durch Gullys in bekannter Weise, außerdem ist eine Entwässerung der Isolierdecke durch besondere Sickertrichter aus 3 mm verzinktem Eisenblech mit Siebhaube vorgesehen (Abb. 23). Die Belageisen ruhen auf fünf Längsträgersträngen in 1,25 m Abstand. Es sind Blechträger von 610 mm nutzbarer Stehblechhöhe und Gurtwinkeln L 120 · 80 · 10. Sie liegen nur auf der oberen Stehblechkante auf, die hierfür 15 mm herausgezogen ist; die Befestigung geschieht mit Klemmwinkeln und Hakenschrauben, deren untenliegende Muttern durch Pallmuttern gesichert sind.

Der Fußweg ist aus 8 cm starken Betonplatten mit 2 cm Gußasphalt hergestellt. Besondere Sorgfalt wurde auf die Durchdringungen der Hauptträgerstäbe mit dem Fußwegbelag verwendet. Winkeleisenrahmen bilden den Abschluß für Beton und Asphalt, so daß die Hauptträgerstäbe überall der Luft und dem Anstrich zugänglich geblieben sind.

Die Fahrbahn-Dehnungsfugen über den Pfeilern I und IV und die eine Zwischenfuge in der Mitte der Hauptöffnung sind als unter dem Pflaster liegende „versenkte Dilatationen“ ausgebildet (Abb. 24); die übrigen in der Fahrebene liegenden sind mit Flußstahlplatten abgedeckt, deren Oberfläche durch eingebohrte Löcher rau gemacht wurde.

Die Eisenbahnfahrbahn oben besteht aus verzinkten Buckelblechen von 8 mm Stärke, deren Größe 1640 × 4110 mm beträgt, entsprechend den Querträgerabständen von 4,40 m und der Queraufteilung der Fahrbahn durch drei Längsträgerstränge zwischen den Hauptträgern in zwei Seitenteile von 1,86 m und zwei Mittelteile von 1,64 m. Um für die Hauptöffnung eine möglichst große Systemhöhe zu erzielen und eine möglichst steife Querkonstruktion zu erreichen, sind die Querträger zwischen die Obergurte gesetzt, so daß beide Oberkanten bündig liegen und Bestandteile der Blechhaut der Fahrbahn bilden. Die Nähte an den Quer- und Längsträgern, sowie die ganzen Obergurte mit den seitlich anschließenden Fahrbahnstreifen aus Flachblech sind mit Asphaltbeton-Isolierung gedichtet. Über den Obergurten und Flachblechen ist

<sup>3)</sup> Vgl. Schaper, „Eiserne Brücken“, 5. Aufl., S. 574.

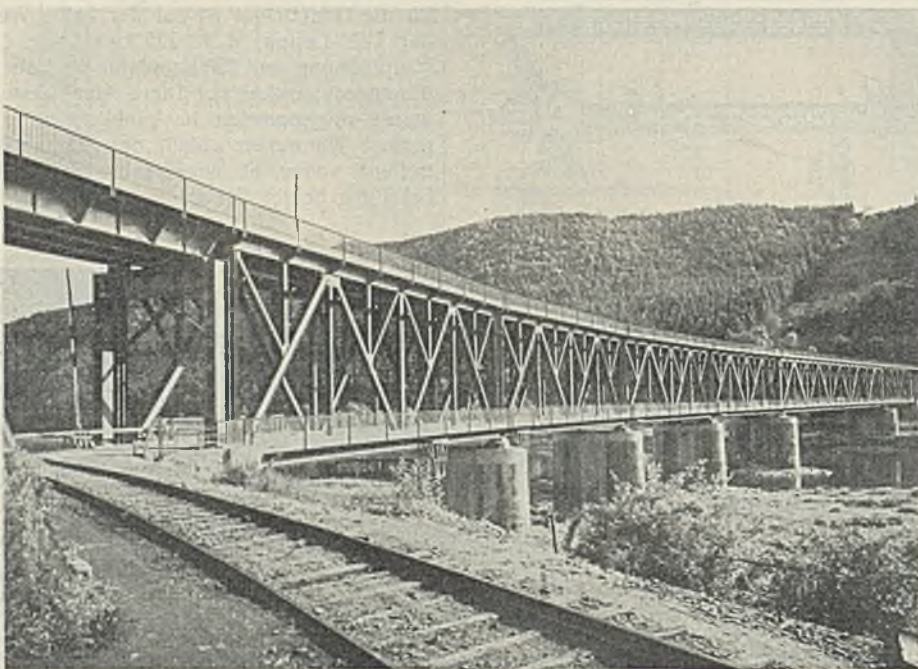


Abb. 21. Neue Brücke Alf-Bullay.



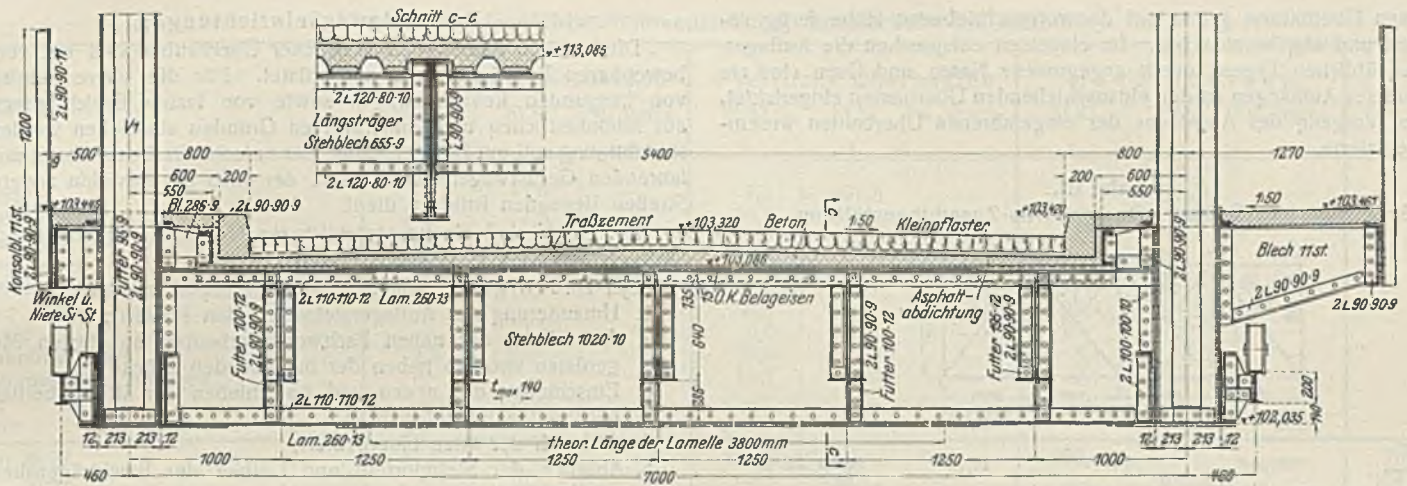


Abb. 22. Querschnitt der unteren Fahrbahn.

der Asphaltbeton durch 5 mm starke Blechtafeln, die nach dem Verfahren von Dr. Schlötter (Berlin) verbleit wurden, gegen Eindringen von Wasser besonders geschützt werden (Abb. 25). Da die obere Fahrbahn in der Zone der gedrückten Gurtung liegt, ist auch im großen Überbau von Dehnungsfugen Abstand genommen. Diese sind nur zwischen den einzelnen Überbauten in Form von gleitenden Flachblechen angeordnet. In den senkrechten Randträgern, die das Schotterbett abschließen, ist die Längsbeweglichkeit durch 3 mm starke gehärtete und verzinkte Federstahlbleche hergestellt, die mit den Randträgern beiderseits der Dehnungsfuge fest vernietet sind, so daß die schwierig zu dichtende senkrechte Schlieffuge in der Trägerwandung entfällt; unterhalb der Flachbleche greifen die weiter unten besprochenen Windkupplungen ineinander ein.

**Verbände.**

Die oberen Windverbände werden durch die zusammenhängenden Blechtafeln und Obergurte der oberen Fahrbahn gebildet. Ein unterer Windverband ist nur in der Hauptöffnung angeordnet. In den Seitenöffnungen bildet die steife Fahrbahndecke den Windverband. Aus der oberen Windverbandtafel werden die Wind- und Flichkräfte in Portale an den Enden der Überbauten abgeleitet. In den Seitenüberbauten sind es Vollrahmen, in der Hauptöffnung sind Halbrahmen mit Gelenken an unteren Querträgern angenommen. Während die Querträger der unteren Fahrbahn im allgemeinen aus St 37 bestehen, sind die der Vollrahmen aus St Si gebildet. Diese Verschiedenheit ergab sich aus der größeren Belastung der Rahmen der Seitenüberbauten durch die Flichkräfte aus dem Doppelgleis. Außerdem war es noch erforderlich, die obere Verkopplung zwischen den

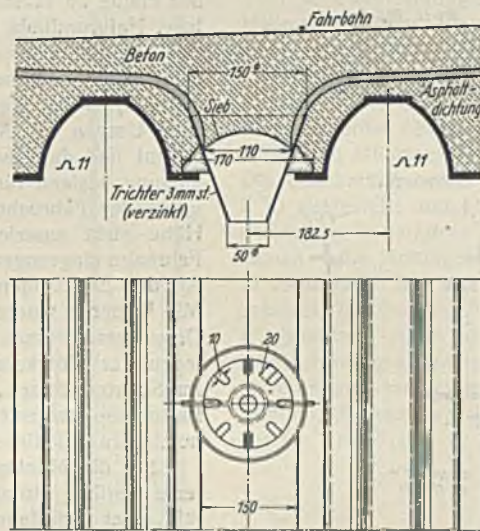


Abb. 23. Entwässerung der unteren Fahrbahn.

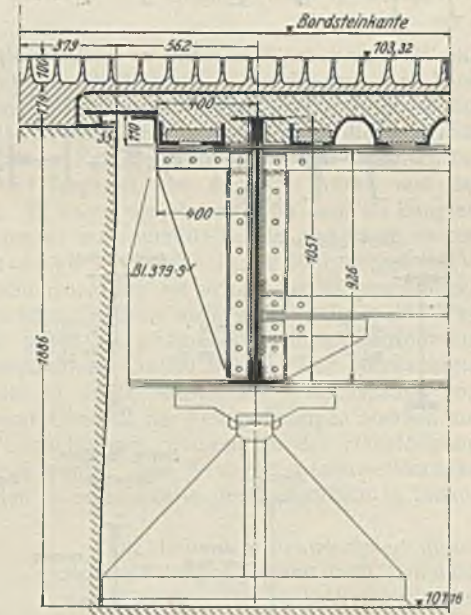


Abb. 24. Dehnungsfuge in der unteren Fahrbahn.

**Hauptträger.**

In Tafel III und IV sind die Querschnitts-Zusammenstellungen für die Hauptträgerstäbe des großen und der kleinen Überbauten angegeben; in Abb. 26 ein besonders kennzeichnender Knotenpunkt dargestellt. Die Stabquerschnitte sind nach bekannten Konstruktionsgrundsätzen gebildet, alle mit vollen Stegen und reichlich durch Bindungen und Querschotte

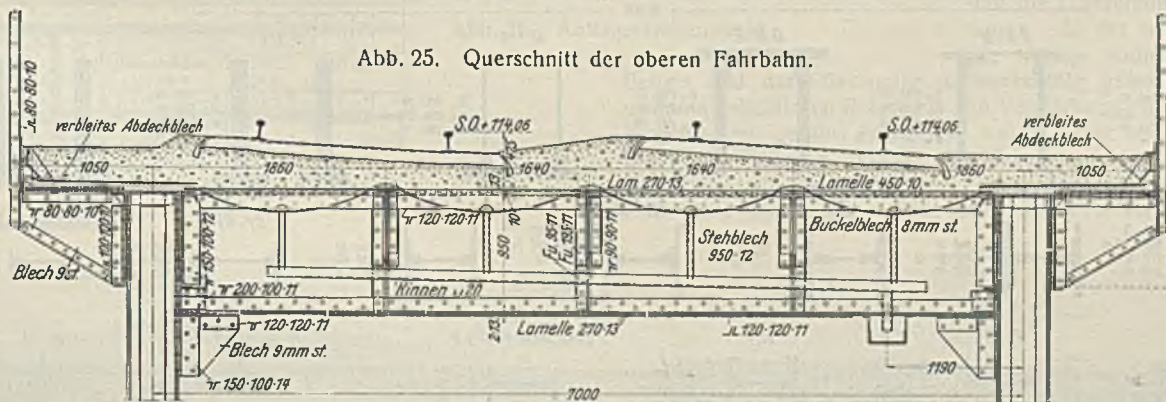


Abb. 25. Querschnitt der oberen Fahrbahn.

Überbauten anzuordnen, um ein Zusammenwirken zweier Portalrahmen bei der ungünstigsten Laststellung der Lokomotivflichkräfte auf einem Überbau zu erreichen.

Von der Durchbildung der Endquerträger der unteren Fahrbahn als Hubquerträger wurde abgesehen wegen der sehr beschränkten, für diese Träger zur Verfügung stehenden Bauhöhe; dafür wurden alle beweglichen Lager mit Vollwalzen versehen, um die bei Pendelwalzen zuweilen erforderliche Stellungsregelung mit Anheben des Überbaues auszuschalten.

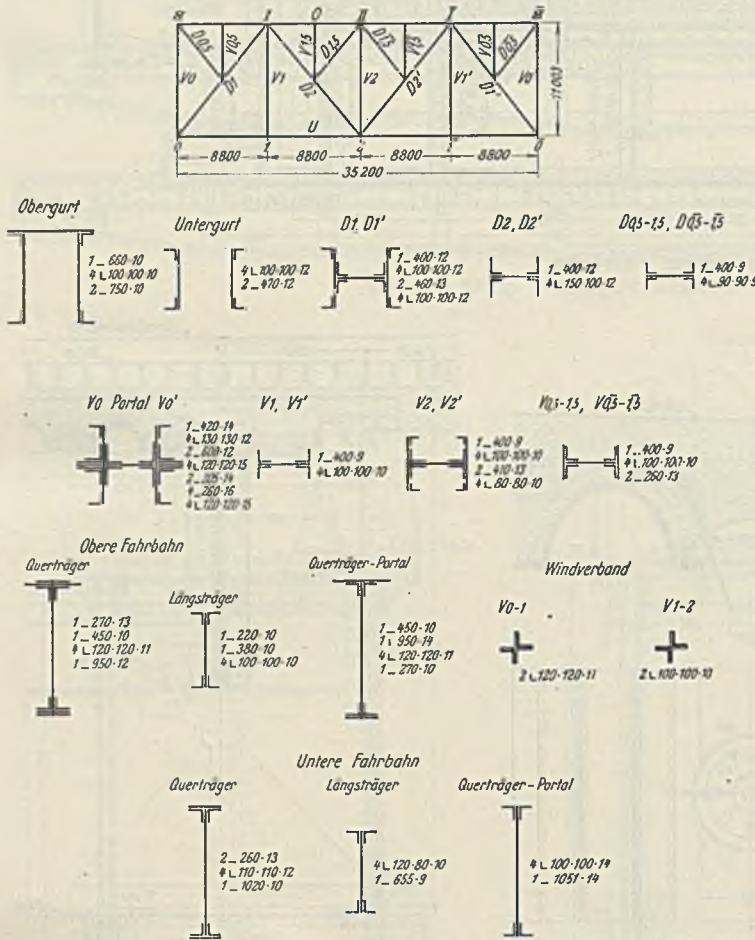
ausgesteift. Der Querschnitt der Ständer  $V_0$  der Seitenöffnung läßt die Schwierigkeit erkennen, diesen ausreichend kräftig auszubilden; es mußten in Verlängerung des Mittelsteges starke äußere Querrippen angeordnet werden, um die Rahmenmomente zu tragen. Bei den Querschotten der Diagonalen und Ständer ist auf guten Wasserablauf Bedacht genommen. Sämtliche Hauptträger sind aus St Si hergestellt.

Die Auflager sind mittels einer 5 mm starken Hartbleizwischenlage auf einer 20 mm starken Zementfuge aufgesetzt, die vor dem Einschleiben



der neuen Überbauten genau auf der vorgeschriebenen Höhe fertig abgeglichen und abgebunden war. Im einzelnen entsprechen die Auflager-  
teile den üblichen Typen; durch angegossene Nasen und Ösen sind sie  
für bequemes Aufhängen an den einzuschleibenden Überbauten eingerichtet,  
was den Vorgang des Absetzens der eingefahrenen Überbauten wesent-  
lich erleichterte.

Tafel III. Seitenüberbau Bullay. Querschnitts-Zusammenstellung.



Besichtigungseinrichtungen.

Die unteren Fahrbahnen sämtlicher Überbauten sind mit von Hand  
bewegbaren Revisionswagen ausgerüstet. Für die obere Fahrbahn ist  
von hängenden Revisionswagen sowie von festen Besichtigungsteigen  
aus schönheitlichen und konstruktiven Gründen abgesehen worden; ihre  
Besichtigung soll mit Hilfe eines auf der unteren Straßenfahrbahn motorisch  
fahrenden Gerüstwagens stattfinden, der auch der Revision anderer über  
Straßen liegenden Brücken dient.

In Tafel V sind die hauptsächlichsten Gewichte der Stahlüberbauten,  
nach Materialarten getrennt, angegeben.

Der Bauvorgang umfaßte folgende Hauptabschnitte:

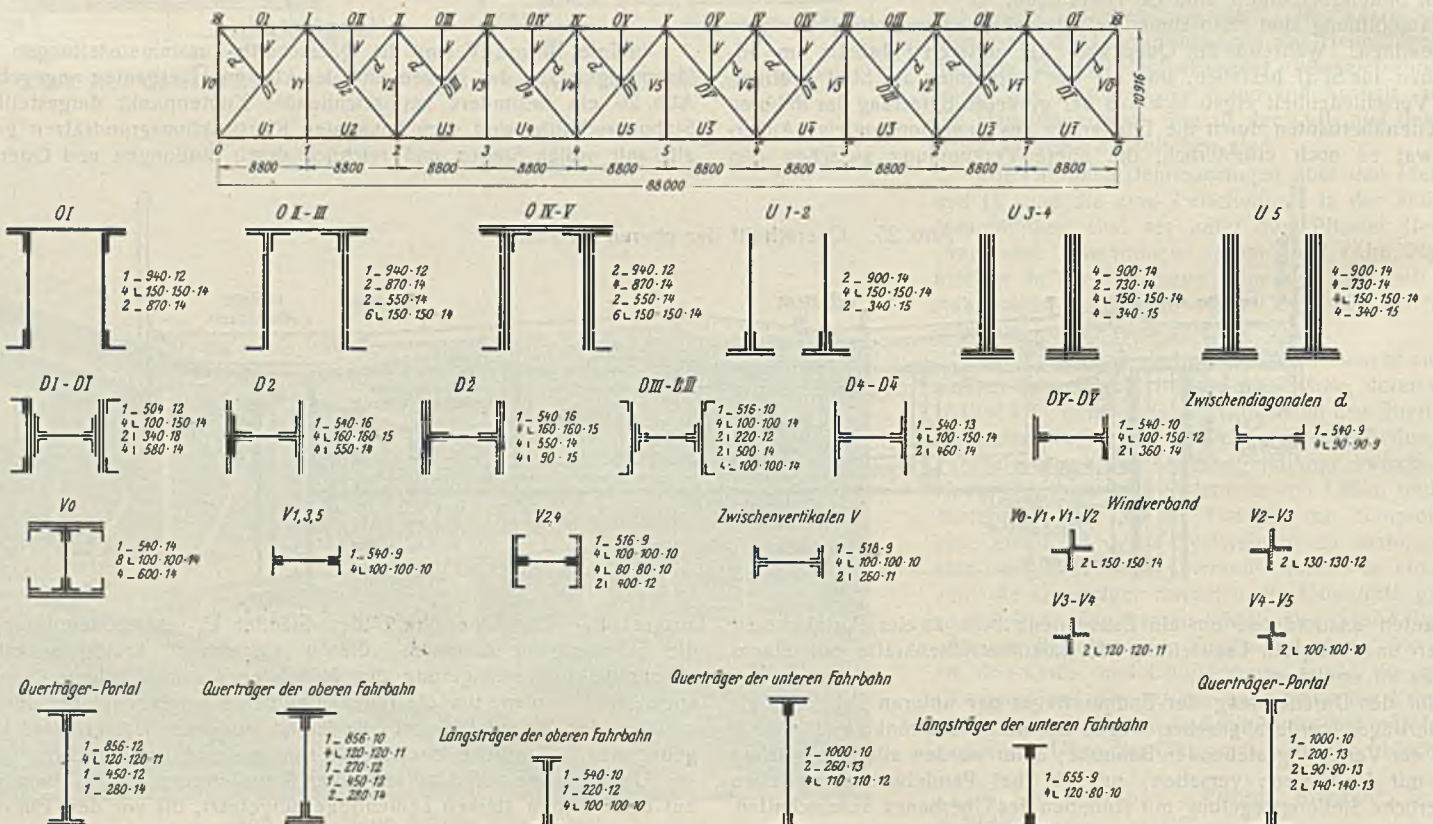
1. Umänderung der Auflagersteine auf den Pfeilern;
2. Aufstellung der neuen Fachwerküberbauten auf festen Montage-  
gerüsten stromab neben der bestehenden Brücke;
3. Einschleiben der neuen und Ausschleiben der alten Überbauten in  
nächtlichen Betriebspausen;
4. Abbruch der alten Überbauten;
5. Abbruch der Steinportale und Umbau der Blechträgerüberbauten  
an den Enden.

Die Betonarbeiten an den Pfeilern, der Abbruch der Steinportale  
sowie die Herstellung der Straßenfahrbahn aus Beton und Pflasterung  
waren auch bei dieser Brücke der Firma Jäger, Trier, in Auftrag gegeben  
worden, die auch die geramten Montagegerüste herstellte, wobei  
683 Pfähle zu rammen waren und 750 m<sup>3</sup> Rundholz und 490 m<sup>3</sup> Kantholz  
bzw. Halbrundholz verbaut wurden (Abb. 28).

Die Umänderung der Auflagersteine wurde unter den bestehenden  
Überbauten vorgenommen, und zwar nacheinander erst stromauf, dann  
stromab, wobei das entsprechende Gleis außer Betrieb gesetzt wurde.  
Zum Umbau der Auflagersteine mußten die vorhandenen Auflager aus-  
gebaut und die Überbauten betriebsicher abgefangen werden. Die Ab-  
fangung bestand für die seitlichen Überbauten aus Blechträgerunterzügen  
unter der Fahrbahn auf Holzböcken. Für den Hauptüberbau war die  
Höhe nicht ausreichend, es mußten daher die Unterzüge oberhalb der  
Fahrbahn eingezogen und auf eiserne Hilfsstützen gelagert werden (Abb. 29).  
An den Endständern wurden Stützconsolen und Hilfsconsolen angebaut.  
Mit letzteren wurden in nächtlichen Betriebspausen die Überbauten mit  
Druckwasserpressen von den Unterzügen auf angehoben und durch Unter-  
legen der Stützconsolen betriebsicher auf den Unterzügen aufgelagert.  
Im Schutze dieser Abfahrungen wurden die neuen Auflagersteine aus  
Eisenbeton hergestellt und die Überbauten unter Einschaltung von Hart-  
holzlagern auf diesen aufgelagert.

Für die Montage der neuen Überbauten wurden in allen Öffnungen  
feste Gerüste stromab der alten Brücke gerammt, in der Hauptöffnung  
mit einer Schiffsahrtöffnung von 20 m Lichtweite, die durch schwere  
Blechträger überbrückt wurde. — Von geschichtlichem Reiz ist Abb. 27,

Tafel IV. Hauptüberbau Bullay. Querschnitts-Zusammenstellung.









pflastert und nach Verkehrsumleitung die andere Hälfte. Trotz dieser Maßnahmen betrug das Gewicht des einzuschubenden Hauptüberbaues rd. 1500 t, der Seitenüberbauten je rd. 450 t.

Am 16. und 17. Juni 1928 nachts wurde als erster der Überbau II,

Ausbau der alten und Einbau der neuen Blechträgerüberbauten mit Benutzung von Eisenbahndrehkränen.

Gegen Ende der Abbrucharbeiten in Bullay stürzte leider ein Schneidbrenner durch eigene Unvorsichtigkeit tödlich ab; sonst sind die

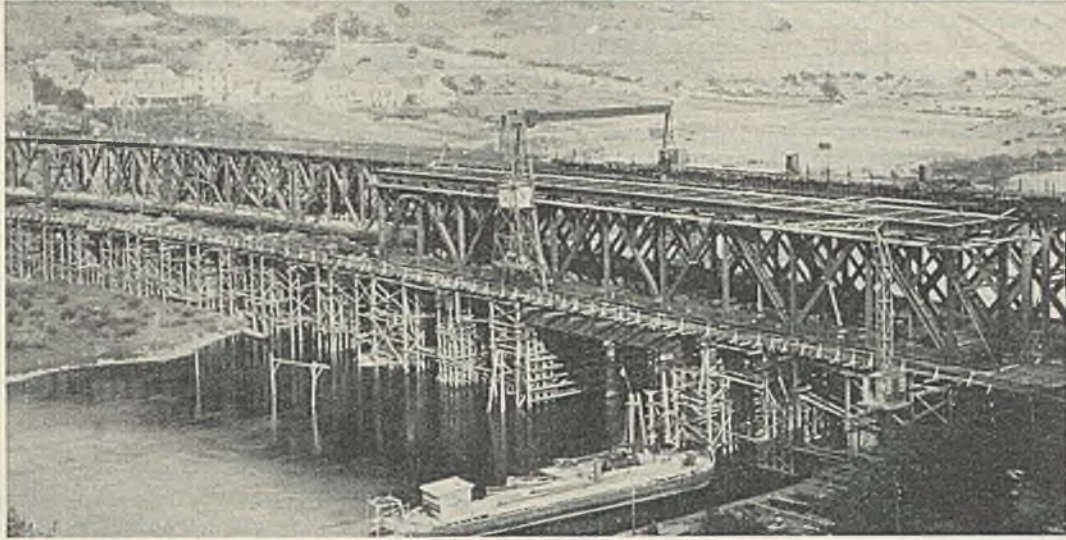


Abb. 28. Montagegerüst.

am 27. und 28. Oktober als letzter Überbau VI eingeschoben, also sechs Überbauten im Gewichte von rd. 2275 t innerhalb rd. 19 Wochen ausgewechselt.

Daran schloß sich der Abbruch der Steinportale und der Umbau der

umfangreichen, sich über mehr als zwei Jahre erstreckenden, zum Teil sehr schwierigen Arbeiten an beiden Brücken ohne jeden Unfall verlaufen.

Die Umbauten wurden von der Reichsbahndirektion Trier als Bauherr ausgeführt. Die Oberleitung hatte der Brückendezernent dieser

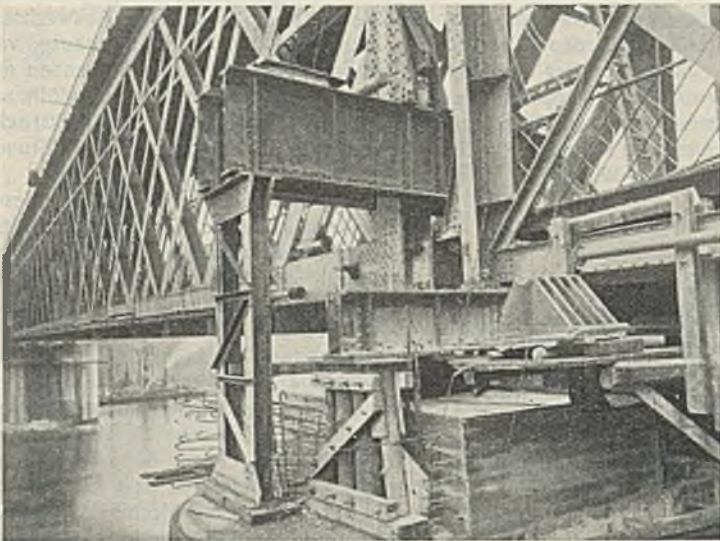


Abb. 29. Umbau der Auflagersteine.

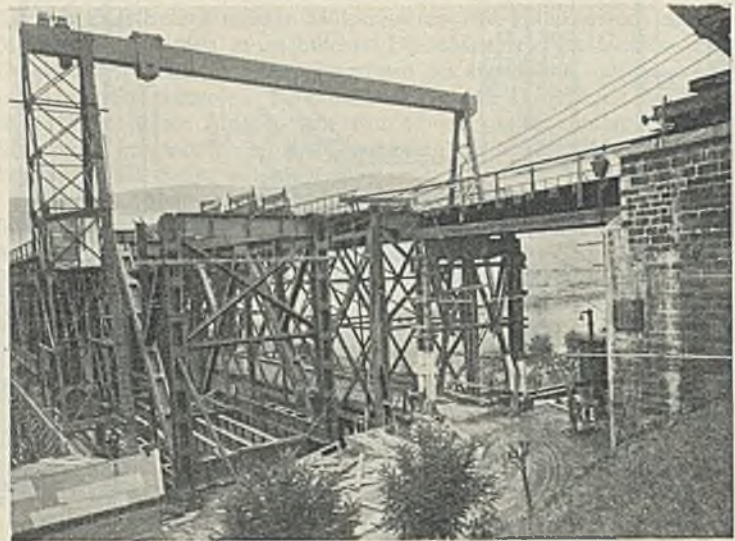


Abb. 30. Umbau der Blechträger-Überbauten.

Blechträgerüberbauten. Die alten Blechträger wurden neben den Steinportalen mit kräftigen Holzportalen abgestützt (Abb. 30). Nach dem Abbruch der Steinportale und dem Ersatz durch die eisernen folgte der

Direktion, Reichsbahnoberrat Schroeder; die örtliche Bauleitung oblag in Eller dem verstorbenen Reichsbahnrat Säufferer, in Bullay dem Reichsbahnrat Ehrenberg.



Alle Rechte vorbehalten.

## Untersuchungen über Bolzenverbindungen in Holzkonstruktionen.

Von Dipl.-Ing. Werner Andersen, Madrid.

Die Sonderheit des Holzes als Baustoff, insbesondere die verschiedenen Festigkeiten parallel und senkrecht zur Faser, bedingen eine von den homogenen und isotropen Baustoffen abweichende Behandlung des allo- tropen heterogenen Holzes.

Die größte Schwierigkeit macht dem Ingenieurholzbau die richtige Ausbildung der Holzverbindungen. Im folgenden sollen die Festigkeits- eigenschaften der einfachen Bolzenverbindung, insbesondere das Wesen des Lochleibungsdruckes, an Hand meiner in der Technischen Hochschule Karlsruhe gemachten Versuche untersucht werden.

Bei einer Holzlaschenverbindung haben wir verschiedene Belastungs- stufen zu unterscheiden. Bei einer mit genügend großen Unterlagscheiben versehenen Bolzenverbindung wird die Last im Anfang der Belastung durch die Reibung der Hölzer aufeinander, oder der Eisenlaschen auf das Holz übertragen. Diese Reibung wird erzeugt durch das Anziehen der Bolzen- muttern mit dem Schraubenschlüssel und ist demnach von dem Grade des Anziehens der Mutter abhängig. Durch das Schwinden des Holzes kann jedoch eine Lockerung der ursprünglich fest angezogenen Mutter eintreten, die durch das Einlegen von Federringen und federnden Unterlag- scheiben nicht wett gemacht werden kann. Infolgedessen darf diese erste Belastungsstufe bei der Berechnung der Bolzenverbindung und bei der Ausbildung der Versuchsanordnung nicht berücksichtigt werden.

Demnach ist bei allen Versuchen und Betrachtungen der zweite Be- lastungszustand, d. i. die Übertragung der Last durch die Biegesteifigkeit der Bolzen, zugrunde zu legen.

Vor der zweiten Belastungsstufe wird die Last auf der ganzen Bolzen- länge bei großem Bolzendurchmesser nahezu gleichmäßig übertragen. Durch diese Belastung biegt sich der Bolzen dann durch, und es tritt eine etwa parabelförmige Lastverteilung mit dem Parabelscheitel in der Bolzen- mitte ein.

Die Verteilung der Last über die Bolzenbreite  $d$  und die Bolzenlänge  $l$  soll im folgenden untersucht werden.

Die dritte Belastungsstufe der Bolzenverbindung, die dadurch entsteht, daß durch die Durchbiegung des Bolzens die Unterlagscheiben in das Holz eingepreßt werden und so erneute Reibung erzeugen, während der Bolzen selbst seilähnlich wirkt, soll außer Betracht bleiben, da bei Eintritt dieser Belastungsstufe die Verschiebungen der Bolzenverbindung über das zulässige Maß hinausgehen. Gefährdet erscheint hiernach nicht die Zug- oder Scherfestigkeit des Bolzens, sondern die Druckfestigkeit des Holzes rings um das Bolzenloch. Gefährlich sind außerdem die großen Form- änderungen des Bolzens und die dadurch ermöglichten großen gegen- seitigen Verschie- bungen der vorhan- denen Holzteile.

### I. Aufgabe, Pro- gramm und Be- schreibung der Versuche.

Die Versuche wurden an einer Stahl- laschenverbindung vorgenommen, bei der der Einfachheit halber das zweite Holz fortgelassen war.

Für sämtliche Bol- zen und Eisenteile beider Versuchs- reihen wurde ge- wöhnlicher handels- üblicher Bolzenstahl verwendet. Alle Bol- zen wurden genau aus dem vollen Ma- terial gedreht bzw. gehobelt und er-

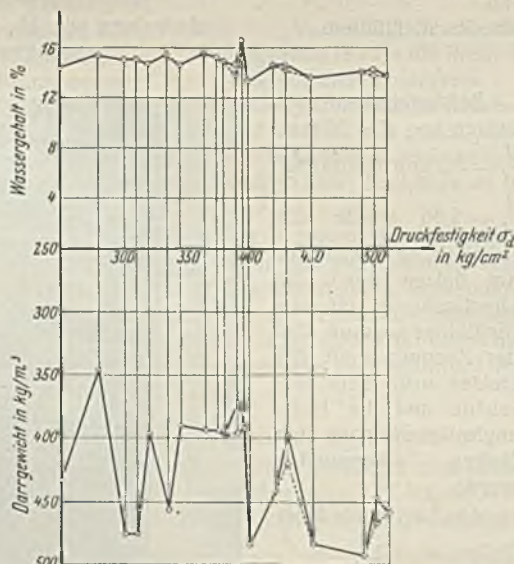


Abb. 1. Lochleibungs-Untersuchungen 1926. Die Druckfestigkeit  $\sigma_d$  bei wechselndem Wasser- gehalt und Darrgewicht.  
Maßstäbe: Druckfestigkeit  $\sigma_d$ :  $\frac{1}{3}$  cm = 20 kg/cm<sup>2</sup>. Darrgewicht:  $\frac{1}{3}$  cm = 20 kg/m<sup>3</sup>. Wassergehalt:  $\frac{1}{3}$  cm = 2%.

hielten weder Kopf noch Mutter. — Das für die Versuche verwendete Fichtenholz stammte nach Angaben des Holzhändlers aus dem Schwarz- wald. Aus einer großen Reihe von 10 · 10 cm starken Kanthölzern wurde völlig rissfreies, im Kreuzschnitt gesägtes Holz ausgesucht. Öffneten sich während der Versuche feine Schwindrisse, so wurden die Versuche mit anderem Holz wiederholt.

Um einen Vergleich mit anderen Versuchsreihen zu ermöglichen, wurden aus jedem zur Verwendung gelangenden Kantholz zwei Druck- prismen in den Abmessungen 79 · 31,6 · 31,6 mm ausgeschnitten. An ihnen wurde das Darrgewicht und der Wassergehalt, sowie die Prismendruck- festigkeit gemessen (Abb. 1). Die Mittelwerte ergaben 14,6% Wasser- gehalt, 390 kg/cm<sup>2</sup> Prismendruckfestigkeit und ein Raumgewicht von 490 kg/m<sup>3</sup>. Das Holz war also gut lufttrocken. Abb. 1 läßt erkennen, daß mit steigendem Darrgewicht und gleichzeitig sinkendem Wassergehalt die Prismendruckfestigkeit steigt.

Das Versuchsprogramm gliedert sich in Vorversuche und Haupt- versuche.

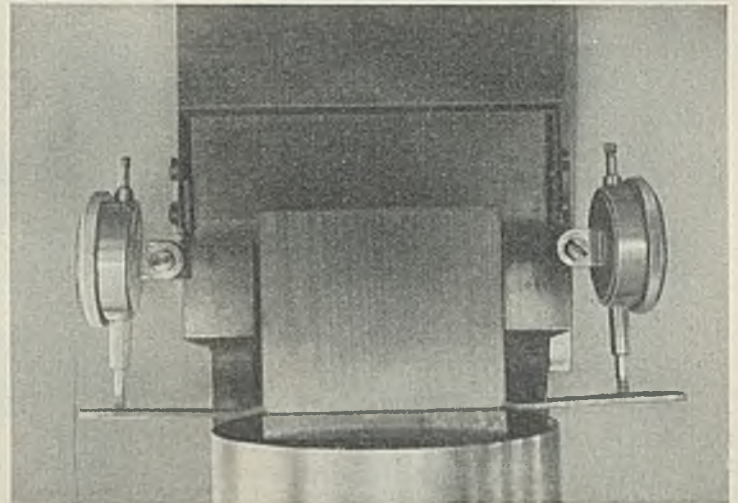


Abb. 2. Versuchsanordnung der Vorversuche.

Die Vorversuche wurden zur Erzielung möglichst einfacher und übersichtlicher Verhältnisse an Druckkörpern vorgenommen. Sie sollten die Gültigkeit des Proportionalitätsgesetzes für Belastung und Einpressung der Bolzen in das Holz untersuchen und gleichzeitig Werte für die Bettungsziffer  $k$  ergeben. Die Versuchsanordnung geht aus Abb. 2 hervor. Als biegeester Bolzen diente ein eiserner Halbzylinder vom Durchmesser  $d$ . Dessen Einpressung in das Holz bzw. die Verkürzung der Spalllänge  $s'$  wurde mittels Meßhühen gemessen, die eine Ablesung bis auf  $\frac{1}{100}$  mm gestatteten. — Das Versuchsprogramm wies acht Versuchsreihen mit jedesmal um 5 mm verändertem Durchmesser  $d$  auf. Außerdem wurde die Scherlänge  $s$  wie folgt abgeändert:

Reihe	$\frac{l}{d}$	$d$ mm	$s =$ in cm					
1	6,6	15	6	8	10	12	14	
2	5,0	20	6	8	10	12	14	
3	4,0	25	6	8	10	12	14	
4	3,3	30	8	10	12	14	16	
5	2,86	35		10	12	14	16	
6	2,5	40		10	12	14	16	18
7	2,25	45		10	12	14	16	18
8	2,0	50			12	14	16	18

Jeder Versuch des Programms wurde zweimal ausgeführt, und aus den Ergebnissen beider Versuche wurden die Mittelwerte gebildet. Die Last wurde in Stufen aufgebracht von  $P = 250$  kg bzw. 500 kg für  $d \geq 2,5$  cm. Jede Belastungsstufe wurde zwei Minuten auf derselben



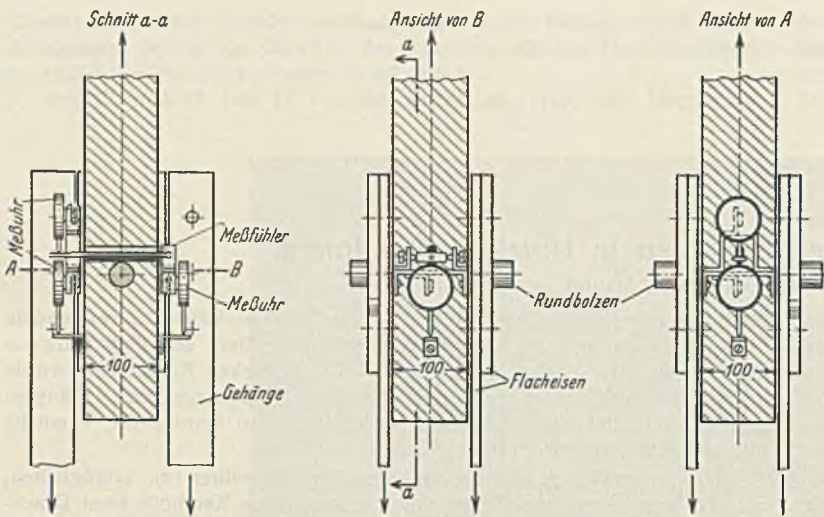


Abb. 3. Skizze der Versuchsanordnung der Hauptversuche. Anbringung der Meßuhren. M. 1:10.

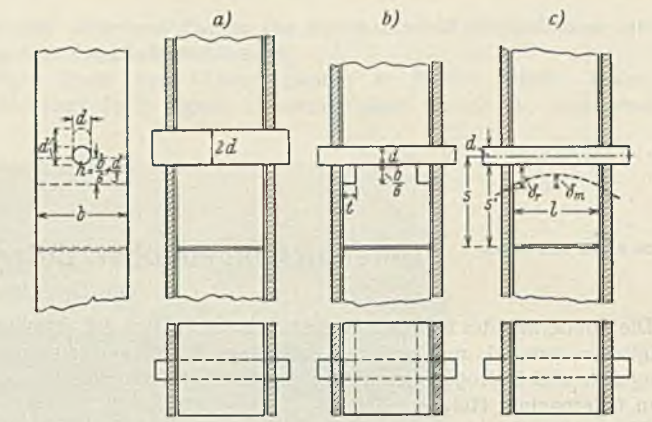


Abb. 5. Bolzanordnung bei den Hauptversuchen.

Höhe gehalten und dann die Abnahme der Spaltlänge  $s'$  gemessen. Die Messungen wurden so lange fortgesetzt, bis eine genaue Ablesung der Meßuhren nicht mehr möglich war. Nach Entfernung der Meßuhren wurde bis zum Bruch des Holzes weiterbelastet.

gewählt. Die so bemessenen Quereisen zeigten nirgends bleibende Formänderungen.  $n$  = Anzahl der Quereisen in einer Lasche auf einer Seite des Stoßes.

Gemessen wurde bei allen Versuchen die Verschiebung der Stahllaschen gegen das Holz, also die Einpressung der Bolzen in das Holz, bei den Versuchen mit Rundbolzen außerdem deren Durchbiegung mittels Meßfühler (Abb. 5).

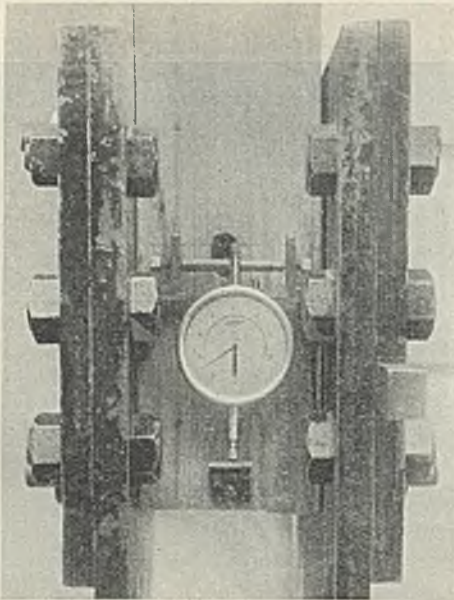


Abb. 4a. Versuchsanordnung der Hauptversuche und Anbringung der Meßuhren. Scharnierseite des Meßfühlers.

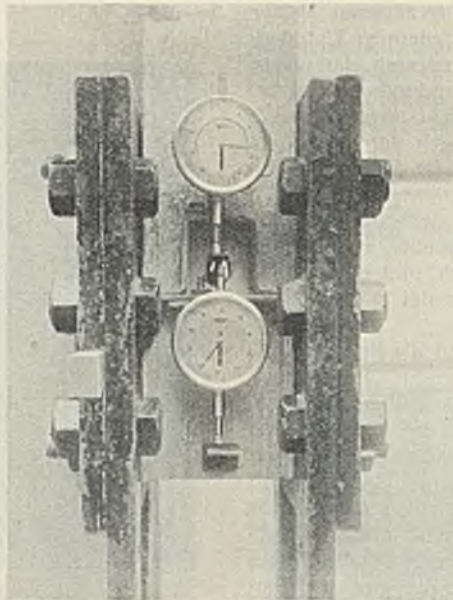


Abb. 4b. Anbringung der Meßuhr des Meßfühlers.

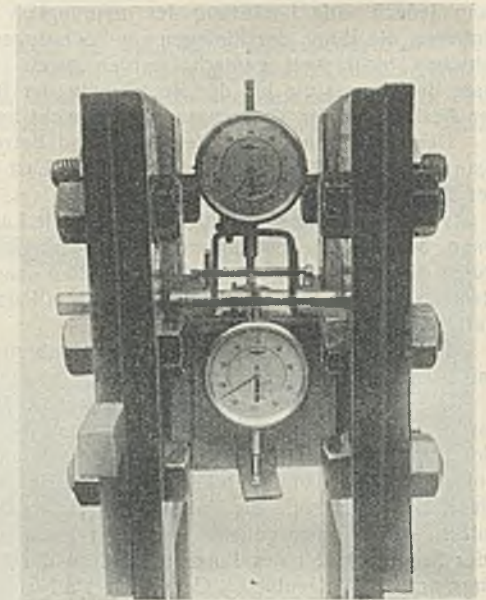


Abb. 4c. Aufnahme wie 4b, jedoch mit Holzschnittmodell.

Die Hauptversuche wurden, um eine möglichst genaue Anpassung an die Praxis zu erhalten, an Zugkörpern ausgeführt. Die Versuchsanordnung zeigt Abb. 3, die Anbringung der Meßuhren Abb. 3a.

Die Hauptversuche sollten die Ergebnisse der Vorversuche mit denen am Zugkörper vergleichen. Zu diesem Zweck wurde eine Versuchsreihe mit biegefesten Bolzen mit einem ovalen Querschnitt nach Abb. 4 durchgeführt. Der Abstand der Kreismittelpunkte der Ovale erhielt die Länge  $d$ . Während der Versuche zeigte keiner dieser Bolzen eine meßbare Formänderung, Probemessungen in der Bolzenmitte ergaben keine Durchbiegungen, so daß diese Bolzen tatsächlich als praktisch starr bezeichnet werden können. Diese Versuchsreihe sollte gleichzeitig Aufschluß über die Schub- und Spaltfestigkeit geben.

Die Versuche mit Rundbolzen ohne Quereisen sollten Rückschlüsse auf die Verteilung der Belastung über die Bolzenlänge  $l$  ermöglichen, und die bei ihnen auftretenden Randspannungen  $\sigma_r$  ergeben.

Die Versuche mit Rundbolzen mit Quereisen sollten die Aufnahme dieser Randspannungen zeigen. Die Quereisen wurden nach den Angaben von Lang<sup>1)</sup> bemessen, ihre Höhe zu  $h - d/3$  und  $b/6$  genommen und die Bolzen um  $d/3$  in das Quereisen eingelassen. Die Stärke der Quereisen wurde zu

$$t = \frac{2}{3} d \leq \frac{l}{2(n+1)}$$

Bei den starken Rundbolzen von  $d = 30$  mm,  $\frac{l}{d} = 3,3$  und  $d = 35$  mm,  $\frac{l}{d} = 2,86$  wurde die Schwächung des Holzes am Bolzen durch die Durchbohrung für den Meßfühler so groß, daß der Zugquerschnitt des Holzes nicht mehr ausreichte und die Holzzugfestigkeit neben dem Bolzen überwunden wurde.

Die Last wurde beim Bolzen  $d = 15$  mm,  $\frac{l}{d} = 6,6$  und  $d = 20$  mm,  $\frac{l}{d} = 5$  in Stufen von  $10 \text{ kg/cm}^2$ , bei  $d = 25$  mm,  $\frac{l}{d} = 4$ ,  $d = 30$  mm,

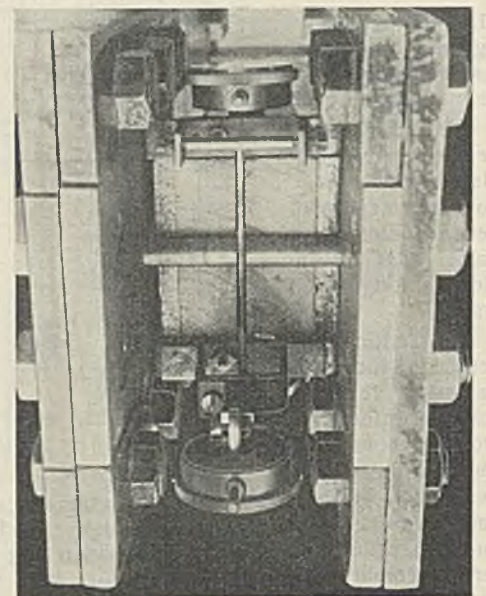


Abb. 4d. Draufsicht auf das Schnittmodell.

<sup>1)</sup> G. Lang und K. Baumann: „Das Holz als Baustoff,“ 2. Aufl. Wiesbaden 1927, C. W. Krcidel.



$\frac{l}{d} = 3,3 \dots$ , sowie  $d = 35 \text{ mm}$ ,  $\frac{l}{d} = 2,86$  in Stufen von  $30 \text{ kg/cm}^2$  aufgebracht, berechnet jeweils auf  $\sigma_l$ , also unter Annahme gleichmäßiger Verteilung über die Fläche  $ld$ . Die Ablesung geschah wie bei den Vorversuchen, nachdem die Last zwei Minuten gewirkt hatte.

Das Versuchsprogramm der Hauptversuche umfaßte drei Versuchsgruppen:

1. Gruppe: biegeester Bolzen,
2. Gruppe: Rundbolzen ohne Quereisen,
3. Gruppe: Rundbolzen mit Quereisen.

Durchmesser und Schublänge wurden wie folgt gewählt:

$\frac{l}{d}$	6,6 ..	5	4	3,3 ..	2,86
$d$ in mm	15	20	25	30	35
Scherlänge $s$ im Vielfachen von $d$	Scherlänge $s$ in cm				
5	—	—	—	15,0	17,5
6	9,0	12,0	15,0	18,0	21,0
7	10,5	14,0	17,5	21,0	24,5
8	12,0	16,0	20,0	24,0	—

Jeder Versuch wurde zweimal durchgeführt. Aus beiden Ergebnissen der Versuche wurde jedesmal der Mittelwert gebildet.

## II. Theoretische Grundlagen der Versuche.

### 1. Verteilung des Lochleibungsdruckes über die Breite $d$ des Bolzendurchmessers.

Die häufig in den Berechnungsvorschriften für Rundbolzen gemachte Annahme, daß der Lochleibungsdruck sich gleichmäßig über die Breite  $d$  des Bolzendurchmessers und die Länge  $l$  des Bolzens verteilt, ist nur eine bequeme Rechnungsannahme, die mit der Wirklichkeit nicht übereinstimmen kann. Einen zutreffenderen Wert findet Schaper<sup>2)</sup> auf Grund folgender Annahme:

Der radiale Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  ist der Einpressung  $\delta$  proportional, ist in Höhe des Bolzenmittelpunktes Null und erreicht seinen Größtwert senkrecht unter diesem. Die Auswertung ergibt als Summe der waagerechten Kräfte

$$H = \frac{P}{\pi} = 0,318 P$$

und als größten Lochleibungsdruck unter dem Bolzenmittelpunkte  $\sigma_{lM} = 1,27 \sigma_l$ , wenn  $\sigma_l$  den gleichförmig über den Durchmesser verteilten Lochleibungsdruck bezeichnet (Abb. 6).

Die waagerechte Komponente  $H$  spielt bei allen Holzverbindungen eine ausschlaggebende Rolle. Sie beansprucht das Holz auf Zug senkrecht zur Faser und versucht also gewissermaßen das Holz unter dem Bolzen aufzureißen. Die Holzzugfestigkeit nach dieser Richtung ist sehr gering und kann bei eintretenden Schwindrissen sogar auf Null zurückgehen. Es ist daher unbedingt erforderlich, das für Ingenieurbauten verwendete Holz im Kreuzschnitt zu sägen, da es bei radialem Verlauf der Jähringe zur Bolzenachse größere Festigkeit hat als bei tangenalem (s. Versuchsergebnisse Schrenk-Pilgrim<sup>3)</sup>) und die Schwindrisse dann nicht mit der Bolzenachse zusammenfallen können.

### 2. Verlauf der Spannungen im Holz unter dem Bolzen.

Wenn die Pressungen der Bolzen auf das Holz senkrecht zum Lochrande gerichtet sind, was nach Iterson<sup>4)</sup> unbedingt der Fall ist, so sind bei homogenem isotropen Material die Drucktrajektorien die geradlinigen

<sup>2)</sup> Schaper: „Eiserne Brücken.“ 5. Aufl. Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn.

<sup>3)</sup> M. Schrenk und M. von Pilgrim: „Die Festigkeit von Bolzen in Holzbauteilen.“ Die Luftfahrtforschung, 2. Bd., Heft 5. Berlin und München 1928, R. Oldenbourg.

<sup>4)</sup> Van Iterson: „Die Tragfähigkeit des Baugrundes. Theorie der Gründung auf gewachsenem Boden.“ Bauing. 1928, Heft 47. Berlin, Springer.

Verlängerungen der Halbmesser des Bolzenloches. Sie werden nach der Form des Materials im weiteren Verlauf nach der Umrifflinie des Körpers abgelenkt. Die Zugkraftlinien nehmen dann nach Wyss<sup>5)</sup> entsprechend den Radialstrahlen in der Nähe des belasteten Bolzenloches die Form von gleichmittigen Kreisbogen an. Sie häufen sich also entsprechend dem Verlauf der Druckkraftlinien in der Nähe des Bolzenloches. Der Verlauf der Kraftlinien in auf Zug oder Druck belasteten Körpern nach Abb. 7 u. 8 zeigt, daß die größte Beanspruchung des Materials auf Druck unmittelbar unter dem Bolzen in der Bolzenachse eintritt. Hier häufen sich bei obigem Material auch die Zugspannungen ähnlich wie unmittelbar neben dem Bolzen.

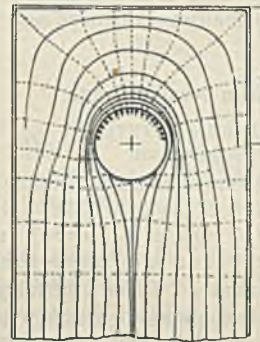


Abb. 7a.

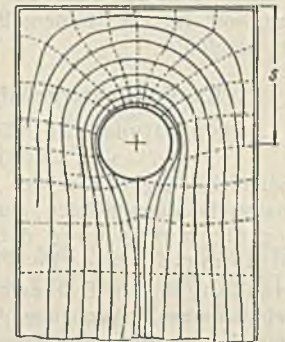


Abb. 7b.

Verlauf der Trajektorien in auf Zug belasteten Mittelhölzern nach Wyss.

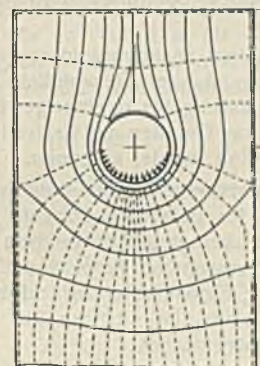


Abb. 8a.

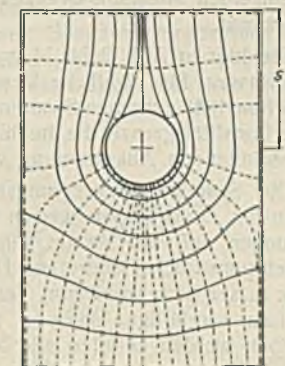


Abb. 8b.

Verlauf der Trajektorien in auf Druck belasteten Mittelhölzern nach Wyss.

Da das Holz aber anisotrop und heterogen ist, so dürfte der Verlauf der Spannungen, insbesondere im Hinblick auf die verschiedene Elastizität parallel und senkrecht der Faser, ein anderer sein. Bei geringen Belastungen wird vermutlich der Verlauf der Hauptkraftlinien dem von Wyss ermittelten noch sehr ähnlich sein. Tritt jedoch eine Überbeanspruchung des Holzes auf Zug senkrecht zur Faser ein, was schon bei geringer Belastung der Fall sein dürfte, so werden sich die Zugkraftlinien unter dem Bolzen nicht mehr am Bolzenloch häufen, sondern sich mit wachsender Belastung etwa nach Abb. 7a u. 8a gleichmäßiger über die Spaltlänge  $s$  verteilen, und so eine Entlastung des Holzes unter dem Bolzenloch herbeiführen.

Beim Zurückgehen der Belastungen werden die Spannungen im Holz nicht mehr ganz verschwinden, da die Elastizitätsgrenze auf Zug senkrecht zur Faser schnell überschritten ist.

Tritt weiterhin eine noch höhere Belastung des Holzes ein, so wird das Holz unter dem Bolzen bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze auf Druck etwa in einen plastischen Zustand übergehen und hierdurch eine gleichmäßigere Verteilung des Lochleibungsdruckes hervorrufen. Das „Holzfutter“ (s. Abb. 8a) vergrößert also gewissermaßen an dieser Stelle den Bolzendurchmesser, da es aber nur noch Druckspannungen aufnehmen kann, müssen die Zugkraftlinien in das gesunde gebliebene Holz abwandern. Wird die Belastung noch weiterhin erhöht, so wird der Bruch des Holzes unter dem Bolzen durch die hierdurch hervorgerufene Häufung der Zugkraftlinien unter dem Bolzen (Zug senkrecht zur Faser) eintreten, da dieses Holz gleichzeitig auf Abscherung beansprucht wird. So tritt der bei der Auswertung der Versuche noch näher beleuchtete Spalt-Schubbruch unter dem Bolzen ein.

Die Verbesserung der Spannungsverteilung muß sich vor allem bei schwachen Bolzen, also hohem Schlankheitsgrade, auswirken, da bei ihnen die Kraft  $H$  bei gleich hohem Leibungsdruck  $\sigma_l$  geringer ist als bei großem Bolzendurchmesser und kleinem Schlankheitsgrad.

<sup>5)</sup> Th. Wyss: „Beitrag zur Spannungsuntersuchung an Knotenblechen eiserner Fachwerke.“ Berlin 1923.



Hat sich im Holz unter dem Bolzen durch die das Holz parallel zur Faser beanspruchende Druckkraft und durch die es auf Zug senkrecht zur Faser beanspruchende Kraft  $H$  ein Rib gebildet, so häufen sich am Ende dieses Risses die Zugkraftlinien. Diese Häufung ruft dann ein weiteres Vordringen des Risses hervor.

3. Die Verteilung des Lochleibungsdruckes über die Länge  $l$  des Bolzens im Holz.

Die Verteilung des Lochleibungsdruckes über die Länge  $l$  des Bolzens im Holz läßt sich mathematisch genau unter der Annahme von Proportionalität von Spannung und Einpressung nach der Elastizitätstheorie berechnen. Um den Rahmen dieser Abhandlung nicht zu sehr zu erweitern, soll auf die Wiedergabe der mathematischen Behandlung verzichtet werden.

III. Versuchsergebnisse und deren Auswertung.

1. Proportionalität und Proportionalitätsgrenze  $\sigma_{lP}$  des Lochleibungsdruckes.

Sämtliche Ergebnisse der Vor- und Hauptversuche wurden als Spannungseinpressungslinien aufgetragen (Abb. 9 bis 11). Sie zeigen den gleichmäßig über die Fläche  $ld$  verteilt gerechneten Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  in Abhängigkeit von der gemessenen Einpressung  $\delta$  des Bolzens am Holzrande. Diese Abhängigkeit ist keine lineare. Wenn man aber mit dem gleichen Recht wie bei Beton z. B. annimmt, daß Proportionalität zwischen dem Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  und der Einpressung  $\delta$  des Bolzens besteht, so kann der Bolzen wie ein Träger auf elastischer Unterlage berechnet werden, da man die den einzelnen Spannungsgrenzen entsprechenden „Bettungsziffern“ nunmehr kennt.

Die hier in Abb. 9 bis 11 zusammengefaßten Spannungseinpressungslinien lassen für sämtliche Versuche mit genügender Genauigkeit eine Proportionalität zwischen Spannung und Einpressung bis zu einer gewissen Proportionalitätsgrenze, die durch Einfügung einer Geraden und Feststellung der beginnenden Abkrümmung von ihr ermittelt wurde, erkennen.

Die Spannungseinpressungslinien der Vorversuche mit biegefesten Bolzen im Druckkörper weisen im Anfang der Belastung stärkere Einpressungen auf, als sie im späteren Verlauf bei gleichem Wachsen des Lochleibungsdruckes eintreten. Diese Abweichungen vom Proportionalitätsgesetz lassen sich wohl zum Teil auf geringe Einbaufehler zurückführen, die trotz sorgfältiger Bohrung eingetreten sind und nicht so gut ausgeglichen werden konnten wie bei den Hauptversuchen.

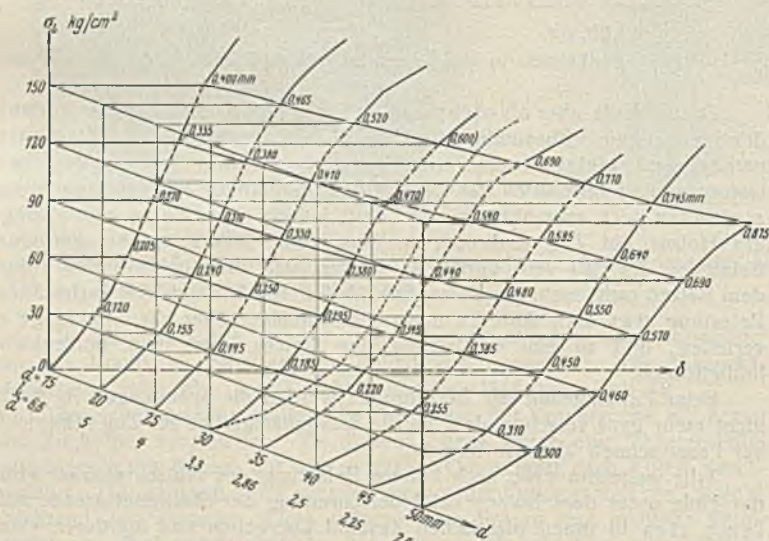


Abb. 9a. Spannungseinpressungslinien der Vorversuche.

Mittel aus je 10 Versuchen.  $s = 6$  bis  $18$  cm.

Maßstab:  $0,25$  cm =  $10$  kg/cm<sup>2</sup>,  $0,25$  cm =  $0,05$  mm Einpressung  $\delta$ .

Abb. 9a läßt eine wachsende Einpressung des Bolzens in das Holz mit wachsendem Durchmesser erkennen. Diese Erscheinung ist auf die größere Wirkung der Horizontalkraft  $H$  mit wachsendem  $d$  bei den Vorversuchen zurückzuführen, die bei ihnen noch stärker in Erscheinung treten muß als bei den Hauptversuchen mit biegefesten Bolzen, da der Zusammenhang des Holzstabes um den Bolzen fehlt.

Die Proportionalitätsgrenzen wurden in Tafel 1 zusammengestellt; die bei den einzelnen Versuchen auftretenden zufälligen Ungleichmäßigkeiten wurden durch eine Ausgleichlinie beseitigt. Die Tafel läßt aus dem oben angeführten Grunde ein Sinken der Proportionalitätsgrenze mit sinkender Scherlänge erkennen. Die Mittelwerte nehmen mit wachsendem Durchmesser von  $\sigma_{lP} = 170$  auf  $140$  kg/cm<sup>2</sup> ab.

Tafel 1.

Proportionalitätsgrenze der Lochleibungsdruckspannungen  $\sigma_{lP}$  in kg/cm<sup>2</sup>.

$d$ mm	$\frac{l}{d}$ Verhältniszahl	$s$ cm	Vorversuche $\sigma_{lP}$ in kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{s}{d}$ Verhältniszahl	Biegefesten Bolzen $\sigma_{lP}$	Rundbolzen ohne Quereisen $\sigma_{lP}$
15	6,6 ..	6	186	6	215	80
		8	135			
		10	150	7	208	80
		12	170			
20	5,0	14	166	8	200	120
		6	158	6	170	80
		8	148			
		10	138	7	170	100
25	4,0	12	138	8	170	100
		14	138			
		6	160	6	170	120
		8	156			
30	3,3 ..	10	150	7	180	120
		12	170			
		14	140	8	180	120
		8	168	5	180	150
35	2,68	10	156	6	170	150
		12	156	7	160	150
		14	143	8	150	150
		16	142			
40	2,5	10	140	5	180	160
		12	138			
		14	146	6	180	160
		16	146			
45	2,2	18	—	7	180	160
		10	186			
		12	133			
		14	132			
50	2,0	16	131			
		18	130			
		12	194			
		14	136			
		16	150			
		18	120			

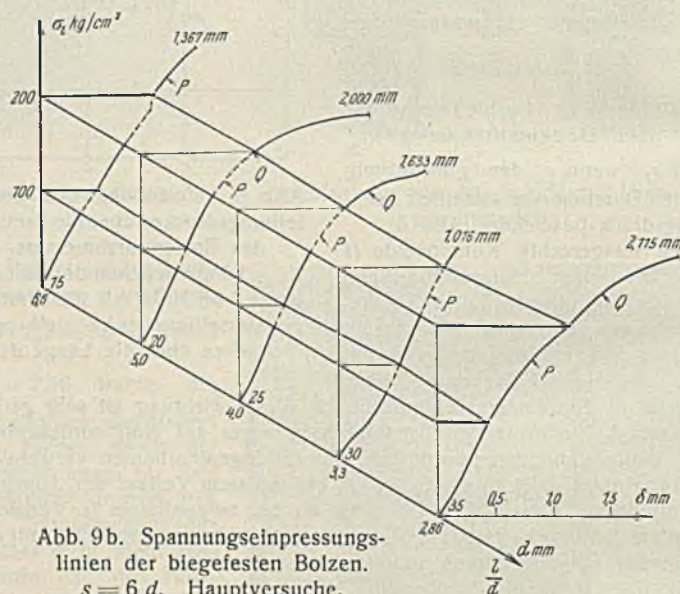


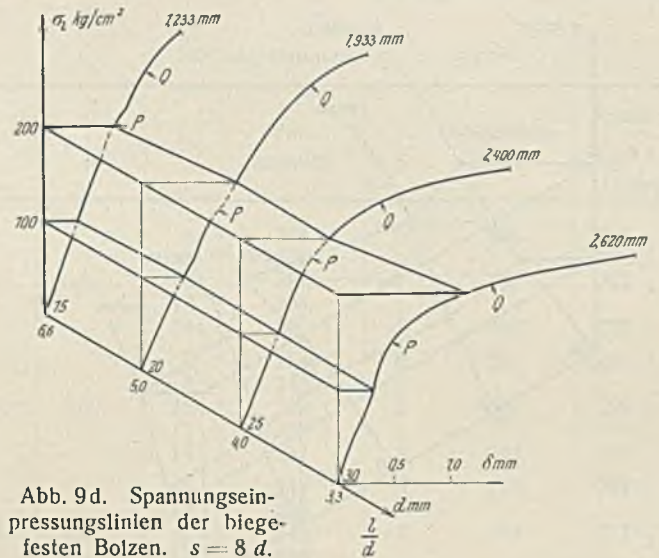
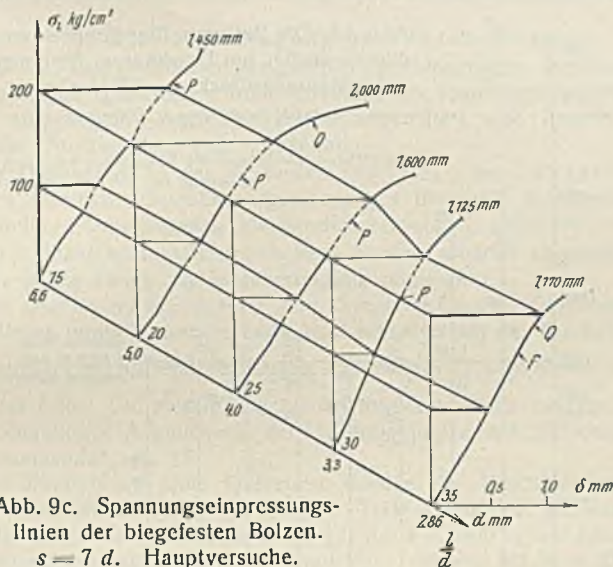
Abb. 9b. Spannungseinpressungslinien der biegefesten Bolzen.  $s = 6$  d. Hauptversuche.

Abb. 9b zeigt die Einpressungslinien des biegefesten Bolzens der Hauptversuche für die Scherlänge  $6d$ , sie betont die beinahe vollkommene Gleichmäßigkeit der Einpressung bei gleichem Lochleibungsdruck.

Auch Abb. 9c u. d. weisen für die Scherlängen  $7$  und  $8d$  ein ähnliches Bild auf, bei letzterer steigt die Einpressung allerdings für den  $35$  mm starken Bolzen stärker, vor allem über der Proportionalitätsgrenze. Auch hier ist wieder die erhöhte Wirkung von  $H$  bei größerem Bolzendurchmesser und vor allem bei wachsender Scherlänge zu erkennen.

Tafel 1 läßt für die Proportionalitätsgrenze der biegefesten Bolzen der Hauptversuche wieder eine Abnahme der Mittelwerte mit fehlendem Schlankheitsgrade von  $208$  auf  $160$  kg/cm<sup>2</sup> erkennen.





Die Spannungseinpresseungslinien der Rundbolzen ohne Quereisen mit der Scherlänge  $6d$  und  $7d$  in Abb. 10a u. b lassen die niedrige Lage der Proportionalitätsgrenze für den 15- und 20-mm-Bolzen erkennen und zeigen sehr deutlich, wie schnell oberhalb der Proportionalitätsgrenze (s.  $\sigma_{1P} = 150 \text{ kg/cm}^2$ ) bei den Bolzen mit hohem Schlankheitsgrade  $\frac{l}{d} = 6,6$  und  $5,0$  die Einpressungen zunehmen, um für  $\frac{l}{d} = 3,3$  viel geringer zu werden und für  $\frac{l}{d} = 2,86$  wieder durch die vergrößerte Wirkung von  $H$  etwas zu wachsen.

Die ebenfalls in Tafel 1 und auf den Abb. 10a bis c eingetragenen Proportionalitätsgrenzen des Rundbolzens ohne Quereisen weisen eine starke Erhöhung von  $\sigma_{1P}$  mit fallendem Schlankheitsgrade auf. Bei  $\frac{l}{d} = 6,6$  und  $5,0$  und  $s = 6d$  liegt  $\sigma_{1P}$  bei  $80 \text{ kg/cm}^2$  und steigt für  $s = 8d$  auf  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Der 35-mm-Bolzen  $\frac{l}{d} = 2,86$  hingegen erreicht mit  $\sigma_{1P} = 160 \text{ kg/cm}^2$  den Mittelwert des biegefesten Bolzens. Die in Abb. 11a bis c aufgetragenen Spannungseinpresseungslinien der Rundbolzen mit Quereisen zeigen einen innerhalb des gemessenen Bereiches für alle Schlankheitsgrade und Schublängen ziemlich gleichen

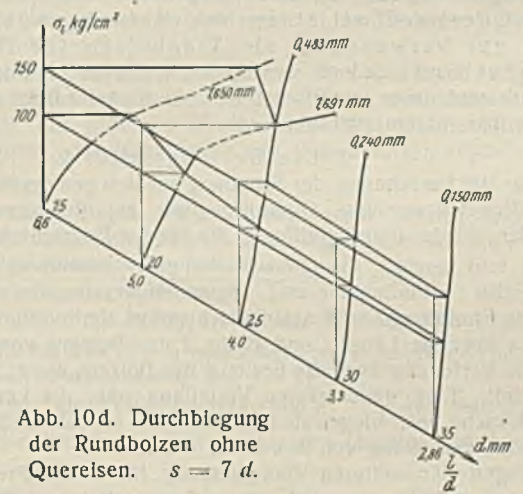
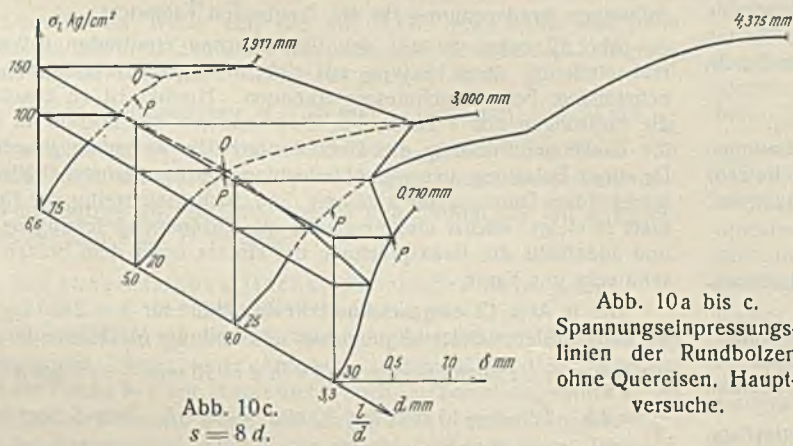
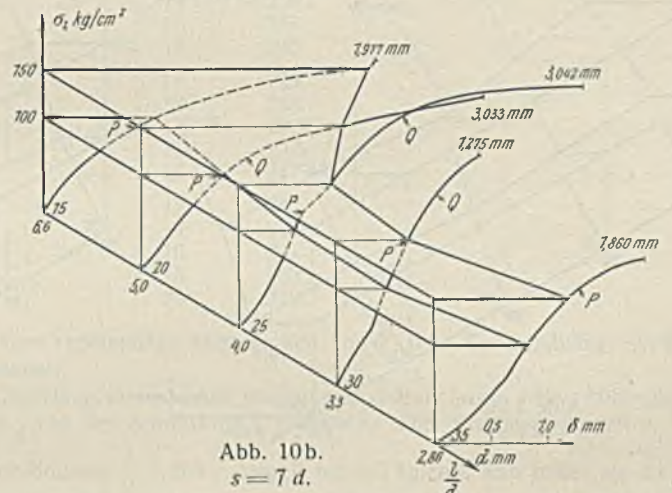
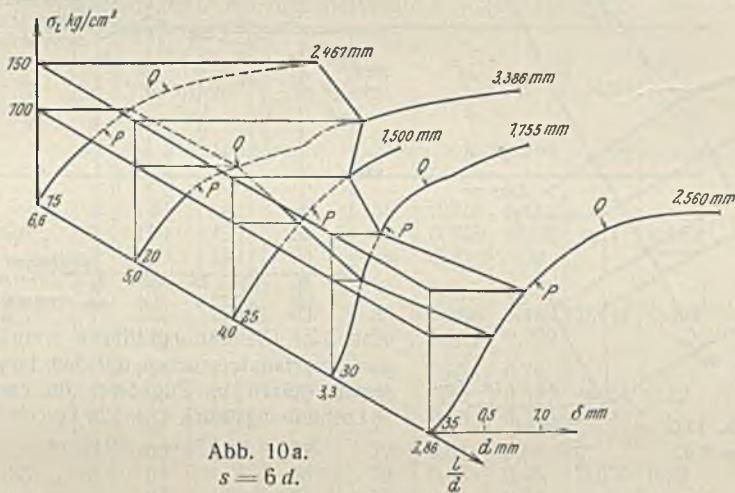


Abb. 10a.  
 $s = 6d$ .

Abb. 10b.  
 $s = 7d$ .

Abb. 10c.  
 $s = 8d$ .

Abb. 10a bis c.  
Spannungseinpresseungs-linien der Rundbolzen ohne Quereisen. Hauptversuche.

Abb. 10d. Durchbiegung der Rundbolzen ohne Quereisen.  $s = 7d$ .

Abb. 10c zeigt für den 15-mm-Bolzen geringere Einpressungen, sonst aber ähnliche Erscheinungen wie Abb. 10a u. b.

Abb. 10d zeigt die bedeutende Durchbiegung der Bolzen mit den Schlankheitsgraden  $\frac{l}{d} = 6,6$  und  $5,0$ , die für  $\frac{l}{d} = 4$  viel geringer ist. Die Bolzendurchbiegungen für  $6d$  und  $8d$  sind hier nicht angegeben.

Verlauf ohne ausgesprochene Proportionalitätsgrenzen. Sie lassen erkennen, daß es mittels der Quereisen gelungen ist, eine gute Verteilung der Randspannungen zu erreichen.

Die niedrige Proportionalitätsgrenze beim 15- und 20-mm-Rundbolzen ohne Quereisen  $\frac{l}{d} = 6,6$  und  $5,0$  beweist im Vergleich mit der erhöhten



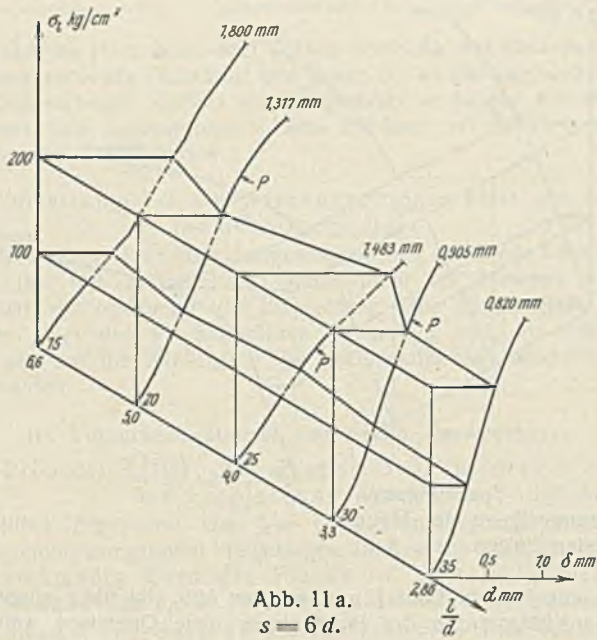


Abb. 11 a.  
s = 6 d.

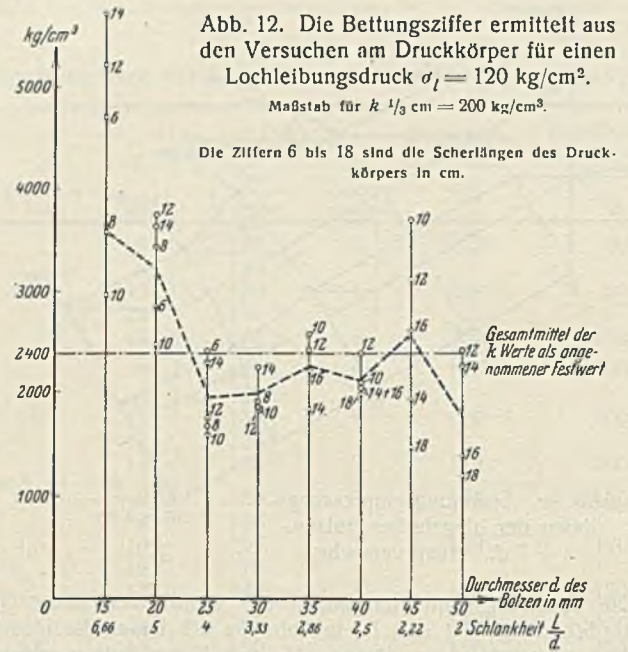


Abb. 12. Die Bettungsziffer ermittelt aus den Versuchen am Druckkörper für einen Lochleibungsdruck  $\sigma_l = 120 \text{ kg/cm}^2$ .

Maßstab für  $k \frac{1}{3} \text{ cm} = 200 \text{ kg/cm}^3$ .

Die Ziffern 6 bis 18 sind die Scherlängen des Druckkörpers in cm.

Gesamtmittel der  $k$  Werte als angenommener Festwert

Durchmesser  $d$  des Bolzen in mm  
Schlankheit  $\frac{l}{d}$

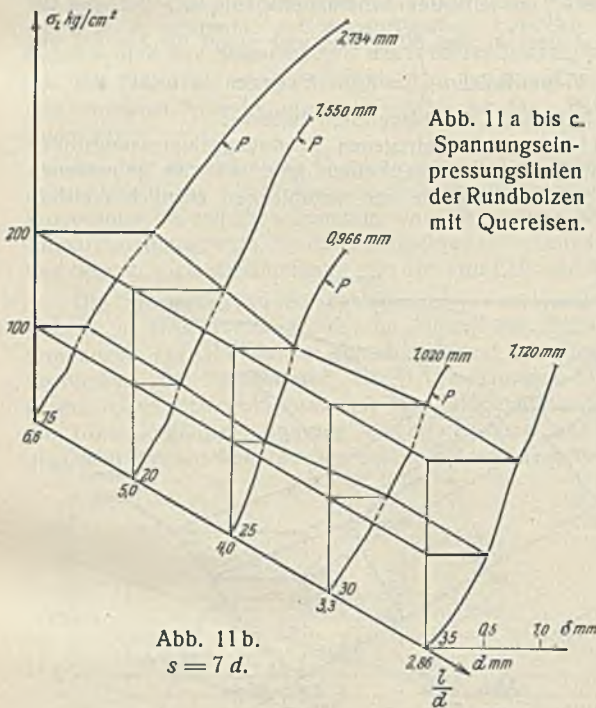


Abb. 11 b.  
s = 7 d.

Abb. 11 a bis c.  
Spannungseinpresseungslinien der Rundbolzen mit Quereisen.

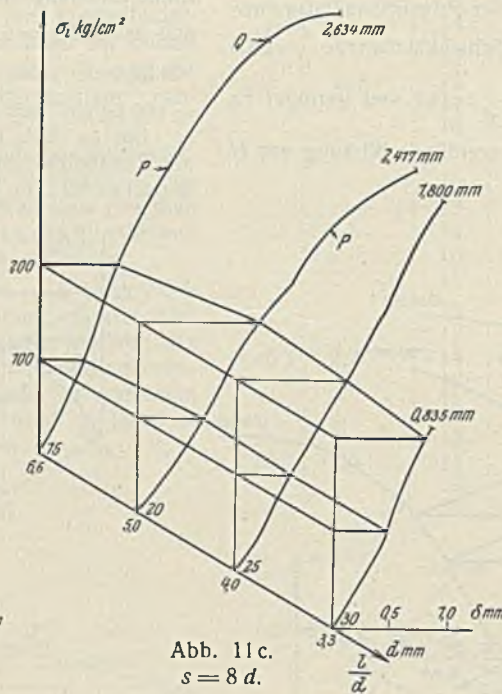


Abb. 11 c.  
s = 8 d.

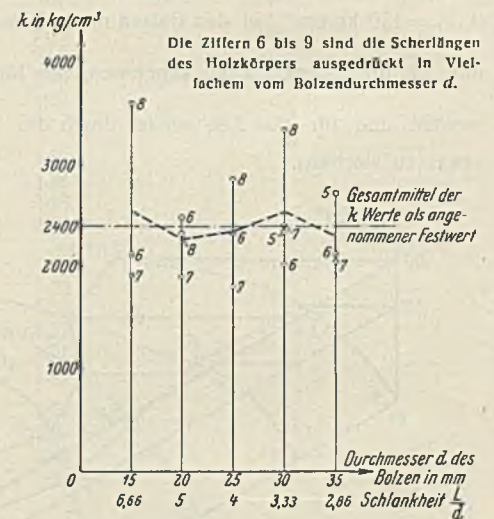


Abb. 13. Die Bettungsziffer  $k$  ermittelt aus den Hauptversuchen mit dem biegefesten Bolzen im Zugkörper für einen Lochleibungsdruck  $\sigma_l = 120 \text{ kg/cm}^2$ .

Maßstab für  $k \frac{1}{3} \text{ cm} = 200 \text{ kg/cm}^3$ .

Proportionalitätsgrenze derselben biegefesten Bolzen, daß Rundbolzen ohne Quereisen mit einem Schlankheitsgrade größer als 4,5 nicht zur Verwendung als Tragbolzen für Dauerbauwerke geeignet sind. Jedoch werden bei größeren Holzstärken die Bolzen zu stark und daher unwirtschaftlich; als stärkster Bolzen wird ein Durchmesser von 40 mm anzusehen sein.

2. Die Bettungsziffer  $k$ .

Für die Berechnung der Spannung aus den gemessenen Einpressungen beim Rundbolzen ohne Quereisen bzw. zur Berechnung des Bolzens bedürfen wir der Bettungsziffer  $k$ , die aus der Bodenmechanik geläufig ist:

$$k = \frac{\sigma_l}{\delta} = \frac{\text{Lochleibungsdruckspannung}}{\text{Bolzeneinpressung}}$$

Die Ermittlung von  $k$  setzt gleichmäßige Verteilung des Lochleibungsdruckes über die Länge  $l$  und Breite  $d$  des Bolzens voraus.

Die Verteilung über die Breite  $d$  des Bolzens wurde im Teil II (S. 307) behandelt. Eine gleichmäßige Verteilung über die Länge  $l$  weisen nur die Versuche mit biegefesten Bolzen auf, so daß diese Versuchsreihen daher zur Ermittlung von  $k$  benutzt wurden.

Wegen der weiteren Voraussetzung für  $k$  der Proportionalität von Pressung und Einpressung gelten die ermittelten  $k$ -Werte nur bis zur Proportionalitätsgrenze.

Theoretisch müßte  $k$  innerhalb der Proportionalitätsgrenze von  $\sigma_l = 0$  bis  $\sigma_{lp}$  konstant sein. Da es aber selbst bei genauester Bearbeitung des Holzes nicht möglich ist, von Beginn der Belastung an ein vollkommenes Anliegen des Bolzens auf seiner ganzen Länge zu erreichen, und da die Spannungseinpresseungslinien keine Geraden sind, ist  $k$  nicht konstant.

$k$  soli deshalb für einen Randspannungswert von  $\sigma_l = 120 \text{ kg/cm}^2$  ermittelt werden, da dieser Wert ungefähr der später gefundenen mittleren zulässigen Randspannung für die Tragbolzen entspricht.

Abb. 12 zeigt die aus den Vorversuchen ermittelten  $k$ -Werte. Sie läßt eindeutig deren Sinken mit sinkendem Schlankheitsgrad und zunehmendem Bolzendurchmesser erkennen. Hierbei ist zu beachten, daß die Messungen von  $\delta$  außer den Einpressungen des Bolzens in das Holz die Zusammendrückung des Holzes durch die Belastung  $P$  miterfaßten. Da diese Belastung bei gleichbleibendem Holzquerschnitt (10/10 cm) mit wachsendem Durchmesser zunimmt, und auch gleichzeitig die Horizontalkraft  $H$  steigt, wächst also einerseits die Zusammendrückung des Holzes und andererseits die Beanspruchung des Holzes unter dem Bolzen auf Zug senkrecht zur Faser.

Die in Abb. 12 eingezeichnete Festwertlinie für  $k = 2400 \text{ kg/cm}^3$  liegt bei dem mittleren Bolzendurchmesser oberhalb der Mittellinie der  $k$ -Werte, verläuft aber ziemlich gleichlaufend von  $d = 25 \text{ mm}$   $\frac{l}{d} = 4$  bis  $d = 40 \text{ mm}$   $\frac{l}{d} = 2,5$ . Für  $d = 15 \text{ mm}$  und  $20 \text{ mm}$ ,  $\frac{l}{d} = 6,6$  bzw.  $5$  liegt der Mittelwert über dem Festwerte.

Das Gesamtmittel der Vorversuche liegt bei  $k = 2500 \text{ kg/cm}^3$ .

Die aus den Hauptversuchen mit biegefesten Bolzen ermittelte Bettungsziffer  $k$  zeigt Abb. 13. Die eingezeichnete Mittelwertlinie liegt in guter Annäherung an den Festwert von  $2400 \text{ kg/cm}^3$ .

Mit diesem Wert werden aus den Verschiebungen die Spannungen berechnet. Sie haben Gültigkeit bis zur Proportionalitätsgrenze.



3. Die Durchbiegung des Rundbolzens.

Die mit dem Meßfühler gemessenen Durchbiegungen der Rundbolzen mit und ohne Quereisen wurden ebenfalls als Spannungsdurchbiegungslinien aufgetragen. Auch sie lassen angenähert eine Proportionalität zwischen Durchbiegung und  $\sigma_l$  erkennen.

Im Gegensatz zu den Versuchen von Graf<sup>6)</sup> und Schaechterle<sup>7)</sup> ergeben sämtliche Durchbiegungsmessungen innerhalb des Meßbereichs eine kleinere Durchbiegung als Randeinpressung  $\delta_r$ . Die Bolzen haben sich also nicht vom Holz abgehoben, sondern überall eingedrückt und auf ihre ganze Länge zur Lastübertragung mitgewirkt.

Bei dem Bolzendurchmesser  $d = 15$  mm wachsen die Durchbiegungen des Bolzens ohne Quereisen bedeutend schneller als die der Bolzen mit Quereisen. Der Bolzendurchmesser  $d = 20$  mm  $\frac{l}{d} = 5$  bietet noch ein ähnliches Bild. Die niedrigen Schlankheitsgrade weisen hingegen schon eine weitgehende Angleichung der Durchbiegungen mit und ohne Quereisen aneinander auf.

Bei Rundbolzen ohne Quereisen werden die Durchbiegungen mit wachsendem Schlankheitsgrade größer. Tafel 2 zeigt die aus den Rand- und Mitteinpressungen mit der Bettungsziffer  $k = 2400$  kg/cm<sup>3</sup> errechneten Lochleibungsdruckspannungen  $\sigma_{lr}$  und  $\sigma_{lm}$ . Schon bei  $\sigma_l = 80$  kg/cm<sup>2</sup> zeigt der 15-mm-Bolzen  $\frac{l}{d} = 6,6$  und der 20-mm-Bolzen  $\frac{l}{d} = 5,0$  Randspannungen, die an der Proportionalitätsgrenze  $\sigma_{lp}$  liegen, wie diese für den biegefesten Bolzen im Zugkörper gefunden wurden. Bei  $\sigma_l = 100$  kg/cm<sup>2</sup> wird diese Proportionalitätsgrenze bereits überschritten, die zu fordernde Sicherheit ist also nicht mehr gewahrt.

Tafel 2.

Verhältnis der Randspannungen  $\sigma_{lr}$  den Spannungen in Bolzenmitte  $\sigma_{lm}$  gleichmäßig verteilt gerechnet, über die Bolzenbreite beim Rundbolzen ohne Quereisen bei  $\sigma_l = 80$  und  $100$  kg/cm<sup>2</sup>, errechnet aus den gemessenen Einpressungen  $\delta$  mit dem Festwerte  $k = 2400$  kg/cm<sup>2</sup>.

d	l	s	$\sigma_{lr}$		$\sigma_{lm}$		$\frac{\sigma_{lm}}{\sigma_{lr}}$ bei		Mittel $\frac{\sigma_{lm}}{\sigma_{lr}}$	
			in kg/cm <sup>2</sup> bei $\sigma_l = 80$	in kg/cm <sup>2</sup> bei $\sigma_l = 100$	in kg/cm <sup>2</sup> bei $\sigma_l = 80$	in kg/cm <sup>2</sup> bei $\sigma_l = 100$	$\sigma_l = 80$	$\sigma_l = 100$	$\sigma_l = 80$	$\sigma_l = 100$
15	6,6 ..	6	160	192	36	36	0,225	0,188	0,217	0,162
		7	160	194	36	50	0,225	0,258		
		8	120	197	24	79	0,20	0,04		
20	5	6	132	220	68	72	0,515	0,327	0,447	0,364
		7	132	174	64	86	0,485	0,440		
		8	140	190	48	53	0,342	0,279		
25	4	6	114	118	74	90	0,65	0,76	0,654	0,72
		7	99	115	77	100	0,78	0,87		
		8	132	162	70	87	0,53	0,536		
30	3,3 ..	5	105	125	67	72	0,64	0,58	0,675	0,59
		6	54	88	35	39	0,65	0,45		
		7	87	102	64	76	0,74	0,74		

Das Verhältnis von  $\sigma_{lm} : \sigma_{lr}$  weist bei  $\sigma_l = 80$  kg/cm<sup>2</sup> bzw.  $100$  kg/cm<sup>2</sup> beim 15-mm-Bolzen Werte auf, die mit  $0,217$  bzw.  $0,162$  und beim 20-mm-Bolzen mit  $0,447$  und  $0,364$  beweisen, daß diese Schlankheitsgrade größer als  $4,5$  für Tragbolzen nicht mehr geeignet sind.

Die beiden Bolzenstärken  $d = 25$  mm  $\frac{l}{d} = 4$  und  $d = 30$  mm  $\frac{l}{d} = 3,3$  zeigen bei  $\sigma_l = 80$  kg/cm<sup>2</sup> ziemlich gleich hohe Werte für  $\sigma_{lm} : \sigma_{lr}$  mit  $0,654$  und  $0,675$ . Bei  $\sigma_l = 100$  kg/cm<sup>2</sup> sinkt dieses Verhältnis beim 30-mm-Bolzen und läßt hier wieder den Einfluß der mit  $P$  gleichzeitig wachsenden Kraft  $H$  erkennen.

4. Die theoretischen Höchstspannungen beim Bruch der Bolzenverbindungen.

Aus den höchsten gemessenen Belastungen wurde für die einzelnen Versuchsgruppen immer unter Annahme gleichmäßiger Verteilung der Last auf die Fläche  $l \cdot d$  der theoretische höchste Lochleibungsdruck  $\sigma_l$  errechnet. Die errechneten Werte wurden in Tafel 3 zusammengestellt.

Bei den Vorversuchen spielt  $H$  eine ausschlaggebende Rolle. Die weit aus meisten Brüche erfolgten durch Überwindung der Spaltfestigkeit und nur bei den kleinsten Schublängen und dünnen Bolzen als Schubspaltbrüche.

<sup>6)</sup> O. Graf: „Untersuchungen über die Widerstandsfähigkeit von Schraubenverbindungen in Holzkonstruktionen.“ Bauing. 1922. Berlin, Julius Springer.

<sup>7)</sup> K. Schaechterle: „Ingenieurholzbauten bei der Reichsbahndirektion Stuttgart.“ Berlin, 1925. Wilh. Ernst & Sohn.

Tafel 3.  
Höchstspannungen  $\sigma_{lB}$  in kg/cm<sup>2</sup>.

d	l	s	Vor- versuche	s	Biegefesten Bolzen	Rundbolzen	
						ohne Quereisen	mit Quereisen
15	6,6 ..	6	268	6	366	241	370
		8	272				
		10	281	7	332	232	470
		12	306				
		14	300	8	359	252	467
20	5,0	6	254	6	297	289	300
		8	245				
		10	239	7	331	299	450
		12	250				
		14	257	8	344	276	460
25	4,0	6	244	6	279	254	300
		8	350				
		10	346	7	290	217	380
		12	388				
		14	311	8	358	355	480
30	3,3 ..	8	239	5	334	269	300
		10	243	6	327	281	343
		12	247	7	317	312	382
		14	266	8	333	306	—
		10	237	5	295	292	297
35	2,68	12	268				
		14	258	6	315	272	330
		16	248				
		10	249				
		12	256				
40	2,5	14	252				
		16	253				
		18	245				
		10	229				
		12	253				
45	2,2	14	290				
		16	231				
		18	247				
		12	253				
		14	249				
50	2,0	16	271				
		18	263				
		20	312				
		12	253				
		14	249				

Eine regelmäßige Abhängigkeit von  $\sigma_{lB}$  von der Schublänge ist nicht erkennbar.

Die Hauptversuche mit biegefesten Bolzen lassen keine Abhängigkeit für  $\sigma_{lB}$  von der Schublänge  $s$  erkennen. Die Bruchspannungen  $\sigma_{lB}$  des 15-mm-Bolzens  $\frac{l}{d} = 6,6$  .. liegen bei  $355$  kg/cm<sup>2</sup>, also höher als die der übrigen Bolzen, die sich zwischen  $327$  bis  $307$  kg/cm<sup>2</sup> bewegen. Das Gesamtmittel der biegefesten Bolzen ergab  $\sigma_{lB} = 324$  kg/cm<sup>2</sup> (ohne den 15-mm-Bolzen  $316$  kg/cm<sup>2</sup>).

Die Bruchspannungen des Rundbolzens ohne Quereisen zeigen im Gegensatz zum biegefesten Bolzen für  $d = 15$  mm eine kleinere Bruchspannung als die der größeren Durchmesser. Das Gesamtmittel liegt bei  $\sigma_{lB} = 267$  kg/cm<sup>2</sup>, das Mittel ohne den 15-mm-Bolzen ergibt sich zu  $\sigma_{lB} = 277$  kg/cm<sup>2</sup>.

Bedeutend höher liegen die Bruchspannungen für den Rundbolzen mit Quereisen, die Mittelwerte überschreiten sogar erheblich die Prismendruckfestigkeit des Holzes. Die Bruchspannungen steigen hier im allgemeinen mit wachsender Schublänge. Das Gesamtmittel beim Rundbolzen mit Quereisen liegt bei  $\sigma_{lB} = 430$  kg/cm<sup>2</sup>. Die kleineren Durchmesser  $d = 15$  mm bis  $d = 20$  mm haben bei einer Schublänge von  $s = 8$  d sogar eine mittlere Bruchspannung von  $470$  kg/cm<sup>2</sup>.

Tafel 4 enthält die Verhältniszahlen von  $\sigma_{lB}$  zu der Prismendruckfestigkeit  $\sigma_D$ . Sie können als Gütemesser der einzelnen Verbindungen gelten.

Die Lochleibungsdruckspannungen  $\sigma_{lB}$  beim biegefesten Bolzen erreichen für den kleinen Durchmesser  $d = 15$  mm  $91\%$  der Prismendruckfestigkeit, bei den größeren Durchmessern im Mittel etwa  $80\%$ .

Umgekehrt ist das Verhältnis beim Rundbolzen ohne Quereisen beim 15-mm-Bolzen nur  $62\%$ , bei den größeren Durchmessern im Mittel nur  $70\%$ , während der Rundbolzen mit Quereisen im Mittel  $110\%$  von  $\sigma_D$  aufweist.



Tafel 4.

Vergleich der Lochleibungsbruchspannungen  $\sigma_{lB}$  mit der Prismendruckfestigkeit  $\sigma_D = 390 \text{ kg/cm}^2$  (Mittel der Versuche).

d	l/d	Verhältnis der Lochleibungsbruchspannung des			
		biegefesten Bolzens der Vorversuche	biegefesten Bolzens der Hauptversuche	Rundbolzens ohne Quereisen	Rundbolzens mit Quereisen
mm		zur Prismendruckfestigkeit			
15	6,6 ..	0,74	0,91	0,62	1,2
20	5	0,64	0,82	0,74	1,18
25	4	0,84	0,79	0,71	1,23
30	3,3 ..	0,64	0,84	0,665	0,97
35	2,86	0,64	0,79	0,70	0,91
40	2,5	0,62			
45	2,2	0,69			
50	2	0,69			
Gesamtmittel		0,69	0,83	0,685	1,1

$\sigma_D = 390 \text{ kg/cm}^2$ .

Dieselben Werte errechnet für die theoretischen Werte  $\sigma_{lBm}^*$

15	6,6 ..	0,94	1,15	0,79
20	5	0,81	1,04	0,94
25	4	1,06	1,00	0,90
30	3,3 ..	0,81	1,07	0,84
35	2,86	0,81	1,00	0,89
40	2,5	0,79		
45	2,2	0,875		
50	2	0,875		
Gesamtmittel		0,834	1,05	0,872

Interessant sind die Werte des zweiten Teils der Tafel 4, die in der Bolzenachse tatsächlich aufgetretenen Spannungen, die 1,27 mal so hoch sind wie  $\sigma_l$ , in Verhältnis gesetzt zu  $\sigma_D$ . Diese Tafel zeigt, daß für die biegefesten Bolzen der Hauptversuche  $d = 15 \text{ mm}$   $\sigma_{lM}$  höchstens 115 % der Prismendruckfestigkeit erreicht, und auch für die übrigen Durchmesser mindestens 100 %. Die hier für den Rundbolzen ohne Quereisen verzeichneten Prozentsätze haben natürlich nur einen Vergleichswert.

Aus der Prismendruckfestigkeit eines Holzes ist vielleicht allgemein durch Vergleich mit den hier gefundenen Prozentsätzen ein Rückschluß auf die Größe der Lochleibungsdruckfestigkeit möglich.

Die Gegenüberstellung der Bruchspannungen des biegefesten Bolzens und des Rundbolzens ohne Quereisen zeigt wiederum, daß die schwachen Bolzendurchmesser als Tragbolzen nicht ausreichen. Trotz der für den biegefesten Bolzen für  $d = 15 \text{ mm}$ ,  $l/d = 6,6 ..$  erreichten relativ höchsten Spannungen  $\sigma_{lB}$  bleibt doch für den Rundbolzen ohne Quereisen dieses  $\sigma_{lB}$  erheblich unter den bei größeren Bolzendurchmessern gefundenen Werten.

Die geringe Biegesteifigkeit der schwachen Bolzen  $l/d > 4,5$  läßt schon bei geringen Belastungen etwa  $\sigma_l = 100 \text{ kg/cm}^2$  so hohe Randspannungen auftreten, daß die Proportionalitätsgrenze des Holzes unter dem Bolzen überschritten wird. Der Bolzen krümmt sich dann schnell weiter durch. Die hohen Randspannungen zerstören das Holz. Wegen der dadurch bedingten großen Verschiebung und der Überschreitung der Sicherheitsgrenzen sind derart schwache Bolzen als Tragbolzen ungeeignet.

Die hohen Bruchspannungen des Rundbolzens mit Quereisen gegenüber denen ohne Quereisen zeigen, daß es durch diese gelungen ist, die Übertragung der Randspannungen auf eine zu deren Aufnahme ausreichende Fläche zu erreichen. Die außerordentlich hohen Werte für die kleinen Bolzendurchmesser machen besonders für diese den Einbau von Quereisen empfehlenswert.

5. Die zulässigen Lochleibungsdruckspannungen.

An Hand dieser Feststellungen kann gefordert werden, daß bei Eisenlaschenverbindungen im Interesse einer zuverlässigen Ausbildung der Stoßdeckung von Holzstäben

1. die Verschiebung auf 1 mm begrenzt wird und
2. mindestens eine 2,5 fache Sicherheit gegenüber den Bruchspannungen  $\sigma_{lB}$  vorhanden ist.

Die Vorläufigen Reichsbahnvorschriften setzen für Dauerbauten  $\sigma_{lzu1} = 100 \text{ kg/cm}^2$  fest. Für die schwächeren Bolzen dieser Versuche ist dieser Wert zu hoch. In Tafel 5 wurden aus den gemessenen Laschenverschiebungen  $\delta$  mit Hilfe der Bettungsziffer die Randspannungen  $\sigma_{lr}$  für den Rundbolzen ohne Quereisen ermittelt.

Tafel 5.

Randspannungen  $\delta$  und aus  $\delta$  mit  $k = 2400 \text{ kg/cm}^3$  errechnete Randspannungen  $\sigma_{lr}$  beim biegefesten Bolzen und beim Rundbolzen ohne Quereisen im Zugkörper bei  $\sigma_l = 100 \text{ kg/cm}^2$ .

l/d	d	Biegefesten Bolzen		Rundbolzen ohne Quereisen		$\frac{\sigma_{lr2}}{\sigma_{lr1}}$
		$\delta$	$\sigma_{lr1}$	$\delta$	$\sigma_{lr2}$	
	mm	mm	kg/cm <sup>2</sup>	mm	kg/cm <sup>2</sup>	
6,6 ..	15	0,428	102	0,835	205	2,00
5	20	0,429	103	0,823	197	1,91
4	25	0,412	99	0,545	131	1,32
3,3 ..	30	0,384	92	0,406	98	1,06
2,86	35	0,434	104	0,507	135	1,30

Der Randspannungswert  $\sigma_{lr} = 205 \text{ kg/cm}^2$  liegt bei dem 15-mm-Bolzen,  $l/d = 6,6 ..$  schon an der Proportionalitätsgrenze und weist gegen die Bruchspannung  $\sigma_{lB}$  nur noch 1,7 fache Sicherheit auf. Noch ungünstiger sind die Randspannungen beim 20-mm-Bolzen,  $l/d = 5$  mit  $\sigma_{lr} = 197 \text{ kg/cm}^2$ , die also schon die Proportionalitätsgrenze, die bei  $\sigma_{lp} = 170 \text{ kg/cm}^2$  liegt, überschreiten. Auch hier ist die Sicherheit gegen Bruch zu gering. Bei den stärkeren Bolzendurchmessern entsprechen die Randspannungen den oben aufgestellten Bedingungen.

Die für den biegefesten Bolzen ermittelten Spannungen  $\sigma_{lr}$  zeigen die Zulässigkeit der Annahme eines Festwertes für  $k$ .

Die Bruchspannungen  $\sigma_{lB}$  des Rundbolzens ohne Quereisen liegen mit Ausnahme des Wertes des 15-mm-Bolzens über  $250 \text{ kg/cm}^2$ , jedoch erreicht der Reichsbahngrenzwert von  $\sigma_{lzu1} = 100 \text{ kg/cm}^2$  beim 15-mm-Bolzen beinahe die Quetschgrenze und liegt auch beim 20-mm-Bolzen an der Proportionalitätsgrenze. Wir sehen demnach, daß der Wert  $\sigma_{lzu1} = 100 \text{ kg/cm}^2$  für die Schlankheitsgrade  $> 4,5 d$  zu hoch ist.

Die bei der Verschiebung  $\delta = 1 \text{ mm}$  auftretenden Lochleibungsdrücke liegen sämtlich über  $100 \text{ kg/cm}^2$ . Daher wird für die Festsetzung der zulässigen Spannungen  $\sigma_l$  folgender Vorschlag gemacht:

a) Rundbolzen ohne Quereisen:

$$\frac{l}{d} > 4,5 \text{ bis } 7 \quad \sigma_{lr} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{l}{d} \leq 4,5 \quad \sigma_{lr} = 100 \text{ " "}$$

Rundbolzen ohne Quereisen mit einem Schlankheitsgrad  $l/d > 7$  sollen bei Dauerbauten als Tragbolzen keine Anwendung finden. Der Schlankheitsgrad sollte am besten nicht größer als 4,5 gewählt werden.

Werden doch schwächere Bolzen verwendet und als Träger auf elastischer Unterlage berechnet, so können folgende Spannungen zugelassen werden:

$$\frac{l}{d} > 7 \quad \sigma_{lr} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{l}{d} = 7 \text{ bis } 4,0 \quad \sigma_{lr} = 150 \text{ " "}$$

$$\frac{l}{d} < 4,0 \text{ bis } 3 \quad \sigma_{lr} = 125 \text{ " "}$$

$$\frac{l}{d} < 3 \quad \sigma_{lr} = 100 \text{ " "}$$

b) Rundbolzen mit Quereisen:

$$\frac{l}{d} = 4 \text{ bis } 7 \quad \sigma_{lr} = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{l}{d} < 4 \text{ bis } 2,5 \quad \sigma_{lr} = 125 \text{ " "}$$

Auch für Rundbolzen mit Quereisen sollten keine Schlankheitsgrade über  $l/d = 7$  verwendet werden. Werden bei großen Holzstärken größere Schlankheitsgrade verwendet, so ist für den Bolzen die Schubfestigkeit zwischen Eisenlasche und Quereisen nachzuweisen.

Sämtliche vorstehenden Werte mit Ausnahme der Randspannungen  $\sigma_{lr}$  gelten nur für die zweischnittige Bolzenverbindung (für das Mittelholz).

6. Die Schubspannungen im Holz unter dem Bolzen und Quereisen.

Für die Errechnung der höchsten auftretenden Schubspannungen des Holzes unter dem Bolzen und Quereisen wurde angenommen, daß die Belastung sich gleichmäßig auf die beiden theoretischen Schubflächen verteilt.



Die bei den Versuchen mit biegefesten Bolzen und Rundbolzen ohne Quereisen erzielten Höchstspannungen  $\tau_B$  waren meistens bei einem in zwei Schubflächen eingetretenen Bruch am größten. Dieser trat jedoch nur bei sehr regelmäßig gewachsenem Holz ein, wobei dann meistens das Holz nicht in den Grenzflächen abgeschoben wurde, sondern in der Rißebeene  $c-c$ , die etwa  $\frac{1}{3}$  bis  $\frac{1}{3}$   $d$  Abstand von der Bolzenachse hatte (s. Abb. 6).

Diese Tatsache stimmt mit der Theorie der Verteilung des Druckes über den Bolzendurchmesser  $d$  überein. In den innern  $\frac{2}{3}$  der Lochleibung sind die lotrechten Komponenten des Lochleibungsdruckes  $\sigma_l$  am größten, während sie in den beiden äußeren Sechsteln nur sehr klein sind; diese weisen aber die größten waagerechten Komponenten auf. An den Rißebeenen  $c-c$  wird das Holz also beinahe voll auf Abscherung und beinahe voll auf Aufspaltung beansprucht.

Bei Betrachtung der in Tafel 6 verzeichneten Schubspannungen beim Bruch der Verbindungen mit biegefesten Bolzen im Zugkörper erkennt man, daß mit Ausnahme des 15-mm-Bolzens die Bruchspannungen mit wachsender Schublänge abnehmen. Besonders tritt diese Abnahme beim 30-mm-Bolzen  $\frac{l}{d} = 3,3$  hervor, sie beträgt nahezu 40%. Dieselbe Tatsache findet man auch für den Rundbolzen ohne Quereisen.

Die Größe der Bruchbelastung  $P_B$  ist bei den Versuchsergebnissen nicht abhängig von der Schublänge  $s$ . Sie ist vielmehr bei großen und kleinen Schublängen gleich groß. Schrenk-Pilgrim haben bei ihren Versuchen dasselbe Ergebnis, besonders auch bei einer Versuchsreihe mit stark verkürzter Schublänge.

Da die Summe aller Schubspannungen bei kleinen und bei großen Schublängen gleich groß ist, so muß bei Annahme gleichmäßiger Verteilung bei großer Schublänge  $\tau_B$  geringer sein als bei kleiner.

Wir erkennen außerdem in Tafel 6 für die Schublänge  $7d$  eine ungefähr gleichmäßige Abnahme von  $\tau_B$  von  $d = 15$  mm bis  $d = 35$  mm von 28 bis 24  $\text{kg/cm}^2$ . Sie ist auf die mit steigendem Durchmesser, also fallendem Schlankheitsgrade zusammenhängende, wachsende Wirkung von  $H$  zurückzuführen. Die niedrigste Schubbruchspannung beträgt

$$\tau_B = 24 \text{ kg/cm}^2.$$

Tafel 6.  
Höchstspannungen  $\tau_B$ .

$d$	$\frac{l}{d}$	$\frac{s}{d}$	Biegefesten Bolzen	Rundbolzen ohne Quereisen	Rundbolzen mit Quereisen	
					unter den Bolzen	unter den Quereisen
15	6,6 ..	6	36,5	20,0	32,3	44,5
		7	28,0	16,8	35,2	45,8
		8	25,5	15,8	35,0	42,8
20	5,0	6	30,0	24,0	30,2	38,2
		7	28,0	20,0	33,5	40,7
		8	30,0	20,0	29,2	35,8
25	4,0	6	28,0	26,0	26,0	34,0
		7	24,0	20,5	28,2	34,1
		8	25,5	24,0	31,2	39,7
30	3,3 ..	5	43,0	28,0	31,2	40,7
		6	33,0	26,6	30,7	35,8
		7	26,0	22,3	28,5	33,3
		8	24,5	20,0	23,6	29,8
35	2,86	5	36,0	28,2	31,0	37,5
		6	32,5	22,0	28,6	33,4
		7	24,0	17,5	26,6	30,3

Bei Rundbolzen (Tafel 6) ohne Quereisen ist der Spannungsverlauf ein anderer. Der Mittelwert für  $5d$  steigt zuerst von  $d = 15$  mm bis  $d = 30$  mm, um für  $d = 35$  mm wieder etwas zu fallen. Es macht sich also bei ihm auch für die Schubspannung  $\tau_B$  wieder der Einfluß der Bolzendurchbiegung bemerkbar. Mit wachsender Randspannung  $\sigma_l$  steigt ebenfalls die Schubspannung  $\tau$ , und die Spaltspannung  $\sigma_{SP}$ .

Durch die bei Biegung des Bolzens erzeugten höheren Randspannungen sind auch im allgemeinen die Bruchspannungen  $\tau_B$  des Rundbolzens ohne Quereisen kleiner (rd. 8  $\text{kg/cm}^2$ , s. Abb. 11), als die des biegefesten Bolzens. Erstere betragen im Mittel etwa  $\tau_B = 22 \text{ kg/cm}^2$ .

Die Schubspannungen unter den Quereisen zeigen keine Abhängigkeit von der Schublänge  $s$ . Der Bruch trat bei Rundbolzenverbindungen mit Quereisen immer durch Abschieben des Holzes unter diesen ein. Wieweit bei den Belastungen unterhalb der zulässigen Grenze der Rundbolzen selbst zur Lastübertragung beitrug und wieweit diese durch die Quereisen geschah, läßt sich nicht feststellen. Die mittlere Höchstspannung  $\tau_B$  unter den Quereisen betrug etwa  $\tau_B = 38 \text{ kg/cm}^2$ .

Bei Berechnung der Schubspannung unter dem Rundbolzen mit Quereisen ohne Berücksichtigung der Quereisen wie beim gewöhnlichen Rundbolzen ohne Quereisen erhalten wir eine mittlere Höchstspannung  $\tau_B = 31 \text{ kg/cm}^2$ .

### 7. Die zulässigen Schubspannungen unter den Bolzen mit und ohne Quereisen.

Die Ermittlung der zulässigen Schubspannungen geschieht wieder nach den für den Lochleibungsdruck aufgestellten Forderungen einer 2,5fachen Sicherheit gegen die mittlere Höchstlast und einer Höchstverschiebung von 1 mm.

Es ergibt sich dann:

a) Für den Rundbolzen ohne Quereisen für das Holz unter dem Bolzen:

$$s = 6d$$

$$\frac{l}{d} > 4 \text{ bis } 7 \quad \tau_B = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{zul} = 8 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{l}{d} = 4 \text{ bis } 3 \quad \tau_B = 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{zul} = 10 \text{ kg/cm}^2.$$

Bei der Schublänge von  $6d$  ist demnach  $\tau_{zul}$  bei den Schlankheitsgraden  $\frac{l}{d} = 4$  bis  $3$ , also bei den ausgesprochenen Tragbolzen ohne Quereisen, größer als bei den Bolzen mit größerem Schlankheitsgrade.

Jedoch schon bei einer Schublänge  $s = 7d$  erhalten wir allgemein

$$s = 7d \quad \tau_B = 20 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{zul} = 8 \text{ kg/cm}^2.$$

b) Für den Rundbolzen mit Quereisen unter den Quereisen bei alleiniger Berücksichtigung der unter diesen vorhandenen Schubflächen:

$$\tau_B = 33,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{zul} = 15 \text{ kg/cm}^2,$$

unter dem Bolzen bei Annahme derselben Schubfläche wie beim Rundbolzen ohne Quereisen:

$$\tau_B = 31,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \tau_{zul} = 12 \text{ kg/cm}^2.$$

Da in der Praxis die Errechnung der Schubfläche unter den Bolzen schneller und einfacher ist, so ist es angebracht, auch für  $\tau_{zul}$  für den Rundbolzen mit Quereisen dieselbe Berechnungsgrundlage zu nehmen wie für den Rundbolzen ohne Quereisen, wie es auch schon für  $\sigma_{l,zul}$  vorgeschlagen ist.

### 8. Spaltspannungen.

Die Größe der Horizontalkomponenten  $H$  ergab sich oben zu  $\frac{P}{\pi}$ .

Dieser Wert gilt jedoch nur für völlig biegefesten Bolzen oder bei Rundbolzen ohne Quereisen nur für das auf das Längenteichen entfallende  $dP$ .

Die bereits oben erwähnte Tatsache, daß die Bruchlast  $P_B$  bei Spaltlängen über einer gewissen Größe keine Zunahme mit steigender Spaltlänge mehr zeigt, läßt die unter II, S. 307 aufgestellte Hypothese, daß die Zugkraftlinien unter dem Bolzen, die das Holz senkrecht zur Faser beanspruchen, bei Überbeanspruchung des Holzes unter dem Bolzen sich zugunsten dieses zu hoch beanspruchten Holzes gleichmäßiger über den schwächer belasteten Teil des Holzes verteilen, als unwahrscheinlich erscheinen.

Eine solche Verteilung scheint danach nur bis zu einer verhältnismäßig kleinen Schublänge einzutreten, während bei den größeren Schublängen, etwa  $5d$ , der letzte Teil der Schublänge zur Aufnahme der Spaltspannungen senkrecht zur Faser kaum herangezogen wird. Eine Bestätigung dieser Annahme zeigt die hohe Spaltspannung der Vorversuche mit den kleinen Schublängen (s. Tafel 7).

Der Schubspaltbruch unter dem Bolzen tritt danach vielmehr so ein, daß durch die Beanspruchung des Holzes auf Zug senkrecht zur Faser und die gleichzeitig auftretende Schubbeanspruchung das Holz dicht unter dem Bolzen durch die dort eintretende Häufung der Zugkraftlinien reißt. Die Zugkraftlinien wandern dann weiter in das noch nicht gerissene Holz ab, dieses wieder überbeanspruchend, so daß sich der Riß durch das ganze Holz fortsetzt.

Die Spaltspannung und die Schubspannung verteilen sich demnach nicht gleichmäßig über die Schublänge, trotzdem soll für erstere eine gleichmäßige Verteilung angenommen werden, um eine Berechnungsgrundlage zu erhalten.

Eine genaue Theorie des Bruchvorganges des Holzes unter dem Bolzen aufzustellen, ist durch die verschiedene Festigkeit parallel und senkrecht zur Faser und durch den verschiedenen Verlauf der Jahrringe nicht möglich.

In Tafel 7 wurde die höchst erreichte Spaltspannung  $\sigma_{SPB} = \frac{P_B}{\pi s' l}$  ermittelt. Sie zeigt für den Rundbolzen ohne Quereisen überall mit steigender Spaltlänge  $s'$  fallende Spaltspannung  $\sigma_{SPB}$ . Die geringste

Spaltspannung bei  $s' = 5,5d$  ( $s = 6d$ ) beträgt, abgesehen vom 15-mm-Bolzen, 15,2  $\text{kg/cm}^2$ . Setzen wir diesen Wert als Mittelwert, da die Spannung mit wachsender Schublänge sinkt, und verlangen wiederum eine 2,5fache Sicherheit der zulässigen Spannung gegen die Bruchspannung, so erhalten wir

$$\sigma_{SP,zul} = 6 \text{ kg/cm}^2.$$



Tafel 7.  
Höchstspannungen  $\sigma_{SPB}$

d	$\frac{l}{d}$	s' cm	Vorversuche	$\frac{s}{d}$	Biegefestester Bolzen	Rundbolzen ohne Quereisen
15	6,6 . .	6	24,4	6	20,9	13,5
		8	17,9			
		10	14,5	7	15,7	10,9
		12	13,0			
		14	10,8	8	14,7	10,3
20	5,0	6	32,4	6	16,4	15,9
		8	22,3			
		10	16,9	7	15,5	13,5
		12	14,4			
		14	12,6	8	17,2	11,3
25	4,0	6	40,8	6	15,4	17,8
		8	41,0			
		10	31,5	7	13,7	13,5
		12	28,7			
		14	19,4	8	14,5	14,7
30	3,3 . .	8	35,1	5	23,5	19,3
		10	27,3	6	18,2	17,8
		12	22,5	7	14,9	14,7
		14	20,3	8	14,0	14,8
		10	32,0	5	19,4	20,3
35	2,86	12	29,0			
		14	23,5	6	17,5	15,2
		16	19,1			
		7	13,5			10,6
		10	39,6			
40	2,5	12	32,6			
		14	26,8			
		16	23,2			
		18	19,5			
		10	42,3			
45	2,2	12	37,3			
		14	35,4			
		16	32,6			
		18	22,5			
		12	42,5			
50	2,0	14	34,5			
		16	32,9			
		18	27,1			
		20	28,4			

9. Schlussfolgerung aus der zulässigen Schub- und Spaltspannung für die praktische Konstruktionsschublänge.

Für die Praxis ist im Interesse einer möglichst einfachen und geringen Rechenarbeit die Angabe der erforderlichen Konstruktionsschublänge  $s_{erf}$  aus der zulässigen Lochleibungsdruckspannung  $\sigma_{l_{zul}}$  und aus der zulässigen Schubspannung  $\tau_{zul}$  bzw. aus der zulässigen Spaltspannung  $\sigma_{SP_{zul}}$  erwünscht.

Für die untersuchten Bolzendurchmesser und Schlankheitsgrade  $\frac{l}{d}$ , die alle für Tragbolzen ohne Quereisen verwendbaren  $\frac{l}{d}$  umfassen, wurde die Berechnung für diese Bolzenart in der nachstehenden Tafel durchgeführt:

Erforderliche Scher- und Spaltlänge bei Rundbolzen ohne Quereisen.

d	$\frac{l}{d}$	$\sigma_{l_{zul}}$	$\tau_{zul}$	Erforderlich $\frac{s}{d}$	$\sigma_{SP_{zul}}$	Erforderlich $\frac{s'}{d}$	Höchstes erforderliches $\frac{s}{d}$	$P'_{zul}$	$\frac{P'}{\pi}$
mm		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>			kg	kg
15	6,6 . .	80	8	5	6	5	5,5	120	38
20	5	80	8	5	6	4,3	5	160	51
25	4	100	10	5	6	5,3	5,8	250	80
30	3,3 . .	100	10	5	6	5,3	5,8	300	95
35	2,86 . .	100	10	5	6	5,3	5,8	350	112

$P'_{zul}$  = zulässige Bolzenbelastung auf die Länge l des Bolzens.

Für den Rundbolzen ohne Quereisen genügt demnach eine Schublänge von  $s=5d$  und eine Spaltlänge von  $s'=5,5d$ , die somit den Ausschlag gibt.

Daher kann die erforderliche Schublänge für alle Bolzenverbindungen mit Rundbolzen ohne Quereisen auf  $s=6d$  festgesetzt werden.

Erforderliche Scherlänge für Rundbolzen mit Quereisen.

d	$\frac{l}{d}$	$\sigma_{l_{zul}}$	$\tau_{zul}$	$\frac{s}{d}$
mm		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	
15	6,6 . .	175	11	8,0
20	5	175	11	8,0
25	4	175	11	8,0
30	3,3 . .	125	11	5,7
35	2,86 . .	125	11	5,7

Für den Rundbolzen mit Quereisen ergibt die vorstehende Tafel bei den Schlankheitsgraden  $\frac{l}{d} = 7$

bis 4 eine erforderliche Schublänge von  $s=8d$ , die wiederum sowohl für den Abstand mehrerer Bolzen untereinander als auch eines oder des letzten Bolzens vom Holzrande gilt.

Da meistens Rundbolzenverbindungen mit Quereisen bei diesen Schlankheitsgraden angewandt werden,

gelte als Regel, daß bei Rundbolzen mit Quereisen die erforderliche Schublänge unter den Bolzen

$$s = 8d$$

betrage.

10. Zusammenfassung der Versuchsergebnisse.

Das Auftragen der Spannungseindruckslinien ließ erkennen, daß das Proportionalitätsgesetz für Lochleibungsdruckspannung und Einpressung des Bolzens in das Holz auch für das Holz genau genug Gültigkeit hat. Die Proportionalitätsgrenze war bei den Rundbolzen ohne Quereisen und den biegefesten Bolzen klar zu erkennen, so daß die Möglichkeit bestand, auf sie bei Festsetzung der zulässigen Spannungen Rücksicht nehmen.

Die Untersuchung der Lastübertragung durch den Rundbolzen ohne Quereisen hat die große Bedeutung eines genügend kleinen Schlankheitsgrades mit Rücksicht auf die unbedingt zu fordernde ausreichende Biegesteifigkeit des Bolzens erwiesen. Da schon geringe Durchbiegungen eine starke Erhöhung aller Randspannungen bewirken, müssen diese Durchbiegungen unbedingt sehr klein gehalten werden.

Die Erhöhung der Randspannungen  $\sigma_r$ ,  $\tau_r$  und  $\sigma_{SP_r}$  bewirkt bei hohen Schlankheitsgraden schon bei geringen  $\sigma_l$  eine Überbeanspruchung des Holzes am Holzrande. Dann tritt zunächst der Zustand ein, daß nach Zerstörung der unmittelbar unter den Bolzen liegenden Holzfasern diese als Futter wirken und die Randlast auf einen größeren Durchmesser verteilen. Steigt die Belastung und damit die Durchbiegung weiter, so schreitet die Zerstörung des Holzes am Holzrande fort und der eintretende Schubspaltbruch greift schnell auf die Bolzenmitte über.

Ein zu großer Schlankheitsgrad hat also den Nachteil, daß

1. hauptsächlich die Holzränder zur Lastübertragung herangezogen werden,
2. die Randeinpressung  $\delta_r$  schon bei geringem  $\sigma_l$  sehr groß wird und damit die Verschiebung  $\delta$  der Bolzenverbindung das zulässige Maß von 1 mm überschreitet und
3. die Verbindung schon bei geringer Überbelastung vom Holzrand aus bricht.

Demnach soll der Schlankheitsgrad für Rundbolzen ohne Quereisen  $\frac{l}{d} = 4,5$  nicht überschritten werden. Die wirtschaftliche Grenze für die Anwendung liegt bei  $d=40$  mm. In Tafel 8 sind die gebräuchlichen Schlankheitsgrade und zulässigen Spannungen zusammengestellt.

Wie die zum Teil mit bedeutend geringer Schublänge ausgeführten Versuche von Schrenk-Pilgrim ergaben, trat bei einer Vergrößerung der Schublänge von  $s=4,5$  bis  $s=7,5d$  kaum eine Steigerung der Tragfähigkeit der Bolzenverbindung ein. Jedoch scheint die Schublänge  $s=6d$  in der Praxis für Bolzenverbindungen schon wegen etwa vorkommender kleiner Äste u. dgl. das zulässige Mindestmaß zu sein.

Für die Seltenhölzer der Holzlaschenverbindungen haben die vorstehenden Werte mit Ausnahme der Bettungsziffer  $k=2400$  kg/cm<sup>3</sup> und der Randspannungen  $\sigma_r$  keine Gültigkeit.

11. Konstruktionsbeispiel mit Auswertung der Versuchsergebnisse für Rundbolzen mit und ohne Quereisen.

Um der Praxis einige kurze Konstruktionsrichtlinien für die Auswertung der vorstehenden Versuchsergebnisse zu geben, soll kurz ein Zug- oder Druckstoß zweier Holzer mittels Stahlflaschen für das Versuchsholz 10/10 cm und zum Vergleich für den rechteckigen Querschnitt 10/14 cm durchgeführt werden.

- a) Bolzen im Holz mit quadratischem Querschnitt 10/10 cm. Rundbolzen ohne Quereisen.

Abb. 14a zeigt die ermittelte zulässige Zug- und Druckbelastung  $P_{zul}$  einer Rundbolzenverbindung ohne Quereisen. Wir erkennen, daß die zulässige Zugbelastung  $Z_{zul}$  des neben dem Bolzen verbleibenden Holzquerschnittes bei zwei Bolzen erst bei einem Schlankheitsgrade von etwa  $\frac{l}{d} = 3,0$  erreicht wird, während drei Bolzen schon bei  $\frac{l}{d} = 4$  und vier Bolzen etwa bei  $\frac{l}{d} = 4,7$  dieselbe zulässige Belastung  $P_{zul}$  aufweisen wie  $Z_{zul}$ .

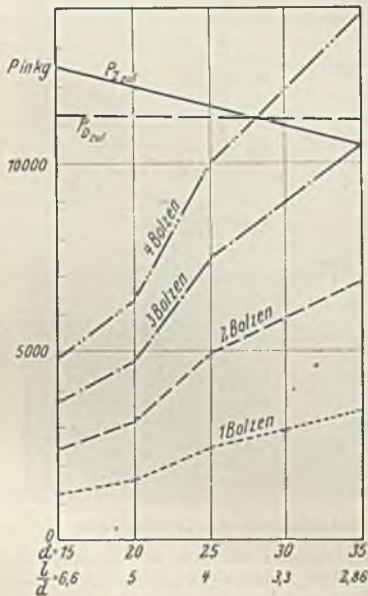


Tafel 8.

Zusammenstellung der nach den Auswertungen der Versuche vorgeschlagenen zulässigen Spannungen im Mittelholz einer Eisen- oder Holzlaschenverbindung oder allgemein bei einer zweischnittigen Bolzenverbindung.

Art der Beanspruchung	Bei einem angegebenen Schlankheitsgrad $\frac{l}{d}$ zulässige Spannung in kg/cm <sup>2</sup> . Bettungsziffer u. Scherlänge	
Zulässige Lochleibungsdruckspannungen beim Rundbolzen ohne Quereisen, gleichmäßig über die Fläche $l \cdot d$ verteilt gerechnet	$\frac{l}{d} > 4,5$ bis 7 $\sigma_{t,zul} = 80$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{l}{d} \leq 4,5$ $\sigma_{t,zul} = 100$ kg/cm <sup>2</sup>
Zulässige Randspannungen des Lochleibungsdruckes $\sigma_{lr,zul}$ für Berechnungen des Rundbolzens ohne Quereisen nach d. Elastizitätstheorie	$\frac{l}{d} > 7$ $\sigma_{lr,zul} = 125$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{l}{d} = 7$ bis 4,0 $\sigma_{lr,zul} = 150$ kg/cm <sup>2</sup>
Bettungsziffer $k$ des Rundbolzens für Berechnungen nach der Elastizitätstheorie	Festwert $k = 2400$ kg/cm <sup>3</sup>	
Zulässige Lochleibungsdruckspannungen $\sigma_{t,zul}$ beim Rundbolzen mit Quereisen, gleichmäßig über die Fläche $l \cdot d$ verteilt gerechnet	$\frac{l}{d} \geq 4$ bis 7 $\sigma_{t,zul} = 175$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{l}{d} < 4$ bis 2,5 $\sigma_{t,zul} = 125$ kg/cm <sup>2</sup>
Zulässige Scherspannungen, gleichmäßig über die beiden Scherflächen verteilt gerechnet, unter dem Rundbolzen ohne Quereisen bei $s = 6d$	$\frac{l}{d} > 4$ bis 7 $\tau_{zul} = 8$ kg/cm <sup>2</sup>	$\frac{l}{d} \leq 4$ bis 3 $\tau_{zul} = 10$ kg/cm <sup>2</sup>
Dasselbe unter dem Rundbolzen mit Quereisen $s = 8d$	$\tau_{B,zul} = 11$ kg/cm <sup>2</sup>	
Dasselbe unter dem Quereisen	$\tau_{Q,zul} = 13$ kg/cm <sup>2</sup>	
Zulässige Spaltspannungen $\sigma_{sP,zul}$ unter dem Bolzen, gleichmäßig verteilt gerechnet über die Fläche $s' \cdot b$ , für den Rundbolzen ohne Quereisen	$s' = 5,5d$ ( $s = 6d$ ) $\sigma_{sP,zul} = 6$ kg/cm <sup>2</sup>	
Aus den zulässigen Scher- und Spaltspannungen ermittelte Scherlänge $s$ für den Rundbolzen ohne Quereisen	$s = 6d$	
Dasselbe für den Rundbolzen mit Quereisen	$s = 8d$	

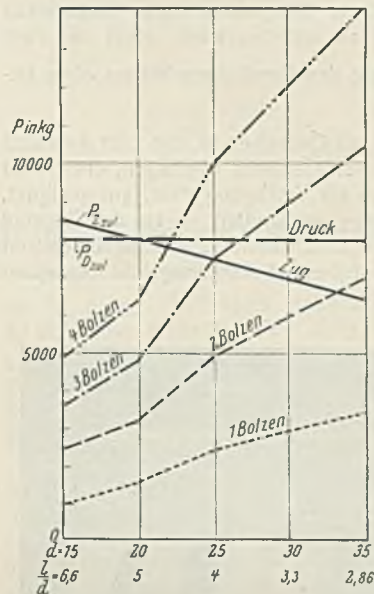
Die zulässige Druckbelastung des Gesamtstabquerschnittes ohne Rücksicht auf Knickung wird hingegen erst von drei Bolzen etwa bei  $\frac{l}{d} = 3,8$  und bei vier Bolzen bei  $\frac{l}{d} = 4,9$  erreicht, wenn die Gesamtlast durch die Bolzen übertragen werden soll.



Zulässige Zug- und Druckbelastung  $P_{zul}$  einer Rundbolzenverbindung ohne Quereisen für Kantholz 100/100 mm bei 1 bis 4 Bolzen mit  $d = 15$  bis 35 mm,  $l = 100$  mm.

$P_{Z,zul}$  = Tragfähigkeit des nach Einbau der Bolzen verbleibenden Holzquerschnittes auf Zug.

Abb. 15a.

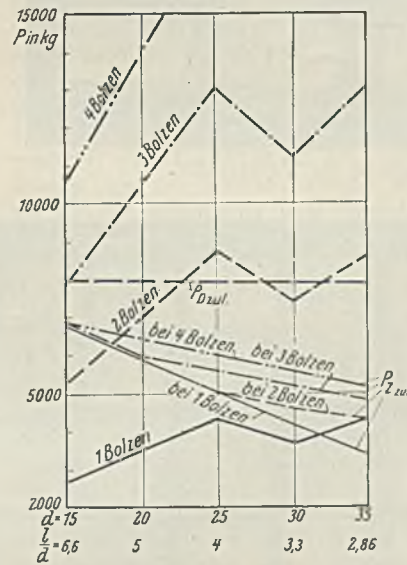


Zulässige Zug- und Druckbelastung  $P_{zul}$  einer Rundbolzenverbindung ohne Quereisen für Kantholz 100/100 mm bei 1 bis 4 Bolzen mit  $d = 15$  bis 35 mm,  $l = 100$  mm.

$P_{Z,zul}$  = Tragfähigkeit des nach Einbau der Bolzen verbleibenden Holzquerschnittes auf Zug.

$P_{D,zul}$  = Tragfähigkeit des Holzstabes auf Druck.

Abb. 14 a.



Zulässige Zug- und Druckbelastung  $P_{zul}$  einer Rundbolzenverbindung mit Quereisen für Kantholz 100/100 mm bei 1 bis 4 Bolzen mit  $d = 15$  bis 35 mm,  $l = 100$  mm.

$P_{D,zul}$  = zuläss. Druckbelastung des Holzstabes.

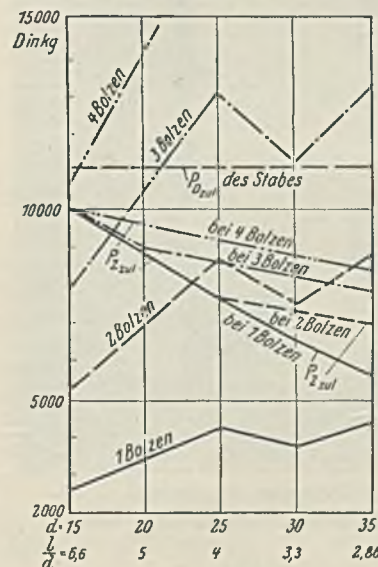
$P_{Z,zul}$  = Tragfähigkeit des nach Einbau der Bolzen und Quereisen verbleibenden Holzquerschnittes auf Zug.

Abb. 14 b.

Die Zugverbindung zeigt hier vornehmlich bei Anwendung von vier dünnen Bolzen mit  $\frac{l}{d} = 4,5$  eine etwa 80%ige Ausnutzung des Stabquerschnittes auf Zug.

Rundbolzen mit Quereisen.

Die unter Abb. 14b aufgetragene zulässige Zugbelastung desselben Holzquerschnittes für eine Rundbolzenverbindung mit Quereisen zeigt die schlechte Ausnutzung des Stabquerschnittes bei dieser Verbindungsart. Bei Verwendung von einem Bolzen werden nur etwa 40%, bei zwei Bolzen etwa 60% des Stabquerschnittes ausgenutzt.



Zulässige Zug- und Druckbelastung  $P_{zul}$  einer Rundbolzenverbindung mit Quereisen für Kantholz 100/100 mm bei 1 bis 4 Bolzen mit  $d = 15$  bis 35 mm,  $l = 100$  mm.

$P_{Z,zul}$  = Tragfähigkeit des nach Einbau der Bolzen und Quereisen verbleibenden Holzquerschnittes auf Zug.

$P_{D,zul}$  = zuläss. Druckbelastung des Stabes ohne Rücksicht auf Knickung.

Abb. 15 b.



Für eine Druckverbindung z. B. für Diagonalen eines Fachwerkes erhalten wir hingegen beim Rundbolzen mit Quereisen schon bei zwei Bolzen mit  $\frac{l}{d} = 4,5$  volle Ausnutzung des Druckquerschnittes ohne Berücksichtigung der Knickung.

Schlußfolgerung: Der Rundbolzen mit Quereisen ist also zum Anschluß von Druckstäben dem Rundbolzen ohne Quereisen überlegen, ebenso ist er für einen Zugstoß, wenn wenig Raum zur Verfügung steht, gut geeignet. Ist jedoch genügend Konstruktionslänge vorhanden, so ist der Zugstoß bzw. der Anschluß eines Zugstabes mittels Rundbolzen ohne Quereisen vorzuziehen, da er eine um 20% höhere Ausnutzung des Stabquerschnittes erlaubt.

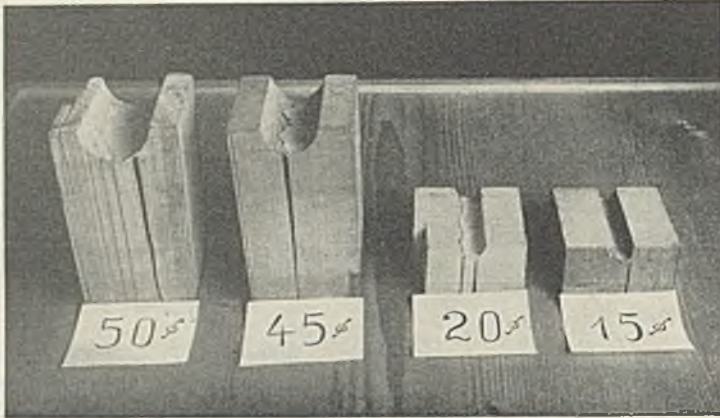


Abb. 16. Bruchfiguren der Vorversuche.

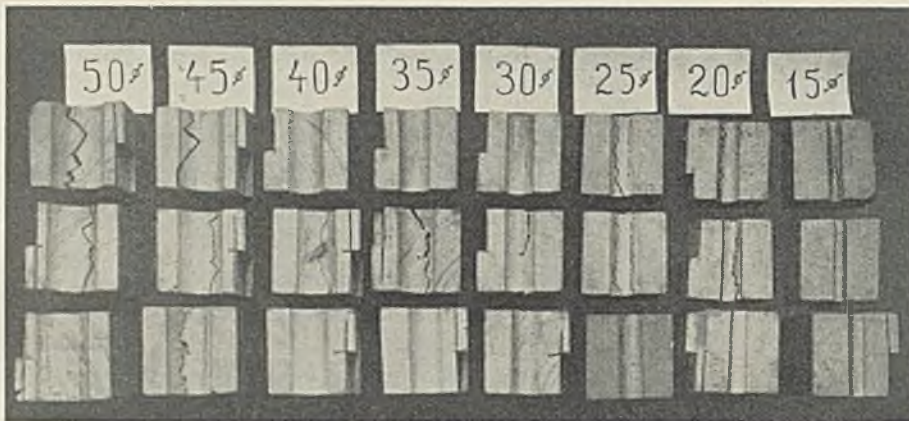
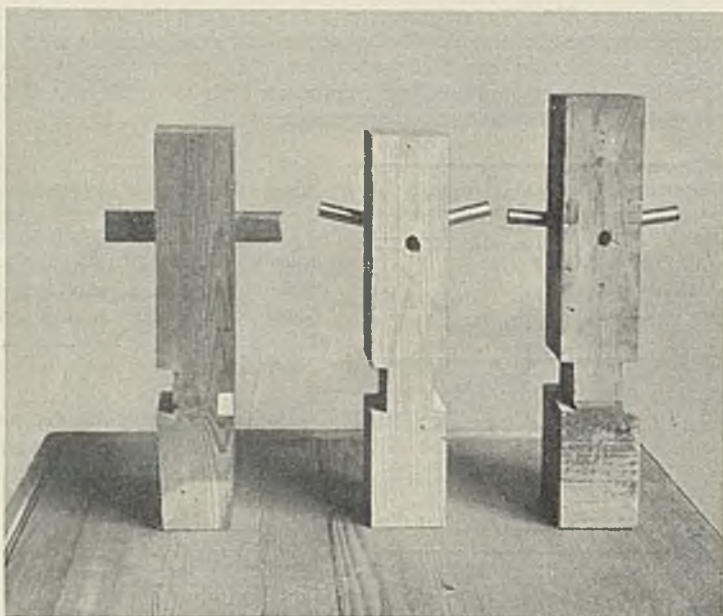


Abb. 17. Verschiedenartigkeit des Bruchverlaufs der Vorversuche, die sich insbesondere bei den großen Bolzendurchmessern dem Verlauf der Jahrringe anpaßt.



Links: biegeester Bolzen. Mitte: Rundbolzen ohne Quereisen.  
Rechts: Rundbolzen mit Quereisen.

Abb. 18.  
Holzkörper der Hauptversuche.

b) Bolzen im Holz von rechteckigem Querschnitt.  
Verlangt die Belastung des Stabes einen größeren Zugquerschnitt, so ist für diesen eine rechteckige Ausbildung vorzuziehen.

Rundbolzen ohne Quereisen.

Abb. 15a zeigt die gute Ausnutzung des Stabquerschnittes bei Anschluß mittels Rundbolzen ohne Quereisen. Eine solche Zugverbindung gestattet bei Verwendung des verhältnismäßig schwachen Holzstabes 10/14 cm bereits bei vier Bolzen  $\frac{l}{d} = 3,7$  den Anschluß von über 11 t Zuglast. Drei Bolzen erreichen bei  $\frac{l}{d} = 2,86$  auch schon 10,5 t zulässige Zugbelastung.

Rundbolzen mit Quereisen.

Wie Abb. 15b erkennen läßt, erlaubt derselbe Stab bei Verwendung von Rundbolzen mit Quereisen den Anschluß von 8 t Zugbelastung durch zwei Bolzen auf engstem Raum.

Die volle Ausnutzung des Druckquerschnittes wird schon bei drei Rundbolzen mit Quereisen mit  $\frac{l}{d} = 4,8$  erreicht.

Der Rundbolzen mit Quereisen besitzt bei dieser Konstruktion also etwa dieselbe Tragfähigkeit wie die Krallenscheibe der Siemens-Bauunion nach deren Angabe. Während sich aber für die Krallenscheibe die Tragfähigkeit nicht mehr wesentlich steigern läßt, besitzt der Rundbolzen mit Quereisen in stärkerem Holz eine noch wesentlich höhere Tragfähigkeit.

c) Schlußfolgerung.

Diese kurze Betrachtung der Konstruktionsmöglichkeiten der Bolzenverbindung zeigt zur Genüge, daß diese, wenn sie richtig konstruiert wird, eine gute und leistungsfähige Verbindung darstellt, die sogar vielen Dübelverbindungen erheblich überlegen ist.

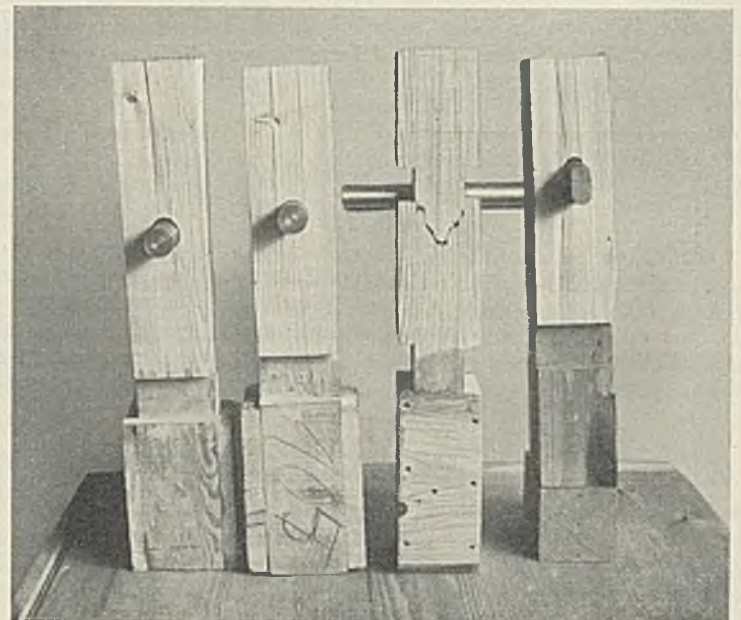
Zusammenfassend ist zu sagen:

Für Zuganschlüsse sollen bei geringer vorhandener Konstruktionslänge in quadratischem oder rechteckigem Holz Rundbolzen mit Quereisen verwendet werden.

Ist mehr Raum vorhanden, so wähle man quadratischen oder bei größeren Kräften rechteckigen Querschnitt mit Rundbolzen ohne Quereisen.

Zugverbindungen mit Rundbolzen ohne Quereisen erfordern eine größere Konstruktionslänge als solche mit Rundbolzen mit Quereisen, nutzen aber dafür den Zugquerschnitt des Stabes etwa zu 80% aus.

Bei Druckanschlüssen sind Rundbolzen mit Quereisen vorzuziehen, da sie geringe Konstruktionslänge mit der Möglichkeit der Aufnahme einer großen Druckkraft verbinden. Für eine solche Verbindung ist die Druckfestigkeit der Lasche zu untersuchen (□-Eisenlasche).



Die im Bilde sichtbaren Verstärkungen des Aufhängertheils des Versuchskörpers dienten zur Verhinderung der Abscherung des Holzes in der Aufhängung. Der untergelegte Körper rechts zeigt den allgemein gewählten Verlauf der Jahrringe, bei dem im Kreuzschnitt gesägten Holz.

Abb. 19. Verschiedene Bruchfiguren der Hauptversuche.







Diese Anordnung hat sich zwar als betriebsicher erwiesen, erfordert auch verhältnismäßig geringe Unterhaltungskosten, man ist aber bei der Unterhaltung ständig auf Taucherarbeit angewiesen. Auch ist die Lastverteilung auf die Rollen unklar, zumal beim Einbau durch Taucher Ungenauigkeiten nicht zu vermeiden sind. Für größere Durchfahrtsbreiten kommt sie wegen der großen Anzahl der Rollen nicht in Frage.

Bei allen größeren, in letzter Zeit ausgeführten Toren hat man die Umkehrung vorstehender Anordnung zur Ausführung gebracht: Die Rollen oder Räder sind am Tor befestigt und laufen auf Schienen, die auf der Schleusensole verlegt sind. Es bestehen zwei Ausführungsformen dieser Anordnung:

1. Lagerung des Tores an beiden Enden unten,
2. Lagerung des Tores an dem einen Ende (Nischenseite) unten, an dem anderen Ende (Torkammerseite) oben (Abb. 1).

Wenn auch die unter dem Tor laufenden Räder (bei den neueren Ausführungen durchweg zu 4 oder 8 Stück in einem besonderen Rahmen, Unterwagen genannt, gelagert) sich betriebsicher und leicht herausnehmbar gestalten lassen, so hat doch die Erfahrung gelehrt, daß diese Unterwagen in verhältnismäßig kurzen Perioden zwecks Auswechslung der Lager herausgenommen werden müssen unter Umlauf gegen einen Ersatzunterwagen. Außerdem besteht immerhin die Möglichkeit einer Beschädigung entweder der Räder oder der Schienen durch größere Teile (Anker, Ketten usw.). Wenn man also diese Gefahrenquelle zur Hälfte beseitigen kann, indem man den einen Unterwagen ersetzt durch einen oben auf der Torkammerlaufenden Oberwagen, an dem das Tor aufgehängt wird, so verdient diese Anordnung allein aus diesem Grunde den Vorzug. Wenn auch die Anlagekosten dieser Anordnung etwas größer sind als die Anordnung mit zwei Unterwagen, so werden dafür die Unterhaltungskosten geringer, da an dem Oberwagen, der dauernd gut überwacht und einwandfrei geschmiert werden kann, kaum Unterhaltungsarbeiten anfallen. Der größere Vorteil dieser Anordnung (Unter- und Oberwagen) liegt jedoch in der größeren Querstabilität des Tores während der Bewegung bei Strömung und Wind. Denn hier verläuft die Stützlinie diagonal (Abb. 1), während sie bei der Stützung des Tores auf zwei Unterwagen etwa mit der Unterkante des Tores zusammenfällt. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß die Momente aus Wind- und Wasserdruck wegen der kleineren Hebelarme bei der diagonalen Stützlinie erheblich kleiner sind, so daß eine ausreichende Querstabilität des Tores mit einem kleineren Betriebsgewicht erreicht werden kann. Zu dem gleichen Ziel führt weiterhin eine möglichst breite Lagerung des Tores am Ober- und Unterwagen. Die Frage des Betriebsgewichtes ist insofern von Bedeutung, weil die Verringerung des Betriebsgewichtes eine Ersparnis an Unterhaltungs- und Betriebskosten mit sich bringt.

Der Berechnung des Torbetriebsgewichtes sind zugrunde gelegt worden ein Winddruck von  $100 \text{ kg/m}^2$  und ein Wasserstau von  $100 \text{ mm}$ , und zwar sind bei verschiedenen Wasserständen, Torstellungen und gegenseitigen Richtungen von Wind und Wasserstau die ungünstigsten Fälle ermittelt worden. Danach hat sich ein für die Querstabilität erforderliches Torbetriebsgewicht von  $90 \text{ t}$  für den ungünstigsten Fall bei einem Wasserstande von  $+5,5 \text{ m}$  ergeben. Es ist jedoch nicht in Aussicht genommen, dem Tor ein so hohes normales Betriebsgewicht zu geben, da die genannten Bedingungen nur ausnahmsweise auftreten. Bei Lagerung des Tores auf zwei Unterwagen würde sich unter den gleichen Bedingungen ein Torbetriebsgewicht von  $225 \text{ t}$  errechnen, d. h. also rd.  $2\frac{1}{2}$  mal soviel wie bei diagonalen Stützlinie, deren Vorzug dadurch deutlich hervortritt.

Im vorliegenden Falle liegt nun noch ein weiterer Grund für die Verwendung eines Oberwagens vor. Da auf beiden Toren eine zweispurige Straße zu überführen ist und die Torkammer nicht durch eine Decke abgeschlossen wird, bietet der Oberwagen die Möglichkeit zur Aufnahme eines Teiles der Kurve, mit der die Straße auf der Torkammerseite in die Torlängsachse einmünden muß. Die Länge des Oberwagens reicht allerdings für die Ausgestaltung der Straßenkurve nicht aus. Es ist deswegen ein zweiter Wagen lechterer Bauart, Beiwagen genannt, an den Oberwagen angehängt worden. Auf diese Weise sind verwickeltere Bewegungsvorrichtungen vermieden worden, die bei anderen Schleusen zur Aufnahme der Straßenkurve Verwendung gefunden haben. Der durch das Mitfahren des Beiwagens sich ergebende Mehrverbrauch an Energie ist so unbedeutend, daß er durch die größere Betriebsicherheit und die geringeren Unterhaltungskosten voll aufgewogen wird.

Wenn auch Beschädigungen am Unterwagen und an seinen Schienen selten vorkommen werden und seine Auswechslung gegen einen Ersatzunterwagen im allgemeinen ohne allzu großen Zeitverlust zu bewerkstelligen sein wird, so empfiehlt es sich doch, für Notfälle eine Lagerung des Tores auf Kufen vorzusehen. Die Kufen ermöglichen zugleich beim Docken ein gutes Absetzen des Tores.

#### e) Kehren und seitliche Führung.

Die im vorhergehenden Abschnitt empfohlene Aufhängung des Tores an einem Oberwagen bringt noch einen weiteren Vorteil hinsichtlich des

Kehrens. Die Pendel, mit denen das Tor am Oberwagen aufgehängt ist, gestatten in einfachster Weise den für das Kehren erforderlichen seitlichen Ausschlag des Tores aus der Mittellage sowie auch das selbsttätige Zurückkehren in die Mittellage unter Einfluß des Torbetriebsgewichtes. Der Oberwagen nimmt an der seitlichen Bewegung nicht teil, da die Spurräder seiner Laufräder die Schienenköpfe nur mit  $5 \text{ mm}$  Spiel umschließen. Da die aus dem Torbetriebsgewicht sich ergebende Rückstellkraft verhältnismäßig klein ist, wird die lotrechte Anschlagleiste an der Torkammerseite auf ihrem Anschlagpfeiler schleifen, wenn das Tor auch nur bei geringem Stau oder Seitenwind geöffnet wird. Durch Anordnung von seitlichen Führungsrollen an der Torkammerseite des Tores ist dafür gesorgt worden, daß das Schleifen der Anschlagleiste nur auf einem kurzen Wege eintreten kann. Denn der lichte Abstand der zu den Führungsrollen gehörenden Schienen, der in der Nähe der Verschlußstellung das ungehinderte Kehren des Tores ermöglicht, verkleinert sich in der Weise, daß das Tor bereits nach einem Wege von  $0,4 \text{ m}$  von dem Anschlagpfeiler abgedrängt wird.

Auch der Unterwagen wird beim Kehren des Tores, ebenso wie der Oberwagen, durch die Spurräder seiner Laufräder in seiner Stellung festgehalten, während das Tor selbst sich auf zwei Rollen, die in dem Unterwagen gelagert sind, seitlich bewegen kann. Da das Tor auf diesen Kehrrollen mit ebenen Flächen ruht, hat es hier nicht das Bestreben, unter dem Einfluß seines Eigengewichtes in die Mittelstellung zurückzukehren. Das Tor würde schon bei geringem seitlichen Druck auf seinem ganzen Wege mit der Drempelanschlagleiste am Drempel schleifen. Um das zu vermeiden, ist in den Unterwagen eine Rückstellfederung eingebaut worden.

In einer solchen Rückstellfederung lassen sich naturgemäß nur begrenzte Federkräfte unterbringen mit Rücksicht auf die Belastung der Radspurkränze und der Laufschiene, die diese Kräfte aufnehmen müssen. Im vorliegenden Fall ist die Feder so bemessen, daß sie nach dem Kehren des Tores eine Spannkraft von  $12,5 \text{ t}$  erreicht. Damit nun bei größeren Seitendrücken wenigstens auf einen Teil des Torweges die Abnutzung von der unzugänglichen Drempelanschlagleiste an eine zugängliche Stelle verlegt wird, sind auf Riegel V beiderseits Führungshölzer angebracht worden, die zwischen den Anschlagpfeilern an der Torkammerseite erheblich kleineres Spiel haben als die senkrechten Anschlagleisten.

Um zu verhüten, daß die obere Ecke des Tores bei größerem Seitendruck an die Kante der Tornische anstößt, sind die Anschlagpfeiler gegen die Durchfahrt zu gut ausgeschragt. Diese Ausschragung wird ausreichend sein, um das Tor bei etwaiger Verkantung an der Nischenseite ohne wesentlichen Stoß in seine richtige Lage zu bringen, zumal die Torgeschwindigkeit auf den letzten  $4 \text{ m}$  des Torweges selbsttätig stark verringert wird.

#### f) Ausdrehen.

Neuerdings ist man davon abgegangen, zum Zwecke des Ausdrehens die Tore entweder im Aufriß oder im Grundriß trapezförmig auszubilden, weil diese Lösung sowohl für den Torkörper wie für das Bauwerk unerwünschte Ungleichmäßigkeiten mit sich bringt.

In der Gestaltung am einfachsten erscheint das in Holtenau und Brunsbüttel angewendete Verfahren, bei dem die Torbreite über den lotrechten Anschlagleisten sowohl an der Nische wie an der Torkammer gleich groß ist. Die Anschlagleisten sind dabei so stark ausgeführt, daß nach Fortnahme eines Stückes der Drempelleiste der für das Ausdrehen erforderliche Spielraum entsteht. Auf den übrigen Riegeln fehlen natürlich an dieser Stelle die Schutz- und Führungsleisten. Unbequem bleibt bei dieser Lösung die Notwendigkeit von Taucherarbeit, die man nach Möglichkeit vermeiden sollte. Bei der in Emden ausgeführten Anordnung ist das dadurch erreicht, daß die eine lotrechte Anschlagleiste an der Torkammerseite um einen bestimmten Betrag vorspringt. Diese Lösung ist gut, man kann aber dabei das Tor nur nach der einen Seite ausdrehen. Außerdem ergibt die nur auf einer Seite vorspringende Fläche des Tores einen einseitigen Wasserwiderstand beim Fahren, wodurch das Tor die Neigung bekommt, sich schief einzustellen. Um diese beiden Nachteile zu vermeiden, sind bei der Schleuse IJmuiden beide lotrechten Anschlagleisten an der Torkammerseite um den gleichen Betrag herausgesetzt. Diese Bauart ist auch hier gewählt worden. Demnach beträgt die Torbreite an der Torkammerseite, da die Anschlagflächen an jeder Seite um  $0,45 \text{ m}$  vorspringen,  $8,9 \text{ m} + 2 \cdot 0,45 \text{ m} = 9,8 \text{ m}$ . Diese Erweiterung ist reichlich bemessen worden, damit das Ausdrehen recht zwanglos mit großen Spielräumen vor sich gehen kann.

Wenn die Tore zum Trockenlegen der Häupter dienen sollen, wird allerdings die Holtenauer oder die Emdener Bauart zwingend, weil dann wenigstens auf einer Seite des Tores alle Anschlagleisten in ein und derselben lotrechten Ebene liegen müssen.

#### g) Lage und Größe des Schwimmkastens.

Lage und Größe des Schwimmkastens, die auf die Riegeleinteilung einen maßgebenden Einfluß ausüben, sind bei festliegender Breite des Tores nach folgenden Gesichtspunkten zu bestimmen:

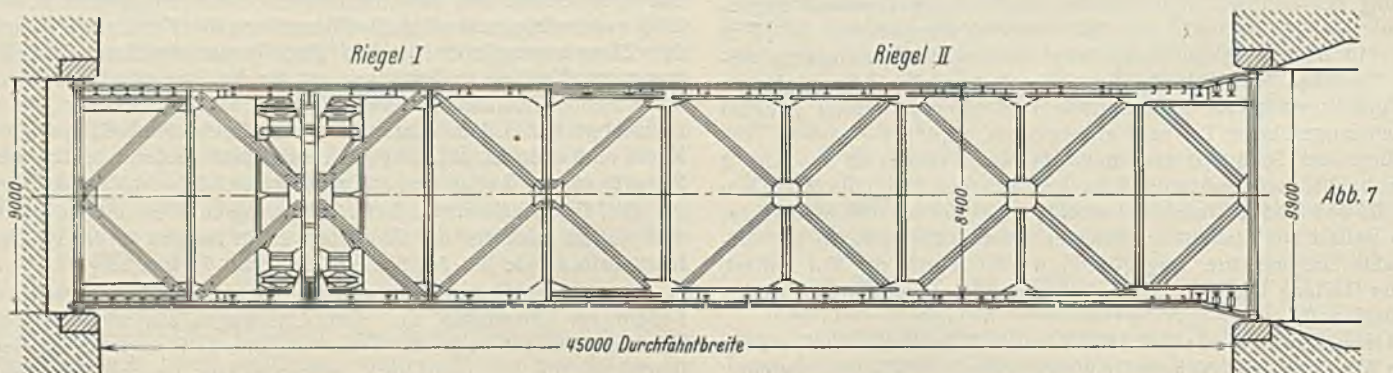
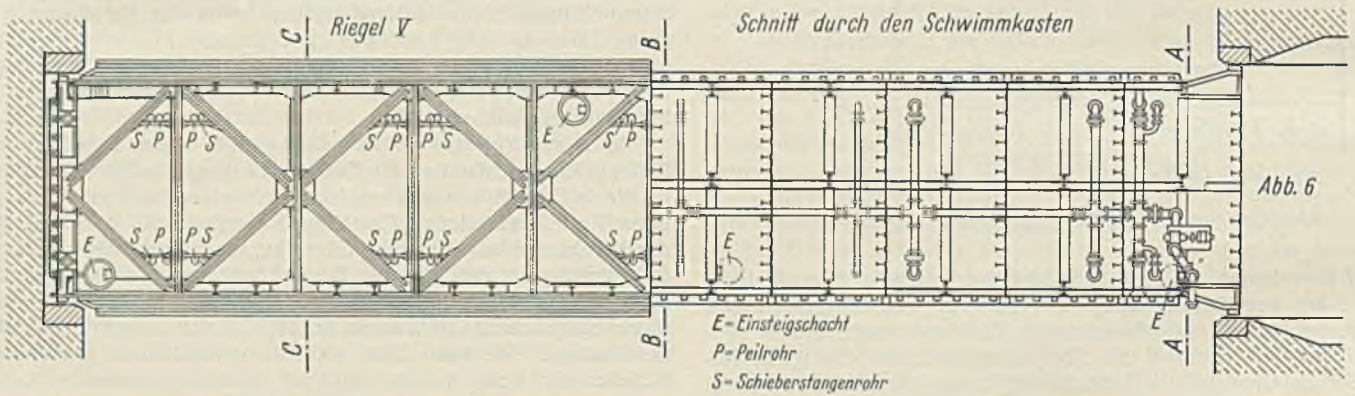
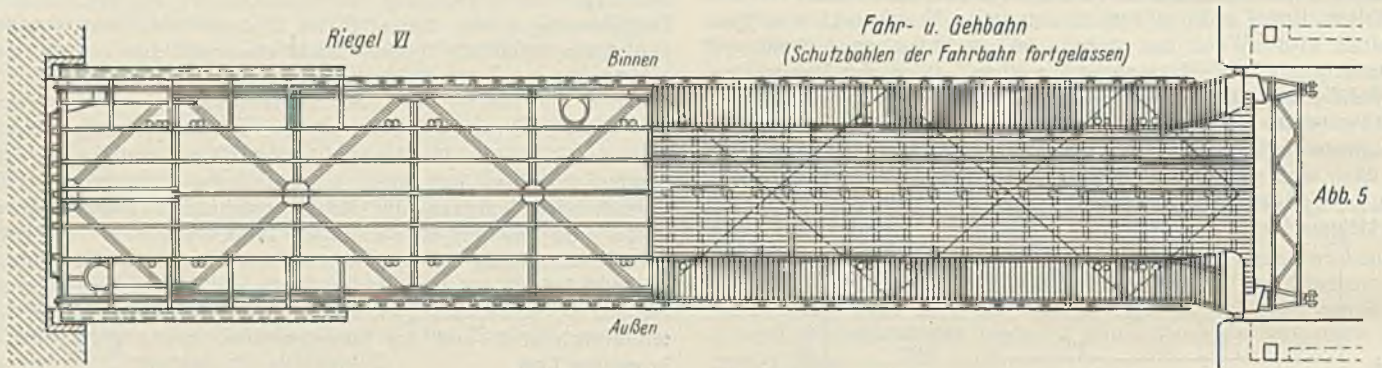
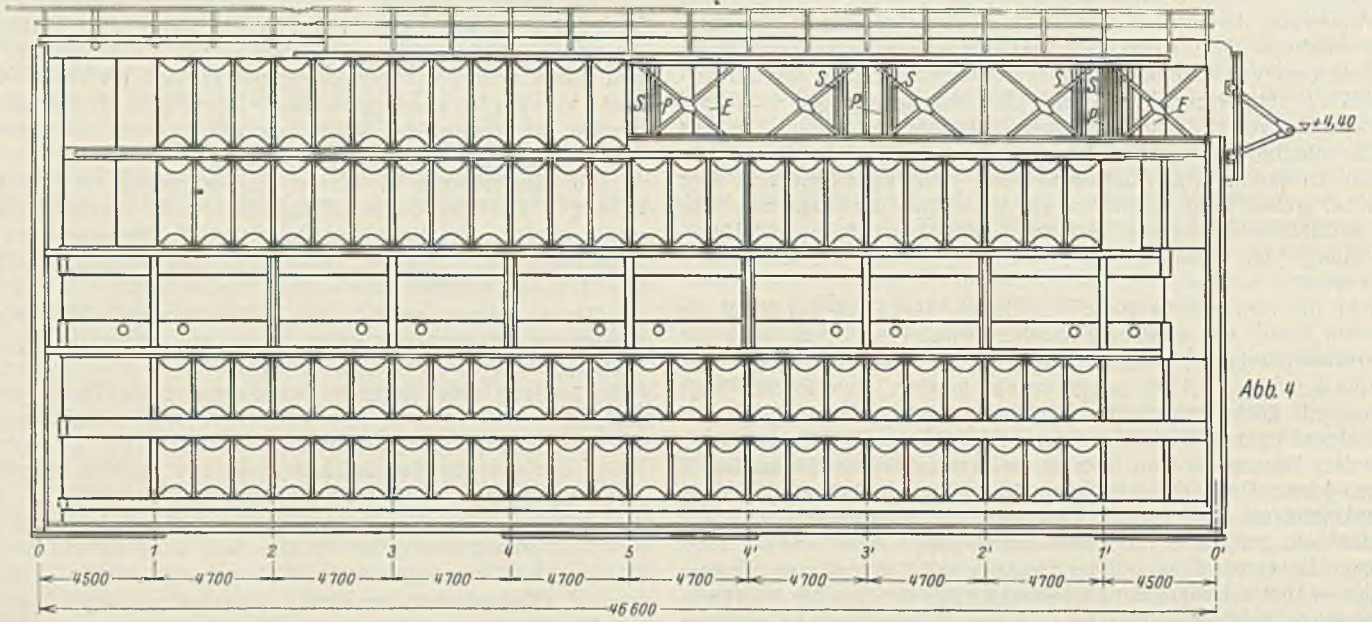






Ansicht Binnenseite

Ansicht Außenseite





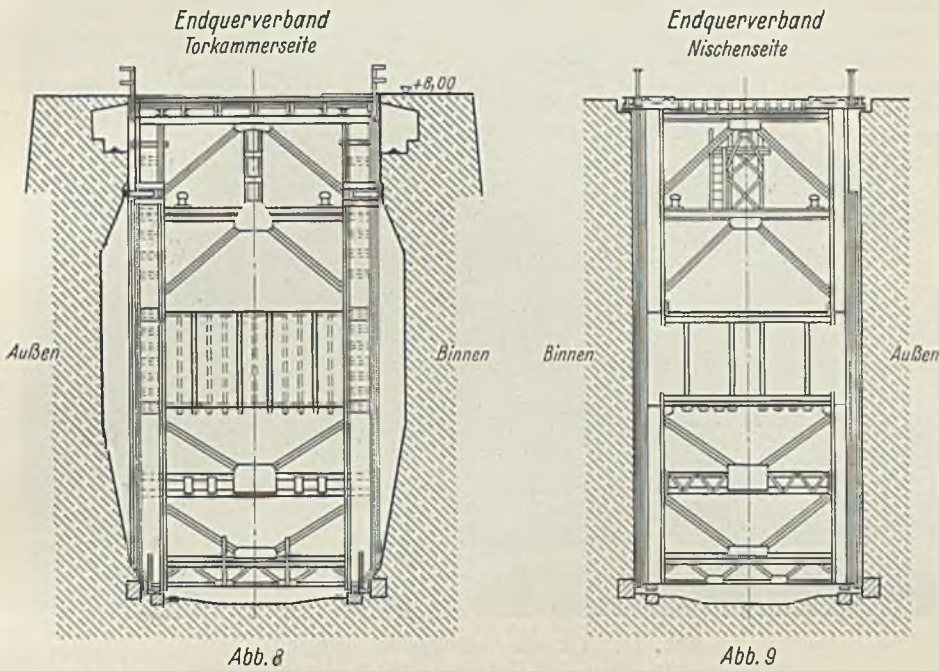


Abb. 8

Abb. 9

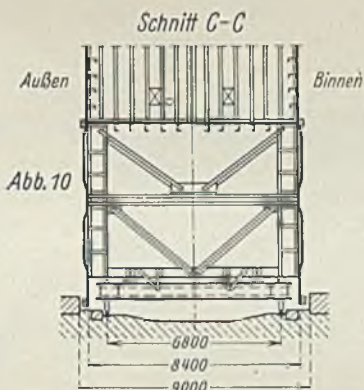


Abb. 10

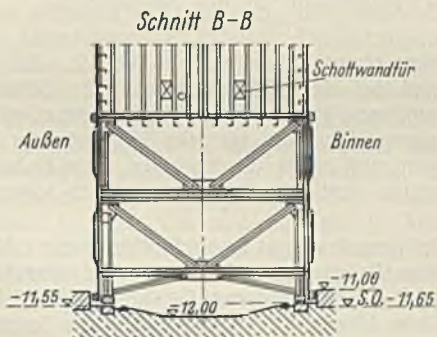


Abb. 11

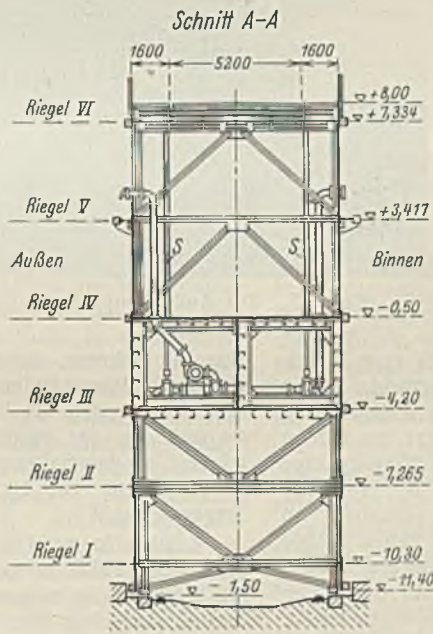


Abb. 12

Abb. 4 bis 12. Torkörper. M. 1:300.

widerstand bemessenes Tellerfedersystem abgedert ist. Durch die zentrische Kraftübertragung und die Verlegung der Federung in die Zugstange anstatt in die beiden Gelenkzahnstangen ist die beste Gewähr gegeben für einen geraden, ungestörten Lauf des Oberwagens sowie für eine gleichmäßige Verteilung der Belastung auf die beiden Zahnstangen.

Der Antrieb und alle zugehörigen Teile sind bemessen für einen größten Bewegungswiderstand von 100 t, der bei einer Torgeschwindigkeit von 0,1 m/sek überwunden werden soll. Bei der normalen Torgeschwindigkeit von 0,2 m/sek soll der Antrieb eine Zugkraft von 50 t entwickeln.

Der Antrieb wird von einem Schaltpult aus betätigt, das im ersten Geschoß des Maschinenhauses aufgestellt ist und auch die Steuerorgane für die Umlaufschützen und Schranken enthält (s. Abb. 18). Die Befehle für die Betätigungen werden dem das Schaltpult bedienenden Maschinisten

durch einen elektrischen Befehlsgeber vom Schleusenmeister übermittelt. Die Verschlussorgane eines Hauptes können nur von dem zugehörigen Maschinenhaus aus betätigt werden. Die Zusammenfassung der beiden Betätigungen an einer Stelle erschien für die hiesigen Verhältnisse nicht notwendig.

### B. Gestaltung.

#### a) Tor mit Ausrüstung.

1. Riegel und Querverbände. Der Torkörper besteht aus sechs waagerechten Trägern, den Riegeln I bis VI, und aus elf lotrechten Trägern, den Querverbänden (s. Abb. 4 bis 12).

Die Riegel III und IV, die den Boden und die Decke des Schwimmkastens bilden, sind Vollwandträger, die übrigen Riegel sind Fachwerkträger. Die Höhenlage der Riegel I, III, IV ist bereits im Teil A, Abschnitt c und g, erläutert. Riegel I liegt infolge Verwendung des federnden Bleches für die Drempelabdichtung über dem Drempel auf  $-10,3$  m. Riegel IV (Schwimmkastendecke) ist auf  $-0,5$  m gelegt worden, so daß wegen der Schwimmkastenhöhe von 3,7 m Riegel III auf  $-4,2$  m zu liegen kommt. Riegel VI ist so hoch angeordnet worden, wie die Bauhöhe der Fahrbahn es zugelassen hat, auf  $+7,334$  m. Es ergeben sich dann aus konstruktiven Gründen die Lagen der Riegel II und V in der Mitte zwischen den ihnen benachbarten Riegeln, nämlich auf  $-7,265$  m und  $+3,417$  m. Dadurch sind nur zwei verschiedene Tonnenblechgrößen notwendig geworden.

Für die Gestaltung des Stabsystems und der Stabquerschnitte ist der Gesichtspunkt maßgebend gewesen, möglichst geringen Wasserwiderstand zu erzielen und geringe Ablagerungsmöglichkeit für Schlack zu bieten. Besonders ist noch zu bemerken, daß an der Torkammerseite bei allen Riegeln (auch beim Schwimmkasten) die Trägerhöhen mit einem schrägen Übergang beiderseits um je 0,45 m vergrößert worden sind, weil, wie in Teil A, Abschnitt f, bereits erwähnt, wegen des Torausdrehens die Anschlagleisten je um 0,45 m herausgedrückt worden sind (s. Abb. 5 bis 7). Diese Ausbildung verdient den Vorzug vor der Verwendung weit auskragender Konsolen für die Anschlagleisten, weil bei ihr die zeitweise schräg angreifenden Auflagerreaktionen bei den Anschlagleisten besser in den Torkörper eingeleitet werden. Besondere Durchbildung hat erfahren der rechtwinklig zur Gurtung verlaufende Stab im Punkt 2 des Riegels I, der das Betriebsgewicht des Tores auf den Unterwagen überträgt und auch große waagerechte Kräfte aufzunehmen hat, wenn der Unterwagen durch feste Gegenstände in seiner Bewegung gehemmt werden sollte. Für diese waagerechte Beanspruchung ist ein größter Widerstand von 100 t, entsprechend der größten Zugkraft der Antriebswinde, zugrunde gelegt worden (s. Abb. 7, 10, 22, 24 u. 25).

Die Zahl der Querverbände hat sich ergeben aus der Unterteilung des Schwimmkastens durch neun Querschottwände, in deren Ebene die Querverbände an den Schwimmkasten angeschlossen sind. Die beiden Endquerverbände (s. Abb. 8, 9, 13 u. 14), die den Auflagerdruck des Tores möglichst gleichmäßig auf die Anschlagpfeiler übertragen sollen, sind besonders kräftig ausgeführt worden. Der Endquerverband an der Torkammerseite bedurfte in seinem oberen Teil zwischen den Riegeln V und VI noch einer besonderen Ausbildung wegen des Anschlusses der Kragarme, mit denen das Tor am Oberwagen hängt, wegen des Angriffs der Zugstange, die die Bewegungskraft vom Oberwagen auf das Tor weiterleitet, und wegen der Lagerung der dicht über Riegel V sitzenden Führungsrollen.

2. Beplattung. Die Beplattung reicht an der Binnenseite bis  $+8,0$  m, an der Außenseite bis  $+4,2$  m (s. Abb. 15). Sie besteht außer am Schwimmkasten und den beiden lotrechten Endfeldern von 4,5 m Breite aus Tonnenblechen, deren Wölbung wegen der günstigeren Beanspruchung nach auswärts gelegt ist. Die Stärke der Tonnenbleche beträgt 10 mm, ihre Größe unter dem Schwimmkasten rd.  $2,6 \times 1,6$  m, über dem Schwimm-



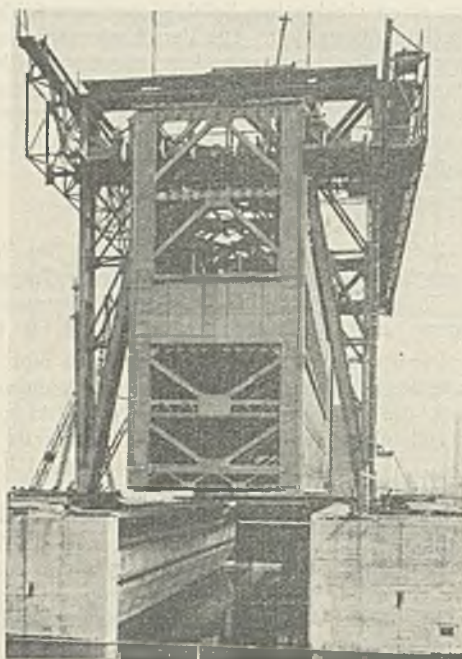


Abb. 13. Tor am Absenkgerüst hängend.  
Endquerverband Nischenseite.

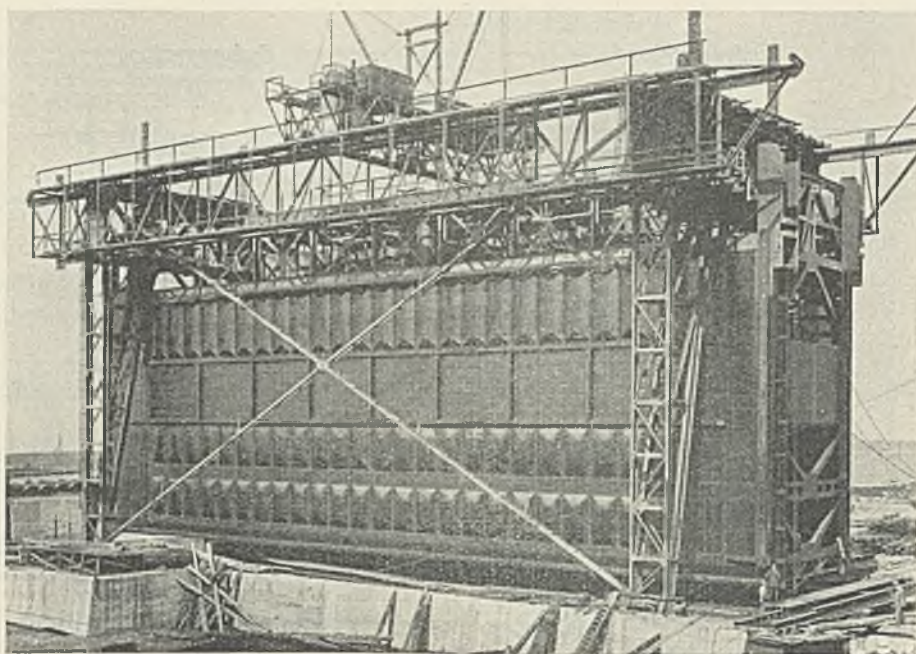


Abb. 14. Tor am Absenkgerüst hängend.  
Seitenansicht außen und Endquerverband Torkammerseite.

kasten rd.  $3,7 \times 1,6$  m. Zwischen zwei Querverbänden sitzen jeweils drei Tonnenbleche, so daß zwei Zwischenständer für ihre Auflagerung vorhanden sind. Wenn an Stelle der Tonnenbleche ebene Bleche verwendet werden, so sind erheblich mehr Aussteifungsträger erforderlich, die in der Unterhaltung (Rostschutz) mehr Arbeit machen und auch mehr Gelegenheit zur Schlickablagerung bieten. In den lotrechten Endfeldern sind ebene Bleche gewählt worden, um dem Tor eine größere Steifigkeit zu geben.

Die Beplattung unterhalb des Riegels I besteht, wie schon erwähnt, aus dem federnden Blech, das an der Außenseite 10 mm, an der Binnenseite 12 mm stark ist. An den beiden Torenden ist das Federblech mit dem Torkörper auf eine Länge von rd. 0,9 m fest verbunden (s. Tafel I, Abb. 10 u. 22). Im übrigen sind die Stöße des Federbleches nicht genietet, sondern geschweißt, um überall die gleiche Elastizität zu behalten (s. Abb. 16).

3. Schwimmkasten. Der Schwimmkasten ist durch eine Mittellängswand und durch neun Querschottwände in 20 wasserdichte Zellen eingeteilt. Acht Zellen werden mit Ballastwasser gefüllt (s. Abb. 2 u. 17). Um das Ballast- und Leckwasser zu entfernen, ist in jeder der beiden Endzellen auf der Außenseite des Tores eine elektrische Kreiselpumpe für eine Fördermenge von  $6 \text{ m}^3/\text{min}$  aufgestellt (s. Abb. 6, 12 u. 18). Die Saugseiten der beiden Pumpen sind miteinander verbunden, so daß jede Pumpe aus jeder Zelle saugen kann. Um die Zellen restlos entwässern zu können, ist in jeder Zelle ein Pumpensumpf angeordnet. Alle Zellen sind während des Betriebes zugänglich gemacht durch vier Einsteigeschächte von  $1 \text{ m } \varnothing$  (s. Abb. 6). Zwei dieser Einsteigeschächte führen zu den Pumpenzellen, die beiden anderen Schächte zu je einer Mittelzelle an der Binnenseite und an der Außenseite des Tores. Drei der vier Einsteigeschächte und beide Kreiselpumpen mit zugehöriger Hauptleitung sind auf der Außenseite angeordnet worden, um das Gewicht der an der Außenseite oberhalb  $+4,2 \text{ m}$  fehlenden Beplattung soweit als möglich auszugleichen.

Jede Querwand hat eine von beiden Seiten bedienbare Tür von  $0,4 \times 0,55 \text{ m}$  Durchgang. In der Mittellängswand ist nur in den beiden Endzellen eine Tür vorgesehen. Um während der Überholungsarbeiten eine bessere Belüftung und Zugänglichkeit zu ermöglichen, ist in der Decke einer jeden Zelle ein Mannloch von  $0,42 \times 0,75 \text{ m}$  und in jeder Seitenwand eine Öffnung von  $0,2 \text{ m } \varnothing$  vorhanden. Die Spindeln sämtlicher Schieber sind, geschützt durch Rohre von  $0,124 \text{ m}$  lichtigem Durchmesser bis Oberkante Tor hochgeführt. Außerdem führt in jede Zelle von Oberkante Tor ein Peilrohr von  $0,124 \text{ m}$  lichtigem Durchmesser. Die Schieber und Peilrohre sind so angeordnet, daß sie innerhalb der Fußsteige liegen (s. Abb. 6, 12 u. 18).

Jede Zelle ist in ihrer Mitte durch einen Rahmen ausgesteift. Von den beiden in der Querrichtung nebeneinanderliegenden Zellen hat die eine



Abb. 15. Tor Außenhaupt Außenseite schwimmend, mit den Absenkböcken.

einen Vollrahmen, die andere einen Halbrahmen (s. Abb. 12). Bei allen vier Außenlängswänden und bei der Mittellängswand des Schwimmkastens verlaufen die Versteifungsträger waagrecht, und zwar befinden sie sich bei der Mittellängswand auf der gleichen Seite wie der Vollrahmen, an den Seitenwänden und an der Decke innen, beim Boden dagegen außen. Die Querschott- und Stirnwände sind durch senkrechte Träger versteift.

4. Plattform. Die Plattform des Tores ist als Straßenbrücke I. Klasse gemäß DIN 1072, jedoch ohne Belastung durch Dampfvalze, ausgebildet. Sie hat eine Fahrbahn von  $5,2 \text{ m}$  Breite und zwei Gehbahnen von je  $1,6 \text{ m}$  Breite. Auf einer Strecke von  $10 \text{ m}$  an der Nischenseite des Tores sind die Gehbahnen auf je  $2,3 \text{ m}$  verbreitert worden (s. Abb. 5), um bei geöffneter Schleuse das Leinenverholen und den Fußgängerverkehr längs der Schleusenammer von einer Seite der Torkammer zur anderen zu ermöglichen. Auf dieser Strecke muß naturgemäß das Geländer bei geöffneter Schleuse umgeklappt sein. Das umgeklappte Geländer legt sich in einen Spalt der Gehbahn, so daß es dann mit Oberkante Gehbahn völlig bündig liegt. Wenn das Tor beim Schließen der Schleuse in die Nische einfährt, richtet sich das Geländer selbsttätig wieder auf. Die Bewegungsvorrichtung für das Klappgeländer ist in Abb. 9 u. 18 dargestellt. Im übrigen ist das Tor mit einem festen Geländer versehen.

Die Hauptlängsträger der Fahrbahn, die unmittelbar auf Riegel VI aufliegen, bestehen aus U-Eisen, alle übrigen Fahrbahnanteile aus Eichenholz. Diese Bauart ist gewählt worden, weil sie das geringste Gewicht ergeben hat, worauf es wegen der Schwimmfähigkeit und Stabilität des Tores besonders ankommt. Für eine gute Entwässerung der Fahrbahn ist Sorge getragen worden.

Wie schon in Teil A, Abschnitt d, erwähnt, muß auf der Torkammerseite die Straße durch eine Kurve auf das Tor übergeführt werden. Diese Kurve ist zu ihrem größeren Teil auf Ober- und Belwagen untergebracht



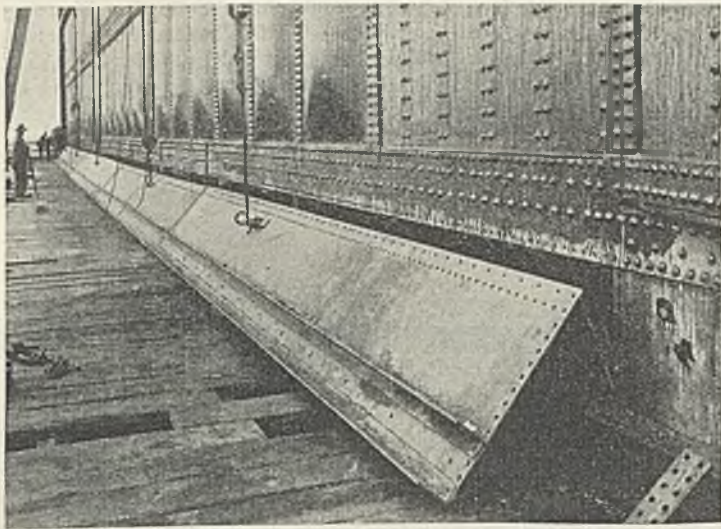


Abb. 16. Einbau des 43,5 m langen Federbleches.

worden, mußte aber bereits auf dem Tor selbst angesetzt werden, um bei möglichst großem Krümmungshalbmesser der Kurve die Länge von Ober- und Beiwagen zu beschränken (s. Abb. 21). An der Nischenseite ist am Mauerwerk ein Schleppblech befestigt, das den Zwischenraum zwischen Tor und Mauerwerk überbrückt (s. Abb. 18). Das Tor ist hier mit schrägen Auflaufflächen für das Schleppblech ausgerüstet. Zwischen dem Ober- und Beiwagen einerseits und dem Torkammermauerwerk andererseits ist ein Schleppblech nicht erforderlich, weil sich der Oberwagen seitlich nicht verschiebt. Dagegen muß zwischen Oberwagen und Tor ein Schleppblech (s. Abb. 21) vorhanden sein, weil die gegenseitige Lage von Tor und Oberwagen sich nach allen Richtungen verändern kann: in der Querrichtung infolge des Kehrens des Tores; in der Höhenlage, wenn das Tor anstatt auf dem Unterwagen notweise auf Kufen fahren muß; in der Längsrichtung infolge der Abfederung der Zugstange.

5. Anschlag- und Schutzleisten, Kufen. Die lotrechten Anschlagleisten und die Kufen bestehen aus Greenheart-Holz und sind 0,4 m breit. Für die waagerechte Anschlagleiste, die infolge ihrer Befestigung an dem federnden Blech nur kleine Drücke zu übertragen hat, ist eine Breite von 0,25 m und Eichenholz ausreichend bis auf die beiden Endstücke in einer Länge von je 2 m, für die Greenheart-Holz gewählt ist, weil an diesen Stellen bei Strömung und Wind während der Bewegung der Tore ein Anlaufen an den Drempel eintreten kann. Die Auflager am Mauerwerk für alle Tordichtungsleisten sowie für die Kufen bestehen aus poliertem Granit. Die Kufen laufen nicht unter der ganzen Länge des Tores durch, sondern befinden sich nur unter den beiden Endfeldern und unter den beiden Mittelfeldern (s. Abb. 18). Diese Länge der Kufen ist vollkommen ausreichend, nicht nur als Auflager im Dock, sondern auch für das nur im äußersten Notfall in Betracht kommende Fahren auf Kufen.

Auf den Riegeln III, IV, V, VI sind durchlaufende Schutzleisten von 0,25 m Breite angebracht, desgleichen auf den entsprechenden Stellen des Endquerverbandes an der Nischenseite. Auf den Schwimmkasten-seitenwänden befinden sich außerdem noch lotrechte Schutzleisten, und zwar in jeder Querverbandebene (s. Abb. 4). Alle Schutzleisten bestehen aus Eichenholz und liegen bündig mit den Anschlagleisten an der Nischenseite und am Drempel. Eine Ausnahme hiervon machen die auf Riegel V sitzenden Leisten, die noch weiter vorgezogen sind als die lotrechten Anschlagleisten der Torkammerseite, weil sie während der Torbewegung zugleich als Führung an den Anschlagpfeilern der Torkammer dienen sollen. Das Spiel zwischen diesen Führungsleisten und den Anschlagpfeilern der Torkammer beträgt in der Mittellage des Tores auf jeder Seite 15 mm.

Die Anschlagleisten, die Führungsleisten auf Riegel V und die Kufen sind durch beiderseits durchlaufende Winkel eingefast; bei den Schutzleisten hat man sich mit beiderseitigen Winkelstücken begnügt. Alle Hölzer sind mit einer steifen Paste aus Bleimennige und Bleiweiß eingesetzt worden, um eine gute Auflage zu erzielen und die Rostbildung zu verhüten, die bei Eindringen von Wasser zwischen Holz und Eisen besonders stark auftritt.

6. Kragarme, seitliche Führungsrollen. Zum Aufhängen des Tores am Oberwagen sind an dem Endquerverband zwei Kragarme angebracht (s. Abb. 4), die zur Erzielung einer günstigen Auflagerung des Tores möglichst weit nach außen gesetzt worden sind; ihr gegenseitiger Abstand beträgt 8,3 m. Je größer dieses Maß ist, um so kleiner werden auch die Biegemomente des Oberwagens aus dem Betriebsgewicht des Tores. Jeder Kragarm besteht aus zwei Einzelstäben, die mit dem Tor durch Bolzen gelenkig verbunden

sind. Die Bolzen sind in zwei Stehblechen gelagert, die auf die Pfosten des Endquerverbandes aufgesetzt sind. Diese beiden Stehbleche haben einen großen Abstand voneinander erhalten, um eine breite Lagerung der Kragarme zu erreichen. Die beiden oberen Stäbe der Kragarme sind durch eine Vergitterung gegeneinander ausgesteift worden (s. Abb. 5). Die Angriffspunkte der beiden Stäbe sind möglichst dicht an die Riegel V und VI herangesetzt worden, um den Pfosten günstig zu beanspruchen. Die Verbindung der Stäbe mit den Stehblechen durch Bolzen ist gewählt worden, um die Kragarme, die beim Ausdrehen des Tores im Wege stehen würden, leicht abbauen zu können.

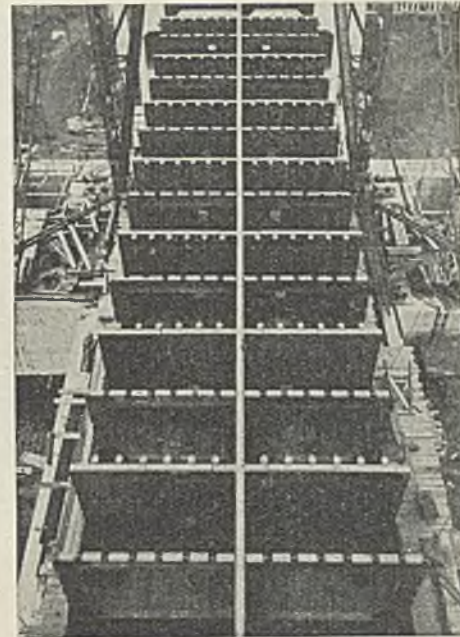


Abb. 17. Blick von oben auf die Schwimmkastenschottwände und Versteifungsrahmen.

An diesen Stehblechen sind auch die seitlichen Führungsrollen auf + 4,2 m gelagert (s. Abb. 18 u. 21). Da MHW der Weser auf + 3,64 m liegt, bleiben die Rollen meist zugänglich. Ihre Lagerung ist so eingerichtet, daß das Spiel zwischen den zugehörigen Führungsschienen (Kr. Sch. Nr. 5004), das normalerweise nur 10 mm insgesamt betragen soll, bei Verlagerung des Bauwerks oder bei Abnutzung der Rollen und Schienen leicht verändert werden kann. Die Rollen und ihre Lagerung sind für einen Druck von 40 t bemessen. Sie haben dementsprechend einen Durchmesser von 1 m erhalten; ihr Laufkranz ist so breit gemacht worden, daß er dann auch noch auf den Schienen voll aufliegt, wenn das Tor auf die um 50 mm abgenutzten Kufen abgesetzt worden ist.

7. Schlickschieber. An dem Endquerverband der Torkammerseite ist ein Schlickschieber in Form einer Schütztafel an Drahtseilen aufgehängt und in U-Eisen, die auf der ganzen Höhe des Endquerverbandes angebracht sind, geführt. Durch ein Windwerk, das in unmittelbarer Nähe des Endquerverbandes zwischen Riegel V und VI in das Tor eingebaut ist (s. Abb. 18), kann der Schieber bis dicht auf die Sohle der Torkammer herabgelassen werden. In Ruhestellung ist er soweit als möglich hochgezogen; seine Unterkante befindet sich dabei auf + 4,2 m, so daß er nur selten ins Wasser eintauchen wird. Der Schlickschieber ist etwa 2 m hoch, und seine Länge entspricht etwa dem lichten Abstände der Gleitkufensteine. Durch das Herablassen des Schlickschiebers während der Torfahrt soll eine stärkere Wasserströmung an der Sohle der Torkammer hervorgerufen werden, um den etwa abgelagerten Schlick aufzuwühlen und seine Ablagerung in festerer Form zu verhüten. Sollte es sich später als notwendig erweisen, so soll versucht werden, mit Hilfe des Schlebers den Schlick an das Ende der Torkammer zu schieben, von wo er dann durch ein Schlickpumpwerk abgesaugt werden soll.

8. Sonstige Ausrüstung. An sonstigen Ausrüstungsgegenständen sind noch vorgesehen:

an jedem Torende auf den Fußsteigen zwei Ösen für eine Zugkraft von je 15 t, die aushilfsweise zum Bewegen des Tores dienen sollen;

an jeder Stirnseite des Tores zwei Ösen für je 15 t Belastung, an denen das Tor aufgehängt werden kann, um ein gleichmäßiges Absenken mit Hilfe eines Bockgerüsts zu gewährleisten (s. Abb. 15);







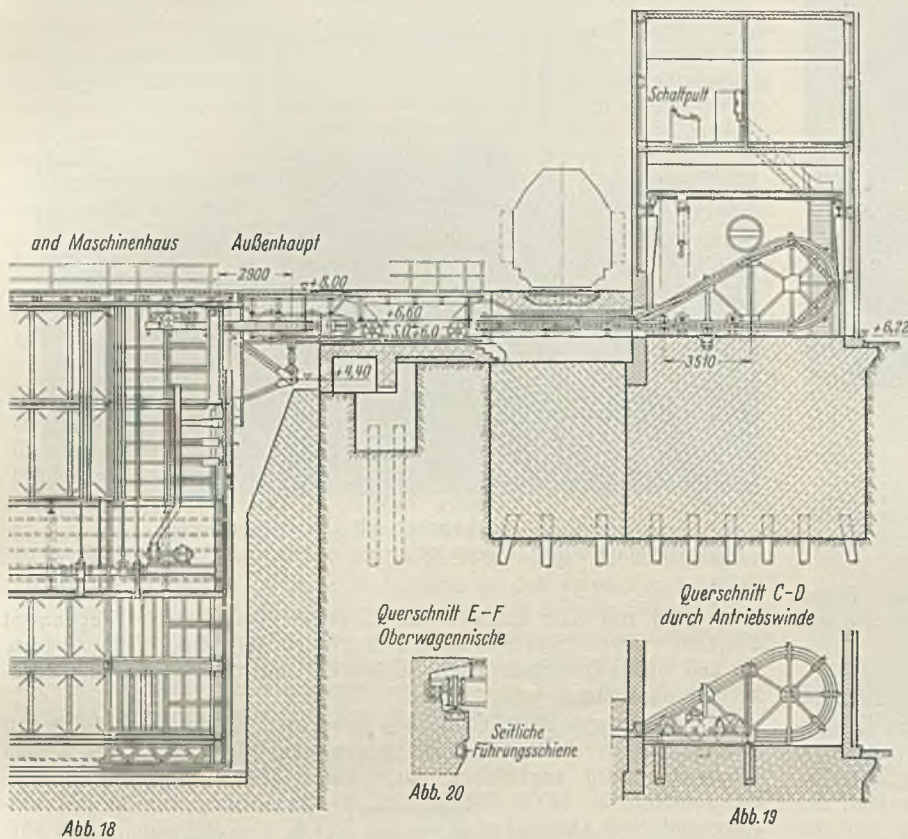


Abb. 18

Abb. 19

Abb. 20

Draufsicht auf Oberwagen, Beiwagen u. Antriebswinde

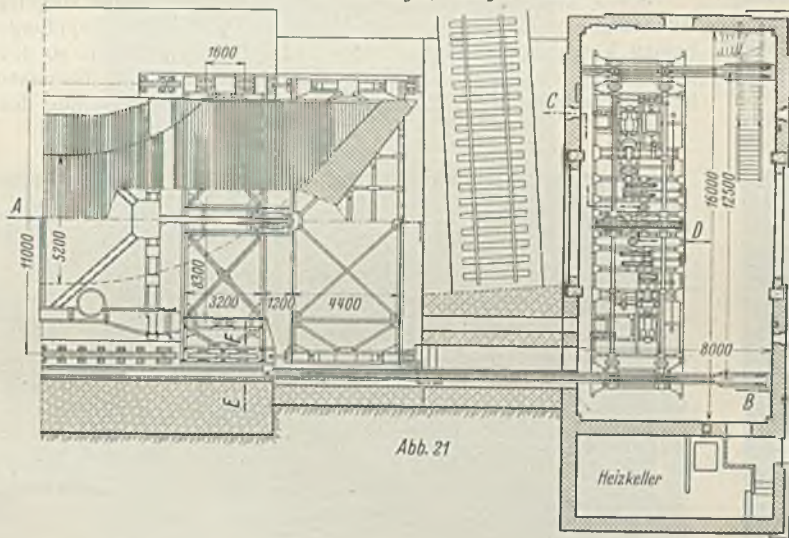


Abb. 21

Abb. 18 bis 21. Tor in Torkammer mit Antriebswinde. M. 1:300.

Schwellen ruhen auf dem nachträglich eingebrachten Beton voll auf. Um das häufig vorkommende Abbröckeln zu verhüten, war zwischen Unterkante der Schiene und Oberkante der Betonmauer ein großer Spielraum vorgesehen, der unter Verwendung von Eiseneinlagen ausbetoniert worden ist. Die Entfernung von Mitte bis Mitte der beiden Schienen beträgt 11 m.

2. Unterwagen. Der Unterwagen (s. Abb. 22 bis 26), der für eine größte Belastung (einschließlich Eigengewichts) von 220 t bei Bewegung und 290 t bei Ruhe berechnet worden ist, hat ein Gewicht von 25 t (in Luft). Er ruht auf vier Laufrädern von 1,5 m  $\phi$  mit beiderseitigen Spurkränzen und sehr breiter Nabe. Gerade beim Unterwagen spielt der große Durchmesser der Räder eine wichtige Rolle, weil dadurch die Abnutzung der Lager, die bei sonst gleichen Verhältnissen im umgekehrten Verhältnis zu den Raddurchmessern steht, kleiner wird. Um die Lagerabnutzung, die bestimmend ist für die Häufigkeit des Aus-

wechslens des Unterwagens, weiterhin zu verringern, ist auch hier wie beim Oberwagen Walzenlagerung vorgesehen worden. Beim Unterwagen darf diese Art der Lagerung nur verwendet werden, wenn das Eindringen von Schlick oder Sand in die mit Fett gefüllten Walzenkammern der Laufradnabe sicher verhütet wird. Dies soll hier dadurch erreicht werden, daß die Laufradnabe von einem an dem Rahmen befestigten Gehäuse umschlossen wird, daß nach Art der Labyrinthdichtung ausgebildet und vollständig mit Fett gefüllt ist (s. Abb. 23). Die Spurweite des Unterwagens ist so groß gemacht worden, wie es die Tor-konstruktion zuließ. Infolge der Verwendung des Federbleches konnte ein Spurmaß von 6,8 m erreicht werden.

In der Laufebene der Räder, zwischen den beiden Rädern einer Seite, sind die Kehrrollen angeordnet, auf denen das Tor ruht und die Kkehrbewegung ausführt. Die in den Unterwagen eingebaute Federung, die das Tor nach Ausgleich der Wasserstände stets in seine Mittellage zurückführt, ist aus Abb. 22 u. 23, ersichtlich. Die Tellerfedern sind in einem mit Fett gefüllten Gehäuse untergebracht. Die Federkraft wird durch die beiderseits aus dem Gehäuse herausgeführte Stange auf zwei Konsolen übertragen, die unter dem betreffenden Stab des Riegels I sitzen. Konsolen und Federstange sind mit hornartig ausgebildeten Gleitstücken versehen, damit die Konsolen beim Absenken des Tores auf den Unterwagen stoßfrei in richtigen Eingriff mit der Federstange gelangen.

Das Tor ruht mit einer ebenen, geschliffenen Druckplatte aus St 70 · 11 auf der Kehrrolle, die einen Durchmesser von 0,65 m hat und gleichfalls mit Walzenlagerung versehen ist. Der Unterwagen wird vom Tor in der Weise mitgenommen, daß der Riegel I sich gegen die auf dem Unterwagen aufgebauten Führungshörner legt. An dieser Stelle ist der betreffende Stab des Riegels I mit einem kräftigen Stahlgußstück ausgerüstet. Das Spiel zwischen diesem Stahlgußstück und den Hörnern beträgt im ganzen 15 mm. Die Hörner sind nach oben beträchtlich erweitert, damit das Tor beim Absenken, auch wenn der Unterwagen nicht seine ganz genaue Stellung erhalten hat, richtig auf die Kehrrollen abgesetzt wird.

Die Unterwagenschiene und ihre Lagerung sind besonders sorgfältig durchgebildet worden (s. Abb. 22). Die Schiene, die aus St 70 · 11 besteht und ein Sonderprofil erhalten hat, ist am Kopf 140 mm breit und 120 mm hoch. Sie ruht ihrer ganzen Länge nach auf einer Längsschwelle, die als Kasten-träger ausgebildet ist. Die Schiene ist nicht unmittelbar mit der Längsschwelle verschraubt, sondern durch Klemmleisten festgehalten, von denen die eine mit der Längsschwelle vernietet ist, während die andere bei Auswech-

selung der Schienen entfernt werden kann. Die Kopfschrauben, mit denen die losnehmbare Klemmleiste gegen Schiene und Schwelle gepreßt wird, bestehen aus nichtrostendem Stahl und sind versenkt angeordnet worden. Dadurch sollen sie vor dem Abscheren durch feste Gegenstände geschützt werden, die etwa vom Tor oder vom Unterwagen mitgenommen werden sollten. Am Unterwagen sind Schienenträger angebracht, die zugleich als Radbruchstützen dienen.

Der Unterwagen konnte nicht unter dem ersten Querverband, vom Tor-ende ab gerechnet, eingebaut werden, weil zwischen Endverband und erstem Querverband Kufen angeordnet sind. Um die Konstruktionsbreite der Kufen hätte sich die Spurweite des Unterwagens verringert, und damit wäre auch die Abstützung des Tores ungünstiger geworden. Somit mußte der Wagen um ein lotrechtes Feld weiter nach Tormitte zu versetzt werden. Diese Stellung des Unterwagens war auch noch aus einem anderen Grunde erwünscht: Es konnte dadurch vermieden werden, die



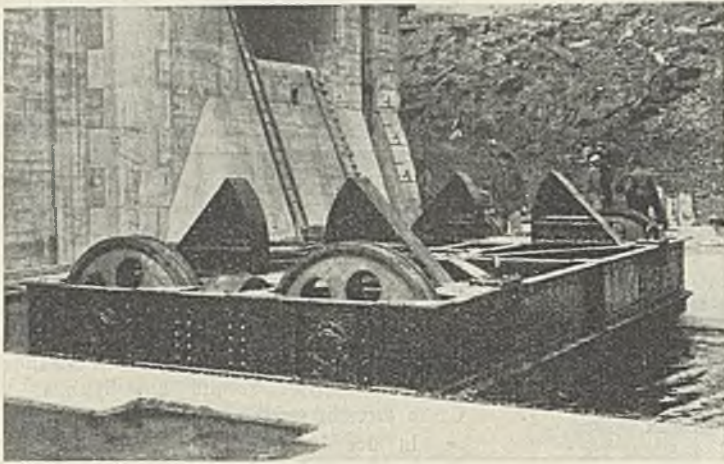


Abb. 26. Unterwagen.

Laufschienen über die Fuge zweier Sohlenblöcke hinwegzuführen, von denen man wegen ihrer völlig verschiedenen Gestalt ungleichmäßige Setzungen erwartet.

Um bei Beschädigung oder regelmäßiger Überholung eines Unterwagens einen sofortigen Austausch zu ermöglichen, ist ein Ersatzunterwagen beschafft worden.

#### c) Antrieb.

Die Anordnung des Antriebes geht aus Abb. 18 bis 21, 28 u. 29 hervor. Die Zahnstange besteht aus Gliedern von 2,4 m Länge. An den Gelenkpunkten sitzen auf den verlängerten Triebstockbolzen die Führungsrollen, die auf einer aus vier U-Eisen bestehenden Bahn geführt sind. Zwischen den beiden oberen und unteren U-Eisen der Führungsbahn läuft der belastete Strang der Zahnstange, auf den beiden oberen U-Eisen läuft der umgelenkte, stets unbelastete Strang. Gegen zufälliges Ausknicken nach oben ist dieser unbelastete Strang geschützt durch Anschläge, die an den 2,5 m voneinander entfernten Böcken für die Befestigung der Führungsbahn sitzen. Das seitliche Ausknicken der Zahnstangen wird verhindert durch horizontale Führungsrollen, die zwischen den U-Eisen der Führungsbahn eingebaut sind und mit geringem Spiel zwischen den Wangen der Zahnstange liegen. Entsprechend der aus der Spurweite der Laufschienen (11 m) sich ergebenden Konstruktionsbreite des Oberwagens ist der Abstand der beiden Zahnstangen zu 12,5 m bedingt.

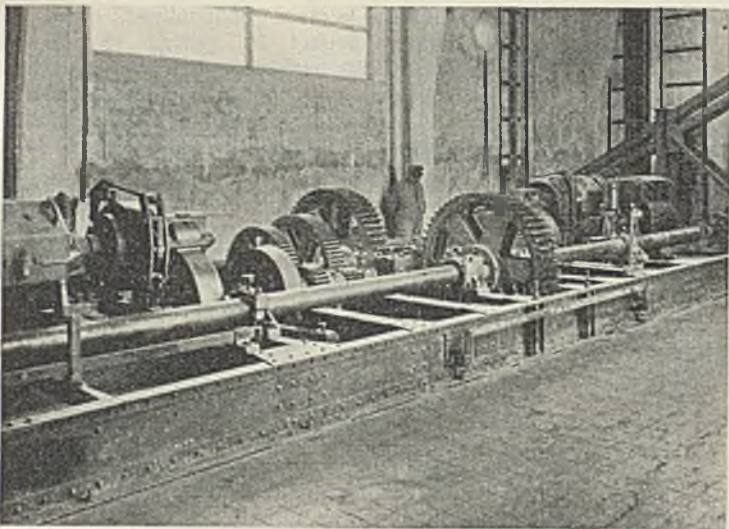
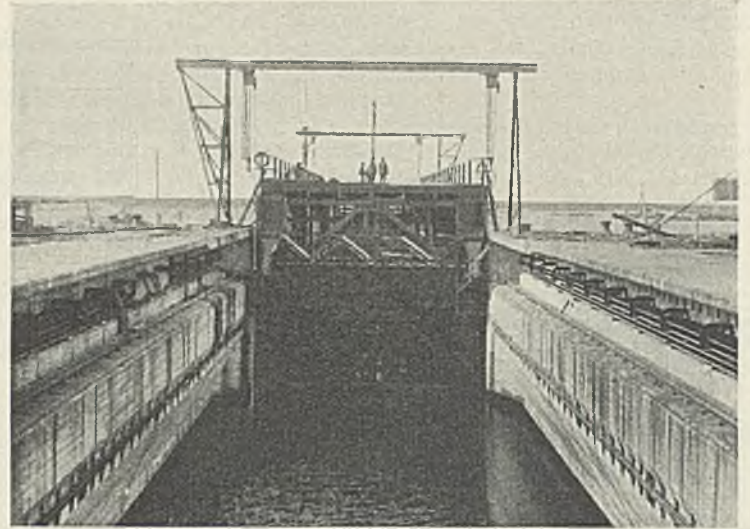


Abb. 28. Torantriebwinde.

Die Führungsbahn ist in einer überdachten Nische (s. Abb. 27) der Torkammerseitenwand untergebracht und liegt daher gut geschützt gegen die unmittelbaren Einwirkungen von Wind und Wetter, insbesondere auch gegen Hineinfallen fester Gegenstände. Diese Nische, in der gleichfalls die Oberwagenschiene liegt, ist so geräumig angelegt worden, daß sie bequem begangen werden kann, wodurch eine gute Unterhaltung der betreffenden Antriebs Teile wesentlich gefördert wird.

Die Triebwerkteile der Antriebwinde sind auf einem kräftigen Profilleisenrahmen aufgebaut. Der Rahmen ist für die größte Zugkraft der Winde von 100 t bemessen und mußte daher sehr sorgfältig mit dem schwer ausgebildeten Fundament verbunden werden. Die waagerechte

Abb. 27. Torkammer mit Oberwagennische  
(Zahnstangenführung, Oberwagenschiene, seitliche Führungsschiene).

Kraft wird von dem Rahmen auf kürzestem Wege in das Fundament eingeleitet durch zwei Sporne, die unter den Zahnstangenmitten sitzen. An den Windwerkrahmen sind die beiden Umlenkkurven für die Zahnstangen angebaut.

Das Triebwerk besteht aus zwei getrennten Windwerken, die je mit zwei Ritzeln in die beiden Zahnstangen eingreifen. Jedes der beiden Windwerke wird angetrieben durch einen geschlossenen Hauptstromelektromotor für 440 V Gleichstrom, 30-min-Leistung von 68 kW, entsprechend einer Dauerleistung von rd. 30 kW,  $n = 590/\text{min}$ . Durch eine in das Schaltpult eingebaute Wahlwalze ist die Möglichkeit gegeben, vier verschiedene Motorschaltungen einzustellen: Motor I allein, Motor II allein, Motor I und II in Parallelschaltung, Motor I und II in Reihenschaltung.

Jedes Triebwerk enthält ein umschaltbares Wechselvorgelege für Änderung der Übersetzung im Verhältnis 1:2. Die Kupplungen der beiden Vorgelege sind miteinander zwangläufig verbunden, so daß Fehlschaltungen ausgeschlossen sind. Die Motoren sind so bemessen, daß bei Einschaltung eines Motors und bei einem Fahrwiderstande des Tores

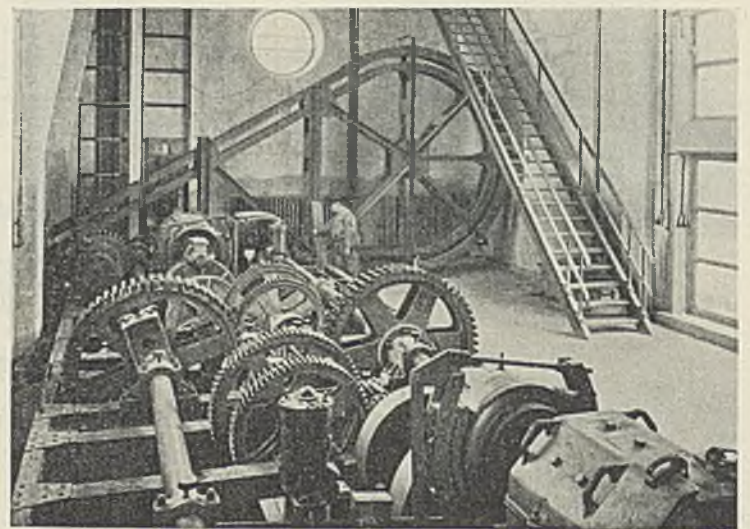


Abb. 29. Torantriebwinde.

von 25 t mit dem schnellen Gang die normale Fahrgeschwindigkeit von 0,2 m/sek erreicht wird.

Die beiden Triebwerke sind durch die Zahnstangen miteinander gekuppelt. Auch wenn nur ein Motor eingeschaltet ist, läuft demnach das andere Triebwerk unbelastet mit. Die eine der beiden Ritzelwellen ist starr, um die gleichmäßige Bewegung der beiden Zahnstangen sicherzustellen. Die andere Ritzelwelle enthält in ihrer Mitte ein Differentialgetriebe, um etwaige Ungleichmäßigkeiten in der Teilung der Triebstockverzahnung und in der Abnutzung auszugleichen. Für den Fall, daß die starre Ritzelwelle wegen Instandsetzungsarbeiten herausgenommen ist, wird das Differentialgetriebe durch eine besondere Vorrichtung starr



gemacht. Jedes Triebwerk ist mit einer Rutschkupplung versehen, um bei Überlastungen Brüche der Triebwerkteile zu verhindern.

Das Tor wird auf den ersten und letzten 4 m seines Weges selbsttätig stufenweise beschleunigt oder verzögert und in den normalen Endstellungen selbsttätig stillgesetzt. Sollte die normale Endlagenabschaltung versagen, so treten nach einer kleinen Überschreitung der normalen Endlage Notendschalter in Wirksamkeit. Wenn nun auch die Notendschaltung ausfallen sollte, dann läuft beim Schließen das Tor mit den am Endquerverband angebrachten Schutzleisten gegen das Nischenmauerwerk, beim Öffnen der Oberwagen gegen zwei mit dem Mauerwerk fest verankerte, starre Puffer. Die Puffer wie auch der Oberwagen sind an den Berührungsstellen mit Eichenholzklötzen versehen. Der Überweg des Tores nach Überschreitung der normalen Endlage bis zur Berührung mit dem Nischenmauerwerk oder den Puffern am Ende der Torkammer beträgt 0,25 m.

Die örtlichen Verhältnisse zwangen dazu, das nach der Columbuskaje führende Schnellzuggleis zwischen Torkammer und Maschinenhaus Außenhaupt durchzuführen (s. Abb. 18 u. 21). Dadurch wurde es notwendig, für jede Zahnstange unterhalb des Bahnkörpers einen Tunnel anzuordnen.

Handantrieb ist nicht vorgesehen worden. Da zwei verschiedene Stromquellen in den Schaltanlagen zur Verfügung stehen, ist die Stromlieferung sichergestellt. Auch bei den Triebwerken ist volle Reserve vorhanden. Dagegen könnte eine Störung an den Zahnstangen die Bewegung der Tore unmöglich machen. Sollte diese Störung nicht in kurzer Zeit zu beheben sein, dann soll nach dem Abkuppeln der Zahnstangen vom Oberwagen das Tor in die Verschlussstellung gebracht werden durch ein auf der Nischenseite aufgestelltes Spill von 20 t Zugkraft, während für das Öffnen des Tores zwei von der einen Ritzelwelle der Hauptwinde angetriebene Seilwinden für je 10 t Zugkraft vorgesehen sind, deren Seile an dem Oberwagen befestigt werden.

### C. Tormontage.

Um ein gutes Passen der Anschlüsse auf der Baustelle sicherzustellen, sind die Riegel im Werk mit allen zugehörigen Stäben ausgelegt worden.

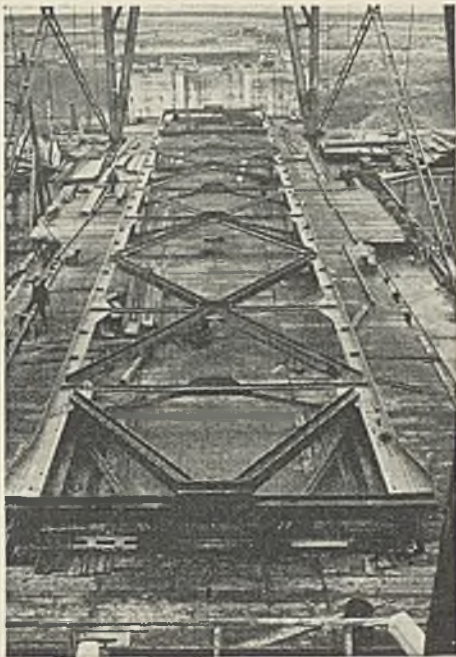


Abb. 30. Arbeitsbühne über der Torkammer mit Riegel I.

Alle Niellöcher für die auf der Baustelle zu schlagenden Niete sind im Werk etwa 2 mm kleiner gebohrt und auf der Baustelle auf das richtige Maß aufgerieben worden.

Sämtliche Nähte der Stauwände unterhalb des Schwimmkastenbodens und oberhalb der Schwimmkastendecke sind von außen gestemmt worden. Beim Schwimmkasten wurden sämtliche Nähte und Niete von innen verstemmt bis auf die Niete der innen sitzenden Versteifungseisen, die für das Verstemmen nur von außen zugänglich sind. Elektrische Schweißung ist für die Abdichtung nur dort angewendet worden, wo ein Verstemmen nicht möglich war. Das sichere Verstemmen der Nietköpfe ist durch Verwendung von Kesselnieten erleichtert worden. Die Dichtigkeitsprobe ist in der Weise vorgenommen worden, daß sämtliche Zellen einzeln mit Wasser gefüllt worden sind, während das Tor noch auf der Montagebühne stand.

Das Bauprogramm machte es unmöglich, die Tore auf der Sohle der Häupter oder der Schleusenammer zu bauen, ließ auch nicht zu, daß die Tore in einem nahe gelegenen Dock errichtet wurden. Es verblieb daher als einzige Lösung der Zusammenbau über der Torkammer und das Absenken der Tore nach Fertigstellung. Es war aber weiterhin auch nicht angängig, die Tore nur bis zur Schwimmkastendecke über der Torkammer zu bauen und den restlichen Teil nach dem Absenken im schwimmenden Zustande fertigzustellen. Für solche Arbeiten hat die Torkammer nicht die genügende Breite, da es nicht vorgesehen ist, die Torkammer später trockenlegen und als Dock für die Tore zu benutzen. Die Torkammer lediglich wegen der Tormontage breiter zu

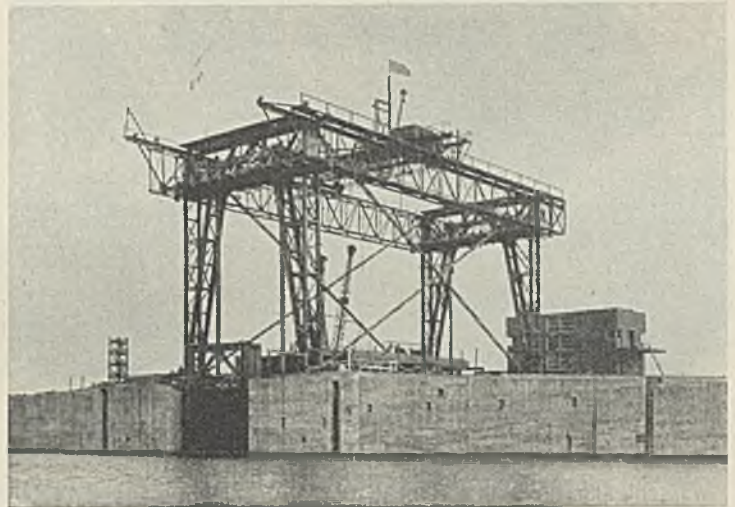


Abb. 31. Montagegerüst. Tor in die Torkammer bis zur Schwimmlage abgesenkt. Im Hintergrunde Maschinenhaus.

machen, kam natürlich nicht in Betracht. Die Tore mußten daher in ihrer vollen Höhe auf der Torkammer fertiggestellt werden. Die Restarbeiten an dem in der Torkammer schwimmenden Tor sollten auch deswegen soweit als möglich beschränkt werden, weil es sich nicht vermeiden läßt, daß Werkzeuge und Geräte ins Wasser fallen. Das Absenken der Sohle der Torkammer nach solchen heruntergefallenen Teilen, die bei Inbetriebnahme der Tore erheblichen Schaden anrichten können, verursacht bedeutende Kosten für Taucher und gibt doch keine sichere Gewähr für die vollständige Beseitigung der Hindernisse. Um die Höhe der beiden Portale, an denen die Tore beim Absenken aufgehängt werden, zu beschränken, ist zugelassen worden, daß die Portale in das Torprofil oberhalb von Riegel V einschneiden (s. Abb. 13 u. 14).

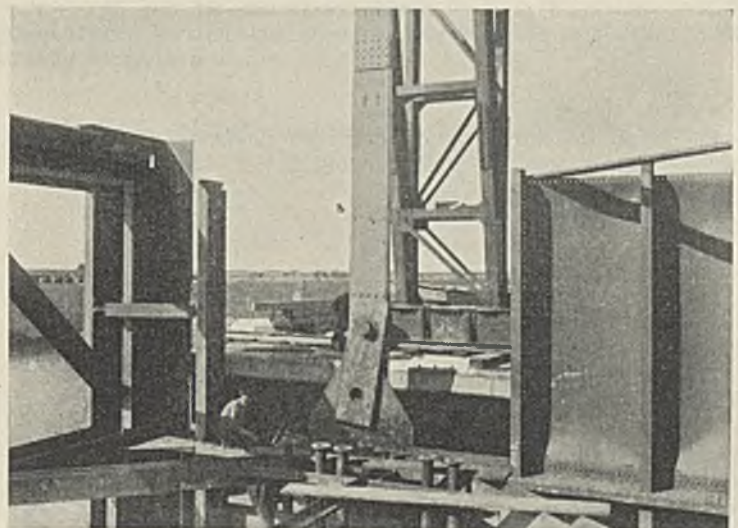


Abb. 32. Absenkband.

Für den Aufbau der Tore ist die Torkammer durch eine Arbeitsbühne aus I-Trägern mit Bohlenbelag abgedeckt worden (s. Abb. 30). Die beiden Absenkportale sind durch zwei in der Längsrichtung des Tores verlaufende Gitterträger verbunden worden. Diese Träger dienten zu gleicher Zeit als Laufbahn für den elektrischen Montagekran von 15 t Tragfähigkeit. Der Kran nimmt die Werkstücke von der Arbeitsbühne auf und verteilt sie über das Tor (s. Abb. 31).



Das um etwa 18 m abzusenkende Torgewicht betrug etwa 950 t. Für die Bemessung der Absenkvorrichtung ist ein Winddruck von  $250 \text{ kg/m}^2$  und die Verteilung der Last auf nur zwei der vorhandenen vier Aufhängepunkte zugrunde gelegt worden, wobei Spannungen bis zu  $2000 \text{ kg/cm}^2$  bei St 37 zugelassen worden sind.

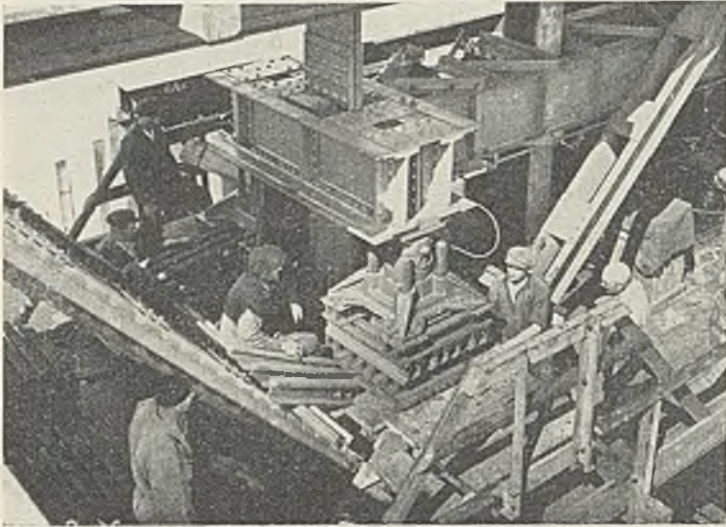


Abb. 33.  
Absenkvorrichtung mit Schienenstapel und Presse.

Während des Absenkens wurden die Tore an vier breiten, aus mehreren Blechen zusammengesetzten Bändern aufgehängt, die durch Bolzen mit der an dieser Stelle besonders verstärkten Torwand verbunden

waren (s. Abb. 32). Das Absenken selbst ging mit Hilfe von acht Druckwasserpressen von je 225 t Tragfähigkeit durch Abbauen und Wiederaufbauen von acht Schienenstapeln von etwa 1,4 m Höhe reibungslos vor sich (s. Abb. 33). Beim Außentor hat der Absenkvorgang  $3\frac{1}{2}$  Tage in Anspruch genommen bei einer täglichen Arbeitszeit von etwa 10 Stunden. Der Entwurf der Montage- und Absenkvorrichtung stammt von dem Torlieferwerk.

#### D. Anstrich.

Auf einen dauerhaften Rostschutz der Tor konstruktion ist besonderer Wert gelegt worden. Es sind daher im Werk nach dem Zuschneiden und Bohren sämtliche Eisenteile mit Sandstrahlgebläse in gedeckten Hallen entrostet und sofort anschließend mit einem ersten Anstrich von Bleimennige versehen worden. Der zweite Bleimennigeanstrich ist nach dem Zusammenbau zu versandbereiten Teilen und nach Ausbesserung der beschädigten Stellen des ersten Anstriches gleichfalls im Werk aufgebracht worden. Auf der Baustelle ist auf fortlaufende Ausbesserung der beschädigten Stellen des Anstriches geachtet worden. Als Schutzanstrich ist auf Grund der Erfahrungen bei verschiedenen großen Schleusentoren der Bitumenheißstoffanstrich gewählt worden. Er besteht aus einem kalten Voranstrich mit Bitumenlösung und einem Hauptanstrich aus einem dickflüssigen Bitumenheißstoff, der etwa 3 mm stark aufgetragen wird.

#### E. Ausführende Firmen.

1. 3 Tore und sämtliche Schienen für Oberwagen, Unterwagen und seitliche Führungsrollen: Aug. Klönne, Dortmund. Unterlieferer für den Bitumenanstrich: Deutsche Bitunamel-G. m. b. H., Hamburg. —  
2. Torantriebe mit Oberwagen, Unterwagen, Beiwagen, seitliche Führungsrollen, Pumpen mit Rohrleitungsanlage im Schwimmkasten, gesamte elektrische Schaltanlage: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg. Unterlieferer: für die elektrische Ausrüstung: Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin; für die Pumpen und Rohrleitungen: L. W. Bestenbostel & Sohn, Bremen; für die Befehls- und Fernmeldeanlagen für Wasserstände, Tor- und Umlaufschützenbewegung: Neufeld & Kuhnke, Kiel. (Fortsetzung folgt.)



Alle Rechte vorbehalten.

### Berechnung abgespannter Funkmaste.

Von Dipl.-Ing. K. Faure, Berlin-Friedenau.

#### I. Bestimmung der elastischen und geometrischen Verschiebungen der Aufhängepunkte schräg und flach gespannter Seile.

Für die Berechnung abgespannter Türme und Maste ist es erforderlich, eine Beziehung zwischen den Verschiebungen und den im Seil auftretenden Kräften herzuleiten, wobei der geringe Durchhang zwischen der Sehnengeraden der Aufhängepunkte und der Kettenlinie berücksichtigt werden möge.

##### a) Untersuchung der Abspannseile nach der Theorie der Kettenlinie.

Im folgenden soll für nebenstehendes Seil (Abb. 1) die Beziehung zwischen der Spannungserhöhung des Seiles und der dadurch entstehenden Verschiebung abgeleitet werden.

- Es bedeutet:
- $h$  die Höhe zwischen den Aufhängepunkten  $A$  und  $B$ ,
- $s$  die Länge des Seiles zwischen den Aufhängepunkten  $A$  und  $B$ ,
- $H$  die Horizontalkraft des Seiles,
- $N$  die Spannkraft des Seiles in Richtung der Seilsehne,
- $a$  das Parameter,
- $g$  das Gewicht des Seiles in kg/m.

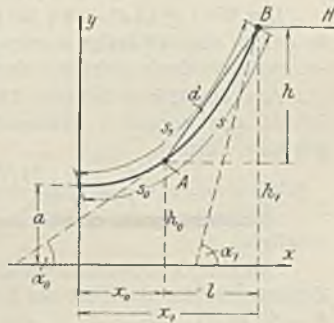


Abb. 1.

Die allgemeine Gleichung der Kettenlinie lautet

$$y = a \cdot \cos^2 \frac{x}{a},$$

wo  $a = \frac{H}{g}$  ist.

Für die Punkte  $A$  und  $B$  erhält man

$$h_0 = a \cdot \cos^2 \frac{x_0}{a}$$

$$h_1 = a \cdot \cos^2 \frac{x_1}{a}$$

$$h_1 - h_0 = h = a \left( \cos^2 \frac{x_1}{a} - \cos^2 \frac{x_0}{a} \right)$$

$$(1) \quad h = 2a \cdot \sin \frac{x_1 + x_0}{2a} \cdot \sin \frac{l}{2a}$$

Ferner ist allgemein

$$H \cdot \frac{dy}{dx} = gs$$

$$s = \frac{H}{g} \cdot \frac{dy}{dx} = a \cdot \sin \frac{x}{a}$$

Für die Punkte  $A$  und  $B$  erhält man

$$s_0 = a \cdot \sin \frac{x_0}{a}$$

$$s_1 = a \cdot \sin \frac{x_1}{a}$$

$$s_1 - s_0 = s = a \left( \sin \frac{x_1}{a} - \sin \frac{x_0}{a} \right)$$

$$(2) \quad s = 2a \cdot \cos^2 \frac{x_1 + x_0}{2a} \cdot \sin \frac{l}{2a}$$

Aus den Gl. 1 und 2 folgt

$$(2a) \quad s^2 - h^2 = 4a^2 \cdot \sin^2 \frac{l}{2a} \left( \cos^2 \frac{x_1 + x_0}{2a} - \sin^2 \frac{x_1 + x_0}{2a} \right) = 4a^2 \cdot \sin^2 \frac{l}{2a}$$

$$\sqrt{s^2 - h^2} = 2a \cdot \sin \frac{l}{2a}$$

$$\frac{\sin \frac{l}{2a}}{\frac{l}{2a}} = \frac{\sqrt{s^2 - h^2}}{l}$$

Es ist aber

$$\frac{\sin \alpha}{\alpha} = 1 + \frac{\alpha^2}{6} + \frac{\alpha^4}{120} + \frac{\alpha^6}{5040} + \dots$$

Die Werte der Reihe vom vierten Gliede an werden, da sie sehr klein sind, vernachlässigt.

Daher ergibt sich

$$\frac{\sin \frac{l}{2a}}{\frac{l}{2a}} = 1 + \frac{\left(\frac{l}{2a}\right)^2}{6} + \frac{\left(\frac{l}{2a}\right)^4}{120} = \frac{\sqrt{s^2 - h^2}}{l}$$

Für  $\sqrt{s^2 - h^2}$  soll  $C$ , für  $\left(\frac{l}{2a}\right)^2$  soll  $K$  eingesetzt werden.

Man erhält somit die Gleichung

$$1 + \frac{K}{6} + \frac{K^2}{120} = \frac{C}{l}$$

woraus

$$K = -10 \pm \sqrt{20 \left( 6 \frac{C}{l} - 1 \right)}$$

Setzt man die entsprechenden Werte für  $K$  und  $C$  ein, so erhält man:

$$\frac{l}{2a} = \sqrt{K} = \sqrt{-10 + \sqrt{20 \left( \frac{6 \sqrt{s^2 - h^2}}{l} - 1 \right)}}$$

$$a = \frac{H}{g} = \frac{l}{2 \sqrt{-10 + \sqrt{20 \left( \frac{6 \sqrt{s^2 - h^2}}{l} - 1 \right)}}$$

$$(3) \quad H = \frac{lg}{2 \sqrt{-10 + \sqrt{20 \left( \frac{6 \sqrt{s^2 - h^2}}{l} - 1 \right)}}$$

Aus der Gl. 3 läßt sich  $H$  bei gegebenem  $g, s, h$  und  $l$  errechnen. Ändert sich die Horizontalkraft  $H$  um  $\Delta H$ , so ändert sich  $l$  um den Wert  $\Delta l_g$  (der veränderliche Durchhang). Die Höhe zwischen den Aufhängepunkten  $A$  und  $B$  wird als konstant angenommen. Die Gl. 3 lautet somit für diesen Fall:

$$H_1 = H + \Delta H_1 = \frac{(l + \Delta l_g)g}{2 \sqrt{-10 + \sqrt{20 \left( \frac{6 \sqrt{s^2 - h^2}}{l + \Delta l_g} - 1 \right)}}$$

Die elastische Verschiebung des Punktes  $B$  infolge der Kraft  $H_1 = H + \Delta H_1$  soll für die verschiedenen Werte  $\Delta H$  getrennt von der geometrischen Verschiebung untersucht werden, wie dies auf S. 330 als zulässig nachgewiesen wird.

$$N = H \cdot \frac{d}{l} \quad \text{und} \quad \Delta N = \Delta H \cdot \frac{d}{l}$$

Bei einer Änderung des Spannungszustandes des Seiles ändern sich  $d, l$  und  $h$  (Abb. 2).  $d$  und  $l$  werden veränderlich angenommen, während  $h$  genügend genau konstant angenommen werden darf.

Es ist dann

$$l^2 = d^2 - h^2$$

$$\Delta l \cdot l = \Delta d \cdot d$$

$$\Delta l = \Delta d \cdot \frac{d}{l} = \omega = B - B_1$$

$$\Delta l = \Delta l_g + \Delta l_e$$

Auf Grund der abgeleiteten Gleichungen läßt sich die Beziehung zwischen dem Wert  $H$  und der Gesamtverschiebung  $\omega$  in Form einer Kurve leicht darstellen.

Außer der vorstehend abgeleiteten Formel 3 für  $H$  (bis zu kleinen Größen

vierter Ordnung) lassen sich auch andere Formeln ableiten.

Die oben entwickelte Formel 2a:

$$s^2 - h^2 = 4a^2 \cdot \sin^2 \frac{l}{2a}$$

läßt sich auch folgendermaßen schreiben:

$$s^2 - h^2 = 2a^2 \left( \cos^2 \frac{l}{a} - 1 \right),$$

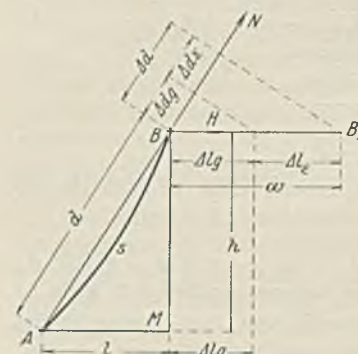


Abb. 2.



$$\cos \frac{l}{a} = 1 + \frac{\left(\frac{l}{a}\right)^2}{2} + \frac{\left(\frac{l}{a}\right)^4}{24} + \frac{\left(\frac{l}{a}\right)^6}{720} + \dots$$

$$s^2 - h^2 = 2 a^2 \left[ \frac{\left(\frac{l}{a}\right)^2}{2} + \frac{\left(\frac{l}{a}\right)^4}{24} \right]$$

Die Glieder der Cos-Reihe vom vierten Gliede an sind vernachlässigt worden.

$$s^2 - h^2 = l^2 + \frac{l^4}{12 a^2}$$

Für  $a$  wird der Wert  $a = \frac{H}{g}$  eingesetzt:  

$$\frac{g^2}{a^2} = \frac{g^2}{H^2}$$

Hiermit erhält man

$$(3') \quad s^2 - h^2 = l^2 + \frac{l^4 g^2}{12 H^2}$$

$$H = \frac{g l^2}{2 \sqrt{3 [s^2 - d_0^2]}}$$

Die Seillänge  $s$  ist gleich der Sehne  $d$  plus einem kleinen Werte, der mit  $\epsilon$  bezeichnet wird:

$$s = d + \epsilon$$

$$\frac{g^2 l^4}{12 H^2} = d^2 + 2 d \epsilon + \epsilon^2 - (h^2 + l^2)$$

$$h^2 + l^2 = d^2$$

Geht man nur bis zu kleinen Größen erster Ordnung, so erhält man

$$\frac{g^2 l^4}{12 H^2} = 2 d \epsilon$$

Setzt man für  $\epsilon = s - d$ , so erhält man für  $H$  folgenden Ausdruck:

$$(3a) \quad H = \frac{g l^2}{\sqrt{24 d (s - d)}}$$

Die elastische Verschiebung des Punktes  $B$  infolge der Kräfte  $H$  wird ebenso bestimmt, wie vorstehend gezeigt worden ist.

Die Formel 3a kann man auch erhalten, wenn man von vorher ein statt der Kettenlinie eine Parabel ansetzt.

b) Bestimmung der Verschiebungen der Angriffspunkte der Seile am Mast.

Setzt man den Wert von  $H$  aus Gl. 3a in die Gleichung

$$N = \frac{d}{l} \cdot H$$

ein, so ergibt sich

$$N = \frac{g d l}{\sqrt{24 d (s - d)}} = \frac{g d \sqrt{d^2 - h^2}}{\sqrt{24 d (s - d)}}$$

Bei einer Änderung des Spannungszustandes des Seiles ändern sich  $d$ ,  $l$  und  $h$ .  $d$  und  $l$  werden veränderlich angenommen, während  $h$  wie auch im vorigen genügend genau als konstant angenommen werden darf. Es ist dann

$$d^2 = h^2 + l^2$$

$$\Delta d_g d = \Delta l_g l$$

$$\Delta d_g = \frac{\Delta l_g l}{d}$$

wo  $\Delta d_g$  die geometrische Längenänderung der Diagonallänge ist.

Geht die Seilspannung  $N$  in  $N + \Delta N$  über, so ergibt sich für  $N + \Delta N$  folgende Formel:

$$N + \Delta N = \frac{g (d + \Delta d_g) \sqrt{(d + \Delta d_g)^2 - h^2}}{\sqrt{24 (d + \Delta d_g) [s - (d + \Delta d_g)]}}$$

$$N + \Delta N = N_1; \quad d + \Delta d_g = d_1$$

wo zwar  $\Delta d_g \ll d$ , aber  $\Delta N$  nicht  $\ll N$  ist,

$$N_1 = \frac{g d_1 \sqrt{d_1^2 - h^2}}{\sqrt{24 d_1 (s - d_1)}}$$

Erhebt man beide Seiten der letzten Gleichung ins Quadrat und setzt  $d_1 = d + \Delta d_g$ , so erhält man

$$24 N_1^2 s - 24 N_1^2 d - 24 N_1^2 \Delta d_g = g^2 (d^3 + 3 d^2 \Delta d_g + 3 d \Delta d_g^2 + \Delta d_g^3) - g^2 h^2 d - g^2 h^2 \Delta d_g;$$

da der Wert  $\Delta d_g$  im Verhältnis zu den anderen Größen sehr klein ist, werden die Glieder mit höherer Ordnung von  $\Delta d_g$  vernachlässigt. Die letzte Formel nimmt daher folgende Form an:

$$24 N_1^2 s - 24 N_1^2 d - 24 N_1^2 \Delta d_g = g^2 d^3 + 3 g^2 d^2 \Delta d_g - g^2 h^2 d - g^2 h^2 \Delta d_g$$

Hieraus ergibt sich

$$\Delta d_g = \frac{24 N_1^2 (s - d) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2 + 3 g^2 d^2 - g^2 h^2}$$

$$\Delta d_\epsilon = \frac{s (N_1 - N)}{E F}$$

$$\Delta d = \Delta d_g + \Delta d_\epsilon = \frac{24 N_1^2 (s - d) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2 + g^2 (3 d^2 - h^2)} + \frac{s (N_1 - N)}{E F}$$

Die Verschiebung  $B - B_1$  (s. Abb. 2) in waagerechter Richtung ist

$$(4) \quad \omega = \Delta l_g + \Delta l_\epsilon = \Delta d \cdot \frac{d}{l}$$

$$= \frac{d}{l} \left[ \frac{24 N_1^2 (s - d) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2 + g^2 (3 d^2 - h^2)} + \frac{s (N_1 - N)}{E F} \right]$$

Daß die getrennte Berechnung der geometrischen und der elastischen Verschiebung ( $\Delta l_g + \Delta l_\epsilon$ ) zulässig ist, kann man in folgender Weise erkennen.

Setzt man in der letzten Formel in das erste Glied statt des konstanten Wertes  $s$  den veränderlichen Wert  $s + \frac{\Delta N s}{E F}$ , womit die elastische Dehnung berücksichtigt ist, so fällt das zweite Glied der Gl. 4 fort, und man erhält für die Verschiebung  $\omega$  die Formel

$$(4a) \quad \omega = \Delta d \cdot \frac{d}{l} = \frac{d}{l} \left[ \frac{24 N_1^2 \left( s + \frac{\Delta N s}{E F} - d \right) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2 + g^2 (3 d^2 - h^2)} \right]$$

$$= \frac{d}{l} \left[ \frac{24 N_1^2 (s - d) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2 + g^2 (3 d^2 - h^2)} + \frac{24 N_1^2 \cdot \frac{\Delta N s}{E F}}{24 N_1^2 + g^2 (3 d^2 - h^2)} \right]$$

Der Wert  $g^2 (3 d^2 - h^2)$  ist im Vergleich zum Werte  $24 N_1^2$  sehr klein, so daß er vernachlässigt werden darf. Bei Vernachlässigung dieses Wertes im zweiten Gliede geht die Formel 4a in die Formel 4 über.

Aus demselben Grunde darf auch der Wert  $g^2 (3 d^2 - h^2)$  im ersten Gliede der Formel 4 vernachlässigt werden, so daß wir für  $\omega$  die abgekürzte Formel

$$(4b) \quad \omega = \Delta d \cdot \frac{d}{l} = \frac{d}{l} \left[ \frac{24 N_1^2 (s - d) - g^2 d (d^2 - h^2)}{24 N_1^2} + \frac{s (N_1 - N)}{E F} \right]$$

erhalten.

Um die Größenverhältnisse an einem Beispiel zu zeigen, sollen die Zahlenwerte für das Seil auf S. 331 in die Formel 4a eingesetzt werden.  $h = 60$  m,  $l = 35$  m, die Seillänge  $s = 69,491$  m, die Sehnenlänge  $d = 69,4622$  m, der Querschnitt des Seiles  $F = 1,82$  cm<sup>2</sup>, und das Seilgewicht  $g = 1,7472$  kg/m.

$$N = 308,864 \cdot \frac{69,491}{35} = 613 \text{ kg} = 0,613 \text{ t.}$$

$$\Delta N \approx (3,0 - 0,309) \cdot \frac{69,491}{35} = 5,32 \text{ t.}$$

Nach Einsetzung dieser Werte in die Formel 4a und Ausrechnung der einzelnen Glieder erhält man

$$\omega = \frac{69,491}{35} \left( \frac{24,5 - 17,6}{840 + 0,033} + \frac{81,5}{840 + 0,033} \right)$$

Wie aus dem Zahlenbeispiel ersichtlich, darf der Wert  $g^2 (3 d^2 - h^2) = 0,033$  im Vergleich zum Werte  $24 N_1^2 = 840$  vernachlässigt werden, da er, wie schon oben erwähnt, sehr klein ist.

c) Untersuchung der gleichzeitigen Wirkung von zwei gegenüberliegenden Seilen.

Im folgenden soll bei zwei gegenüberliegenden Seilen der Einfluß des Nachlassens des einen und des Strafferwerdens des anderen Seiles untersucht werden. Der Punkt  $B$  eines Mastes ist durch zwei Seile  $AB$  und  $A_1 B$  gehalten und befindet sich im Gleichgewicht (Abb. 3). Die waagerechte Komponente der beiden Seile ist  $H_l$  gleich  $H_r$ . Beide wirken einander entgegengesetzt. Infolge der Einwirkung einer äußeren Kraft erfährt der Punkt  $B$  eine Verschiebung nach  $B_1$  um den Wert  $\omega$ . Hierbei wächst die waagerechte Komponente  $H_l$  um  $\Delta H_l$ , während die waagerechte Komponente der Seilspannung des gegenüberliegenden Seiles um  $\Delta H_r$  kleiner wird. Einer Verschiebung  $\omega$  entspricht also ein Gesamtzuwachs der waagerechten Kraft

$$\Delta H = \Delta H_l + \Delta H_r$$

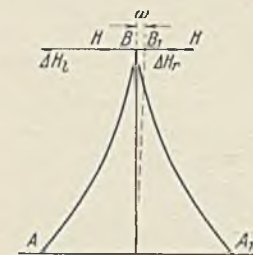


Abb. 3.

Um eine genaue Beziehung zwischen der Verschiebung  $\omega$  und dem Zuwachs der waagerechten Kraft  $\Delta H$  zu erhalten, ist die Verringerung der Seilspannung des rechten nachlassenden Seiles zu berücksichtigen.

Im folgenden Zahlenbeispiel ist bei Auftragung der Kurve für die Beziehung zwischen  $\Delta H$  und  $\omega$  der Wert  $\Delta H_r$  berücksichtigt, so daß man die Größe des Fehlers bei Vernachlässigung von  $\Delta H_r$  ersehen kann, und zwar wie folgt:

d) Zahlenbeispiel.

Die abgeleiteten Formeln 3 und 3a sollen für ein Zahlenbeispiel angewendet werden, um einen Vergleich ziehen zu können.

Gegeben ist ein Seil mit folgenden Abmessungen:  $h = 60,0$  m,  $l = 35,0$  m, Seillänge  $s = 69,491$  m, Sehnenlänge  $d = 69,4622$  m, Querschnitt des Seiles  $F = 1,820$  cm<sup>2</sup>, Seilgewicht  $g = 1,7472$  kg/m.



Die elastische Verschiebung infolge der Dehnung des Seiles in Richtung der waagerechten Kraft errechnet sich nach der Formel

$$\Delta l_e = \frac{\Delta N s}{EF} \cdot \frac{d}{l}$$

Die Ergebnisse sind in folgender Tabelle zusammengestellt.

1	2	3	4	5	6	7
$\Delta l_g$	$H + \Delta H$ nach Formel 3	$H + \Delta H$ nach Formel 3a	$\Delta l_e$ nach Formel 3	$\Delta l_e$ nach Formel 3a	$\omega = \Delta l_g + \Delta l_e$ nach Formel 3	$\omega = \Delta l_g + \Delta l_e$ nach Formel 3a
cm	kg	kg	cm	cm	cm	cm
± 0,00	308,8640	308,8880	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
+ 1,00	340,4613	340,6878	0,2210	0,2224	1,2210	1,2224
+ 2,00	383,9108	383,7448	0,5249	0,5236	2,5249	2,5236
+ 3,00	449,2528	449,2317	0,9822	0,9817	3,9822	3,9817
+ 4,00	565,5130	566,4831	1,7949	1,8018	5,7949	5,8018
+ 5,00	—	888,44	—	—	—	—
+ 5,50	—	1622,49	—	—	—	—
+ 5,60	—	2241,918	—	—	—	—
+ 5,70	—	8113,325	—	54,5910	—	60,2910

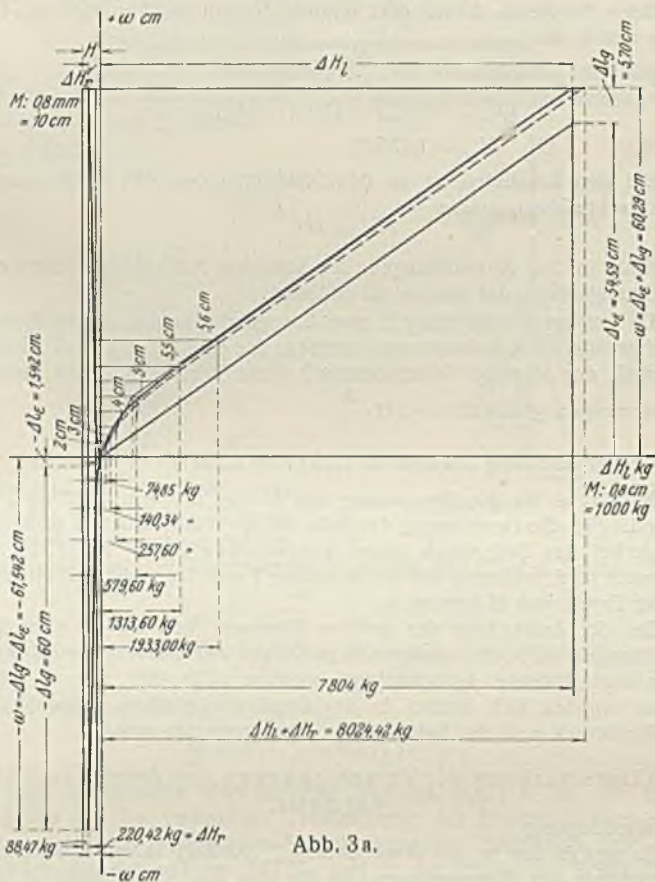


Abb. 3a.

Die in der Tabelle errechneten Ergebnisse sind in Abb. 3a graphisch dargestellt. Sie unterscheiden sich so wenig voneinander, daß sie bei einer graphischen Darstellung zusammenfallen.

Um den Einfluß eines gegenüberliegenden schlaffer werdenden Seiles zu berücksichtigen, soll im folgenden die Kurve für den Fall einer Verkleinerung von  $l$  um  $\Delta l_g + \Delta l_e$  berechnet werden. Es ergeben sich folgende nach der Gl. 3a errechnete Werte:

$\Delta l_g$	$H - \Delta H$ na. h. Gl. 3a	$\Delta l_g$	$H - \Delta H$ nach Gl. 3a
cm	kg	cm	kg
— 1,00	284,13	— 6,00	215,12
— 2,00	265,16	— 7,00	204,85
— 3,00	249,52	— 20,00	144,39
— 4,00	236,30	— 40,00	107,21
— 5,00	224,98	— 60,00	88,47

Entsprechend  $\Delta l_g = -60,0$  cm beträgt die elastische Verkürzung

$$\Delta l_e^{(60)} = \frac{\Delta N s}{EF} \cdot \frac{d}{l} = \frac{(308,89 - 88,47) \cdot 69,491 \cdot 69,4622^2}{2 \cdot 1500 \cdot 1,82 \cdot 35^2} = -1,542 \text{ cm.}$$

Die errechneten Werte sind in Abb. 3a als Verlängerung der schon vorher errechneten Kurve aufgetragen. Um die Werte  $\Delta H_l + \Delta H_r$  zu erhalten, ist diese verlängerte Kurve nach oben geklappt worden, so daß die Abszissen zwischen beiden Kurven die Gesamtänderung des Horizontal-

zuges ergeben. Hiernach wurde die Kurve für die Werte  $\Delta H_l + \Delta H_r$  punktiert eingetragen, die den Einfluß beider gegenüberliegenden Seile berücksichtigt:

$$\frac{\Delta H_l + \Delta H_r}{\Delta H_l} = \frac{8024,42}{7804} \approx 1,025.$$

Der Fehler bei der Vernachlässigung des schlaffer werdenden Seiles beträgt demnach rd. 2,5%. Wie die für  $H$  und  $\omega$  errechneten Werte zeigen, erhält man sowohl nach der Formel 3 wie auch nach der Formel 3a fast dieselben Zahlen, so daß sich für beide Fälle die in Abb. 3a dargestellte Kurve ergibt.

Hieraus ist ersichtlich, daß man bei der Berechnung von Seilen, wie sie für Abspannungen verwendet werden, je nach Belieben die Formel 3 oder 3a verwenden kann, ohne das Ergebnis der Rechnung irgendwie nennenswert zu beeinflussen.

Der Wert  $\Delta H_r$  stellt sich im Vergleich zum Werte  $\Delta H_l$  sehr gering heraus und wird deshalb später praktisch vernachlässigt werden.

## II. Die Berechnung abgespannter Funkmaste.

### a) Allgemeines.

Abgespannte Maste finden vielfach Verwendung zur Aufnahme der Antennen bei der drahtlosen Telegraphie und eignen sich hierfür ganz besonders, da sie eine sehr leichte Konstruktion bei großen Höhen ermöglichen.

Der abgespannte Mast erhält im Vergleich zu den festen Türmen verhältnismäßig kleine Abmessungen, so daß die Windfläche im Verhältnis zu festen Türmen bedeutend kleiner ist, wodurch eine größere Wirtschaftlichkeit des Bauwerks ermöglicht wird.

Da für die Abspannungen Drahtseile aus parallelen Drähten von hoher Festigkeit Verwendung finden, so erhalten diese kleine Durchmesser und bieten dem Winde geringe Angriffsflächen.

Die im Mast vorhandene gewisse Beweglichkeit ist bei seiner Verwendung in der drahtlosen Telegraphie unschädlich und kann durch eine größere Anfangsspannung und die damit verbundene Verringerung des Durchhanges, sowie durch eine entsprechende Querschnittbemessung der Seile stark verringert werden.

Je nach der Höhe des Bauwerkes wird der Mast in einem oder mehreren Punkten abgespannt. Die Berechnung eines solchen Bauwerkes bietet manche Besonderheiten, auf die im folgenden näher eingegangen wird.

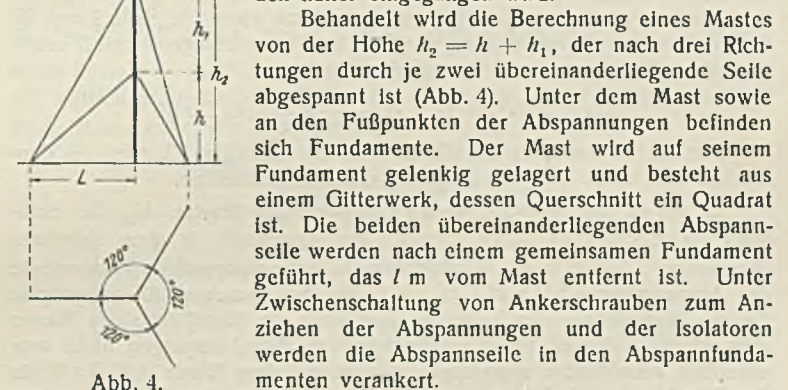


Abb. 4.

Behandelt wird die Berechnung eines Mastes von der Höhe  $h_2 = h + h_1$ , der nach drei Richtungen durch je zwei übereinanderliegende Seile abgespannt ist (Abb. 4). Unter dem Mast sowie an den Fußpunkten der Abspannungen befinden sich Fundamente. Der Mast wird auf seinem Fundament gelenkig gelagert und besteht aus einem Gitterwerk, dessen Querschnitt ein Quadrat ist. Die beiden übereinanderliegenden Abspannseile werden nach einem gemeinsamen Fundament geführt, das  $l$  m vom Mast entfernt ist. Unter Zwischenschaltung von Ankerschrauben zum Anziehen der Abspannungen und der Isolatoren werden die Abspannseile in den Abspannfundamenten verankert.

In statischer Hinsicht wird der Mast als biegegesteif, auf elastischen Stützen gelagerter Träger betrachtet.

Eine genaue Durchführung der Berechnung eines solchen Bauwerkes würde, wie weiter gezeigt, sich sehr umständlich gestalten. Infolge der auf den Mast wirkenden waagerechten Kräfte erleiden die Angriffspunkte der Seile Verschiebungen. Diese Verschiebungen setzen sich aus den elastischen Verschiebungen der Seile infolge der Dehnung ihres Materials und aus den geometrischen Verschiebungen infolge der Änderung des Bogenstiches der Seile zusammen.

Die elastischen Verschiebungen folgen dem linearen Gesetz, während die geometrischen Verschiebungen sich nach einer Kurve ändern.

Schon bei einem einfach statisch unbestimmten System erhält man bei genauerer Durchführung der Rechnung unter Berücksichtigung der geometrischen und elastischen Verschiebungen, wie weiter gezeigt wird, eine Gleichung fünften Grades zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größe.

Da eine derartige Rechnung viel zu zeitraubend sein würde, muß zu ihrer Vereinfachung ein Näherungsverfahren gewählt werden. Um die elastische und geometrische Verschiebung der Angriffspunkte der Seile zu berücksichtigen, wird mit ideellen Elastizitätsmodulen bzw. mit ideellen Werten  $\omega$  für die Verschiebung gerechnet. Das Verfahren wird weiter näher angegeben, ebenso die genauere Rechnung bei einer Unbekannten. Mit den für die einzelnen Seile bestimmten ideellen  $\omega$  kann dann der Mast leicht berechnet werden.



b) Belastungen.

Die Hauptbelastung des Mastes entsteht durch den auf ihn wirkenden Winddruck. Eine genaue Angabe des Winddruckes ist nur unter Zugrundelegung der örtlichen Verhältnisse möglich. Da die Maste größtenteils auf sehr dem Winde ausgesetzten Stellen gebaut werden, so wird in Deutschland mit einem Winddruck von 150 bis 200 kg/m<sup>2</sup> gerechnet. In Japan, das sehr heftigen Stürmen ausgesetzt ist, wird ein Winddruck bis 500 kg/m<sup>2</sup> in Rechnung gesetzt. Die Windfläche ist für den Mast zu errechnen, die vordere Fläche wird voll, die hintere mit 50% eingesetzt, bis auf die Diagonale, die ebenfalls voll eingesetzt wird. Außer der unmittelbaren Belastung durch den Winddruck hat der Mast noch den Winddruck auf die Seile und die lotrechte und waagerechte Belastung durch den Spitzenzug der Antenne aufzunehmen.

c) Untersuchung der für den Turm (Mast) und die Seile maßgebenden Windrichtung.

Windrichtung 1.

Hierbei wird nur ein Seil jeder Abspannung gespannt, und zwar das Seil I (Abb. 5). Sieht man von der Neigung der schräg vom Winde getroffenen Seile gegen die Waagerechte ab, so beträgt der von den Seilen auf den Mast ausgeübte Winddruck:

$$2 \sin^3 30^\circ \cdot \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W + \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W \sin^2 \alpha = 2 \cdot 0,125 \cdot \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W + \frac{D s W}{3} \cdot \sin^2 \alpha,$$

wo  $\alpha$  der Neigungswinkel des Seiles gegen die Waagerechte,  $D$  der Durchmesser des Seiles und  $s$  die Seillänge ist.

Windrichtung 2.

Hierbei werden die Seile II und III gespannt. Sieht man hier ebenso wie im Falle 1 von der Neigung der schräg vom Winde getroffenen Seile gegen die Waagerechte ab, so erhält man den von den Seilen auf den Mast ausgeübten Winddruck zu:

$$2 \sin^3 30^\circ \cdot \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W + \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W \sin^2 \alpha = \left( 0,0832 + \frac{\sin^2 \alpha}{3} \right) D s W$$

wie im Falle der Windrichtung 1.

Windrichtung 3.

Hierbei werden zwei Seile gespannt, und zwar die Seile I und III. Unter derselben Voraussetzung wie für die Windrichtungen I und II erhält man den Winddruck der Seile auf den Mast zu

$$(1,0 + 2 \sin^3 30^\circ) \cdot \frac{2}{3} \cdot D \cdot \frac{s}{2} \cdot W = 0,42 D s W.$$

Für die Bestimmung der Größtwerte der einzelnen Glieder des Bauwerkes sind diese drei Windrichtungen zu unterscheiden.

Es sei  $M$  das Moment,  $Q$  die Querkraft des Mastes,  $N_{st}$  die Stabkraft im Eckstab,  $Q_{1-2}$ ,  $Q_{2-3}$  usw. die Querkraft in den einzelnen Wandungen,  $H$  die in die Windrichtung fallende waagerechte Komponente der Abspannungen,  $H_0$ ,  $H_1$ ,  $H_2 \dots$  die der einzelnen Abspannungen. Da die Windflächen der Seile im Verhältnis zur Windfläche des Mastes sehr klein sind und bei den verschiedenen Windrichtungen nicht sehr erheblich voneinander abweichen, so wird mit dem Werte  $0,42 D s W$  für den Winddruck der Seile gegen den Mast bei allen drei Windrichtungen gerechnet. Die waagerechte Komponente kann mithin für alle Windrichtungen konstant angenommen werden. Das Moment  $M$ , das auf den Mast wirkt (Abb. 6), wird bei den verschiedenen Windrichtungen je von zwei Wandungen aufgenommen, so daß sich die Stielkraft infolge des Momentes zu  $N_{st} = \frac{M}{2b}$  ergibt, wo  $b$  die Systemhöhe der Wandungen ist. Dasselbe gilt auch für die Querkraft  $Q$ , so daß die Spannungen in den Diagonalen sich zu

$$S_D = \frac{Q}{2 \cdot \sin \varphi}$$

ergeben.

Im folgenden soll untersucht werden, bei welchen Windrichtungen für die einzelnen Glieder des Bauwerkes sich die größten Beanspruchungen ergeben.

Windrichtung 1.

$$N_{1st} = N_{2st} = N_{3st} = N_{4st} = \frac{M}{2b}$$

$$Q_{1-2} = Q_{3-4} = \frac{Q}{2}$$

$$H_1 = H$$

$$H_{II} = H_{III} = 0.$$

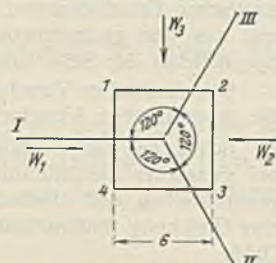


Abb. 6.

Windrichtung 2.

$$N_{1st} = N_{2st} = N_{3st} = N_{4st} = \frac{M}{2b}$$

$$Q_{1-2} = Q_{3-4} = \frac{Q}{2}$$

$$H_1 = 0$$

$$H_{II} = H_{III} = H.$$

Zerlegt man nämlich die in die Windrichtung fallende waagerechte Komponente  $H$  nach den Seilrichtungen  $H_{II}$  und  $H_{III}$ , so erhält man ein gleichseitiges Dreieck, da jeder Winkel gleich  $60^\circ$  ist.

Windrichtung 3.

$$N_{1st} = N_{2st} = N_{3st} = N_{4st} = \frac{M}{2b}$$

$$Q_{1-3} = Q_{2-4} = \frac{Q}{2}$$

$$H_1 = H \operatorname{tg} 30^\circ = 0,577 H$$

$$H_{II} = 0$$

$$H_{III} = \frac{H}{\cos 30^\circ} = 1,155 H.$$

Beim Vergleich dieser drei Windrichtungen ergeben sich die Größtwerte mithin zu:

$$N_{st} = \frac{M}{2b}$$

$$Q_{1-2} = Q_{3-4} = Q_{1-3} = Q_{2-4} = \frac{Q}{2}$$

$$H_{III} = 1,155 H.$$

Bei den Eckstielen ist zu den Stabkräften aus den Momenten noch die lotrechte Komponente

$$V = H \cdot \frac{h}{l}$$

der Kraft in den Abspannungen, die lotrechte Auflast der Antenne und das Eigengewicht des Mastes zu addieren.

Da bei der Windrichtung 2 zwei Abspannungen die gleiche Spannung  $1,0 H$  (waagerechte Komponente) erhalten, wie eine bei der Windrichtung 1, so erhält der Mast bei Windrichtung 2 einen lotrechten Druck durch die Abspannungen gleich  $2V = 2H \cdot \frac{h}{l}$ .

Bei Windrichtung 3 würde er  $1,155 V = 1,155 H \cdot \frac{h}{l}$  erhalten.

Mithin ist für die Berechnung des Mastes die Windrichtung 2 maßgebend. Für die Berechnung der Seile ist die Windrichtung 3 maßgebend, da hierbei das Seil durch einen waagerechten Druck von  $1,155 H$  beansprucht wird, während bei Windrichtung 1 und 2 auf ein Seil ein waagerechter Druck von  $H$  kommt.

Bei der Aufstellung der größten Momente muß die Einwirkung des Spitzenzuges, d. h. des waagerechten Zuges der zwischen zwei Masten gespannten Antenne berücksichtigt werden. Für den oberen Teil des Mastes ergeben sich hierbei in der Regel die größten Momente, wenn der Winddruck und der Spitzenzug entgegengesetzt wirken.

d) Untersuchung der Verschiebungen der Angriffspunkte der Seile.

Windrichtung 1.

Es sei  $H$  die in die Windrichtung 1 (Abb. 7) fallende waagerechte Komponente der Abspannungen, die für alle drei Windrichtungen gleich angenommen wird. Das Seil I erhält dadurch außer seiner Anfangsspannung eine Zusatzspannung, was eine Längenänderung seiner Sehne nach dem Hookeschen Gesetz zur Folge hat. Außer dieser elastischen Dehnung erfährt die Sehne des Seiles eine Längenänderung durch die Verringerung der Pfeilhöhe des Durchhanges — die als geometrische Verschiebung bezeichnet wird.

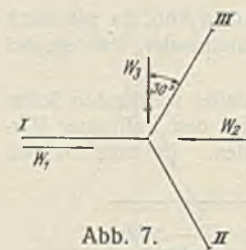


Abb. 7.

Die Beziehungen zwischen der Spannungsänderung eines Seiles sowie der Längenänderung der Sehne sind in der vorhergehenden Untersuchung der Seile besprochen. Die Längenänderung der Sehne des Seiles infolge der Kraft  $N = H \cdot \frac{d}{l}$  betrage  $\Delta d$  (Abb. 8).

Da der Mast auf seinem Fuß gelenkig gelagert ist, muß er infolge der Kraft  $H$  eine Drehung um seinen Fußpunkt vollbringen. Die endgültige Verschiebung des Punktes  $B$  kann als eine Längenänderung in Richtung der Sehne  $d$  um  $\Delta d$  und als eine Drehung des Seiles um den Punkt  $A$  und des Mastes um den Punkt  $m$  betrachtet werden. Da die

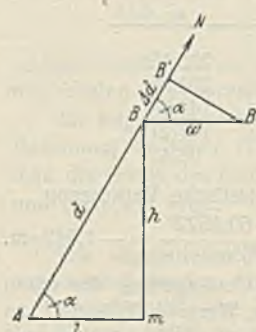


Abb. 8.



Verschiebungen im Vergleich zu den Abmessungen des Mastes und der Seile gering sind, kann man an Stelle des Bogens die Senkrechten setzen. Die endgültige Verschiebung ist

$$\omega = B - B'' = \frac{\Delta d}{\cos \alpha} = \frac{\Delta d \cdot d}{l}$$

Windrichtung 2.

Es sei  $H$  die in die Windrichtung fallende waagerechte Komponente der Abspannungen. Wie schon vorher nachgewiesen, sind die waagerechten Komponenten

$$H_{II} = H_{III} = H.$$

Mithin ergeben sich die Spannungen der Seile II und III

$$N_{II} = N_{III} = H \cdot \frac{d}{l} = N.$$

Jedes Seil der Abspannungen II und III erhält infolge der Kraft  $N$  eine Längenänderung  $\Delta d$  und in waagerechter Richtung eine Verschiebung  $\omega$ . Die endgültige Verschiebung des Punktes  $B$  (Abb. 9) kann daher als eine waagerechte Verschiebung  $BB'$  in der Ebene der Seile II und III und als eine Drehung um die Fußpunkte der Seile gedeutet werden. An Stelle der flachen Kreisbogen dürfen wiederum die Senkrechten gesetzt werden. Die Gesamtverschiebung des Punktes  $B$  ist

$$BB'' = \frac{BB'}{\sin 30^\circ} = \frac{\omega}{\sin 30^\circ} = 2\omega.$$

Es ist also bei der Windrichtung  $W_2$ , als Verschiebung der Angriffspunkte der Seile, der doppelte Wert der waagerechten Verschiebung eines Seiles in Rechnung zu setzen.

Windrichtung 3.

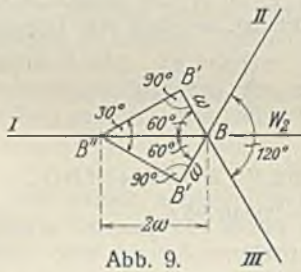


Abb. 9.

Es sei (Abb. 10)  $H$  wiederum die in die Windrichtung fallende waagerechte Komponente der Abspannungen. Bei der Windrichtung  $W_3$  erhält Seil III eine Spannung

$$N_{III} = H_{III} \cdot \frac{d}{l} = 1,155 H \cdot \frac{d}{l},$$

also eine waagerechte Verschiebung von rd. 1,155  $\omega$  in der Ebene des Seiles III.

Das Seil I erhält eine Spannung

$$N_I = H_I \cdot \frac{d}{l} = 0,577 H \cdot \frac{d}{l},$$

also eine waagerechte Verschiebung von rd. 0,577  $\omega$  in der Ebene des Seiles I. Die endgültige Verschiebung des Punktes  $B$  kann daher wiederum als eine waagerechte Verschiebung des Punktes  $B$  nach  $B'$  in der Ebene des Seiles I um 0,577  $\omega$  und in der Ebene des Seiles III um 1,155  $\omega$  von  $B$  nach  $B''$ , sowie als eine Drehung um die Fußpunkte der Seile betrachtet werden, wo wiederum für die Bogen die Senkrechten gesetzt werden. Die Gesamtverschiebung des Punktes  $B$  ist die Strecke  $BB''$ . Die Verschiebung des Punktes  $B$  in Richtung der Windkraft  $W_3$  ergibt sich zu rd. 1,175  $\omega$ .

Wie die Untersuchung ergeben hat, treten die größten Verschiebungen bei Windrichtung 2 auf, und zwar haben diese Verschiebungen bei dieser Windrichtung die doppelte Größe der waagerechten Verschiebungen der Windrichtung 1, bzw. bei Spannung eines Seiles.

e) Berechnung eines abgespannten Mastes unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen der Seilangriffspunkte.

Es soll nun ein zweifach abgespannter Mast untersucht werden und die statisch unbestimmte Größe  $M_B$  unter Zugrundelegung der Formel 4 bestimmt werden (Abb. 11).

Die Auflagerdrücke ergeben sich zu

$$A = A_0 + \frac{M_B}{h_1} \quad C = C_0 + \frac{M_B}{h} \quad B = \omega h_2 - A - C.$$

Hierin bedeutet  $\omega$  die Belastung durch den Winddruck für 1 lfd. m des Mastes.

Unter dem Einfluß des Windes erleidet der Mast eine Verformung. In Abb. 12 ist der elastische Zustand des Mastes schematisch dargestellt. Hierin bedeuten  $\omega_A$  und  $\omega_B$  die Verschiebungen der Angriffspunkte der

Seile in waagerechter Richtung. Aus der schematischen Darstellung ergibt sich:

$$\rho = \omega_B \frac{h}{h_2} - \frac{\omega_A h}{h_2}$$

$$\xi = \rho \cdot \frac{h_2}{h} = \frac{\omega_B h_2 - \omega_A h}{h}$$

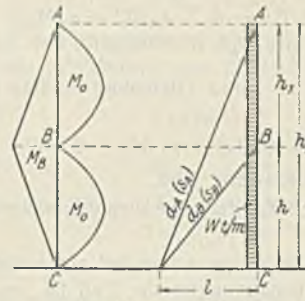


Abb. 11.



Abb. 12.

Der Winkel  $\beta$  ergibt sich demnach zu

$$\beta = \pm \frac{\omega_B h_2 - \omega_A h}{h h_1}$$

Die allgemeine Clapeyronsche Gleichung für den zweifach abgespannten Mast unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen lautet:

$$\frac{2}{3} \cdot M_B \cdot \frac{h}{2} + \frac{2}{3} \cdot M_B \cdot \frac{h_1}{2} + B_{0l} + B_{0r} + \beta = 0.$$

Hierin bedeuten:

$M_B$  das Stützenmoment im Punkte  $B$ ,

$B_{0l}$  und  $B_{0r}$  den links- bzw. rechtsseitigen Auflagerdruck im Punkte  $B$  infolge des Momentes  $M_0$ .

Setzt man in diese Formel für  $\beta$  den Wert

$$\beta = - \frac{\omega_B h_2 - \omega_A h}{h h_1},$$

für  $\omega_B$  und  $\omega_A$  die entsprechenden Werte nach der Formel 4 und für  $N_I$  den Wert  $N + \Delta N$ , wo  $\Delta N$  die  $\frac{d}{l}$ -fachen Auflagerdrücke am elastischen System darstellt, so erhält man folgende Beziehung zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größe  $M_B$  (Bem.: Wenn zwei Seile gespannt sind, ist an Stelle von  $\beta$  der doppelte Wert  $2\beta$  zu setzen):

$$\frac{h_2 M_B}{3} + B_{0l} + B_{0r} - 2 \left( \frac{\omega_B h_2 - \omega_A h}{h h_1} \right) = 0$$

$$\left[ \frac{h_2 M_B}{3} + B_{0l} + B_{0r} - \frac{EJ}{24(N_B + \Delta N_B)^2 (s_B - d_B) - g_B^2 (d_B^2 - h^2) d_B} + \frac{s_B (N_B + \Delta N_B - N_B)}{EF_B} \right] \frac{h_2}{h h_1} + \left[ \frac{d_A}{l} \left[ \frac{24(N_A + \Delta N_A)^2 (s_A - d_A) - g_A^2 (d_A^2 - h_2^2) d_A}{24(N_A + \Delta N_A)^2 + g_A^2 (3d_A^2 - h_2^2)} + \frac{s_A (N_A + \Delta N_A - N_A)}{EF_A} \right] \right] \frac{1}{h_1} = 0.$$

Setzt man in diese Formel

$$\Delta N_A = \frac{d_A}{l} \left( A_0 + \frac{M_B}{h_1} \right)$$

$$\Delta N_B = \frac{d_B}{l} \left( \omega h_2 - A_0 - \frac{M_B}{h_1} - C_0 - \frac{M_B}{h} \right)$$

und führt hiernach zur Vereinfachung der Formel folgende Bezeichnungen ein:

$$\alpha = \frac{h^2}{h h_1} \cdot \frac{d_B}{l}; \quad \alpha_1 = \frac{d_A}{h_1 l}$$

$$\beta' = (\omega h_2 - A_0 - C_0) \frac{d_B}{l}; \quad \beta_1' = A_0 \cdot \frac{d_A}{l}$$

$$\gamma = s_B - d_B; \quad \gamma' = s_A - d_A$$

$$\delta = g_B^2 d_B (d_B^2 - h^2); \quad \delta_1 = g_A^2 d_A (d_A^2 - h_2^2)$$

$$x = g_B^2 (3d_B^2 - h^2); \quad x_1 = g_A^2 (3d_A^2 - h_2^2),$$



so erhält man die Formel 5a in folgender Fassung:

$$(5a) \left[ \frac{1}{3} h_2 M_B + B_{0l} + B_{0r} \right. \\ \left. - 2\alpha \left[ \frac{24(N_B - \alpha M_B + \beta')^2 \gamma - \delta}{24(N_B - \alpha M_B + \beta')^2 + \kappa} + \frac{s_B(\beta' - \alpha M_B)}{E_B F_B} \right] + \right. \\ \left. + 2\alpha_1 \left[ \frac{24(N_A + \alpha_1 M_B + \beta_1')^2 \gamma_1 - \delta_1}{24(N_A + \alpha_1 M_B + \beta_1')^2 + \kappa_1} + \frac{s_A(\beta_1' + \alpha_1 M_B)}{E_A F_A} \right] \right] = 0.$$

Diese Gleichung führt für  $M_B$  zu einer Gleichung fünften Grades folgender Form:

$$(5b) p M_B^5 + p_1 M_B^4 + p_2 M_B^3 + p_3 M_B^2 + p_4 M_B + C = 0,$$

wo  $p$  bis  $p_4$  und  $C$  verschiedene Zahlenwerte sind.

Diese Gleichung wird im nächsten Kapitel einmal zahlenmäßig durchgeführt werden.

Da, wie sich zeigt, die genauere Rechnung schon bei einer statischen Unbestimmtheit, wie es bei zwei Abspannungen der Fall ist, zu dieser verwickelten Gleichung führt, so wird die Beziehung bei einer größeren Anzahl von Abspannungen noch umständlicher. Aus diesem Grunde müssen bei der Berechnung abgespannter Maste Näherungswege beschritten werden, worauf noch im folgenden zurückgekommen wird.

Bei der Ableitung der Formeln 5 zur Bestimmung der unbestimmten statischen Größe  $M_B$  ist der Einfluß der schlaffer werdenden Seile vernachlässigt worden, da ihr Einfluß sehr gering ist, wie es die Ableitung der Beziehung zwischen  $\Delta H$  und  $\omega$  für das Seil A gezeigt hat (siehe Kurve Abb. 3a).

Um nun einen Vergleichswert zu haben, soll ein zweifach abgespannter Mast nach dem im vorherigen angegebenen genaueren Verfahren berechnet werden.

f) Beispiel.

Berechnung des Stützenmomentes unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen für einen zweifach abgespannten Mast.

Es wird ein Mast, wie in Abb. 4 dargestellt, berechnet.

Die gewählten Abmessungen sind folgende:

$$h = 30 \text{ m}, \quad h_1 = 30 \text{ m}, \quad h_2 = h + h_1 = 60 \text{ m}, \quad l = 35 \text{ m}.$$

Windbelastung  $\omega = 0,2 \text{ t/m}$ .

Das Trägheitsmoment des Mastes wird konstant angenommen

$$J_{Ml} = 75\,000 \text{ cm}^4, \quad E_M = 2\,100\,000 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Abspannung im Punkte A ist ein Seil aus 19 Drähten  $\phi$  3,5 mm mit  $F_A = 1,82 \text{ cm}^2$  gewählt worden:

$$d_A = 69,4622 \text{ m}, \quad s_A = 69,4910 \text{ m}, \quad g_A = 1,7472 \text{ kg/m}.$$

Für die Abspannung im Punkte B ist ein Seil aus 31 Drähten  $\phi$  3,2 mm mit  $F_B = 2,49 \text{ cm}^2$ ,  $d_B = 46,0977 \text{ m}$ ,  $s_B = 46,1343 \text{ m}$  und  $g_B = 2,3843 \text{ kg/m}$  gewählt worden.

$$E_A = E_B = 2\,150\,000 \text{ kg/cm}^2 = 21\,500\,000 \text{ t/m}^2,$$

$$F_A = 0,000\,182 \text{ m}^2, \quad F_B = 0,000\,249 \text{ m}^2.$$

$$A_0 = 0,2 \cdot \frac{30}{2} = 3,0 \text{ t (der waagerechte Auflagerdruck am statisch bestimmten System)}$$

$$B_0 = 0,2 \cdot 30 = 6,0 \text{ t}$$

$$C_0 = 0,2 \cdot \frac{30}{2} = 3,0 \text{ t}$$

$$M_0 = 0,2 \cdot \frac{30^2}{8} = 22,5 \text{ tm}.$$

$M_0$  ist das Moment für das statisch bestimmte System in Mastmitte zwischen den Lagerpunkten (bzw. Abspannungen)

$$B_{0l} = B_{0r} = \frac{2}{3} \cdot \frac{30 \cdot 22,5}{2} = 225 \text{ t/m}^2.$$

Hiernach errechnen sich für die angegebenen Zahlenwerte die Hilfswerte auf S. 333:

$\alpha = +0,087\,81$	$\alpha_1 = +0,066\,2$
$\beta' = +7,902\,5$	$\beta_1' = +5,953\,9$
$\gamma = +0,036\,6$	$\gamma_1 = +0,028\,8$
$\delta = +0,321\,018$	$\delta_1 = +0,259\,757\,4$
$\kappa = +0,031\,124\,2$	$\kappa_1 = +0,033\,2$

Die waagerechte Komponente der Seilspannung des Seiles A beträgt (lt. S. 331)  $H = 308,888 \text{ kg}$ .

Die Seilspannung ist mithin:

$$N_A = \frac{0,309 \cdot 69,4622}{35} = 0,6131 \text{ t}.$$

Die Seilspannung des Seiles B errechnet sich zu

$$N_B = \frac{0,002\,384\,3 \cdot 35^2}{\sqrt{24 \cdot 46,0977 (46,1343 - 46,0977)}} \cdot \frac{46,0977}{35} = 0,6045 \text{ t}.$$

Setzt man die errechneten Zahlenwerte in die allgemeine Gl. 5 a ein, so erhält man folgenden Ausdruck:

$$20 M_B + 450 \\ EJ \\ - 0,1756 \left[ \frac{24 (0,6045 - 0,08781 M_B + 7,9025)^2 \cdot 0,0366 - 0,321018}{24 (0,6045 - 0,08781 M_B + 7,9025)^2 + 0,0311242} + \right. \\ \left. + \frac{46,1343 (7,9025 - 0,08781 M_B)}{E_B F_B} \right] + \\ + 0,1324 \left[ \frac{24 (0,6131 + 0,0662 M_B + 5,9539)^2 \cdot 0,0288 - 0,259757}{24 (0,6131 + 0,0662 M_B + 5,9539)^2 + 0,0332} + \right. \\ \left. + \frac{69,491 (5,9539 + 0,0662 M_B)}{E_A F_A} \right] = 0.$$

Die weitere Ausrechnung ergibt:

$$20 M_B + 450 \quad 0,01193 M_B^2 - 0,230796 M_B + 11,1080 \quad [= A] \\ EJ \quad 0,18504 M_B^2 - 35,856 M_B + 1736,887 \quad [= B] \\ + \frac{0,71136 M_B - 64,0269}{5353,5} \quad [= C] \\ + \frac{0,000401 M_B^2 + 0,07957 M_B + 3,9122}{0,105168 M_B^2 + 20,8680 M_B + 1035,033} \quad [= K] \\ + \frac{0,6091 M_B + 54,7795}{3913} \quad [= L] \\ + \frac{0,6091 M_B + 54,7795}{3913} \quad [= M] \\ + \frac{0,6091 M_B + 54,7795}{3913} \quad [= N] = 0.$$

Bezeichnet man mit A, B, C, D, K, L, M, N die entsprechenden Zähler und Nenner der vorstehenden Gleichung, so erhält man folgenden Ausdruck:

$$\frac{20 M_B + 450}{EJ} - \frac{A}{B} + \frac{C}{D} + \frac{K}{L} + \frac{M}{N} = 0$$

oder

$$(20 M_B + 450) B D L N - A D L N + C B L N + K B D N + M B D L = 0 \\ 15\,750 \quad D N = 5353,5 \cdot 3913 = 20948\,245,5 \\ \frac{D N}{15\,750} = 1330,0473.$$

Setzt man diese Zahlenwerte in die letzte Gleichung ein und dividiert sämtliche Glieder durch 1330,0473, so erhält man folgende Gleichung:

$$20 M_B B L + 450 B L - 15750 A L + 2,942 B C L + 15750 B K + 4,025045 B L M = 0.$$

Nach Ausrechnung der sechs Glieder der letzten Gleichung wurden die Ergebnisse der Reihe nach im folgenden zusammengestellt und addiert. Man erhält schließlich:

$$+ 0,477\,64 M_B^5 + 10,822\,43 M_B^4 - 9146,933\,23 M_B^3 - 185\,925 M_B^2 + 43785\,933 M_B + 792\,669\,007 = 0.$$

Die Gleichung fünften Grades für  $M_B$  ist durch Probieren aufgelöst worden. Es ergibt sich

$$-18,00 \text{ tm} > M_B > -17,90 \text{ tm}.$$

Der Wert für  $M_B$  liegt ungefähr in der Mitte zwischen diesen beiden Werten, man erhält daher

$$M_B = -17,95 \text{ tm}.$$

g) Berechnung des Mastes nach einem zweiten abgekürzten Näherungsverfahren unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen der Angriffspunkte der Seile.

Um die elastische und geometrische Verschiebung der Angriffspunkte der Seile bei der Berechnung eines abgespannten Mastes zu berücksichtigen, soll ein ideeller Elastizitätsmodul bzw. ein ideelles  $\omega$  bestimmt werden, wo  $\omega$  die Verschiebung der Angriffspunkte der Seile in Richtung der waagerechten Angriffskraft ist. Diese Werte werden für jedes Seil einzeln bestimmt.

Es wird folgendermaßen vorgegangen: Nach den Formeln 3 und 3a, die im Abschnitt I abgeleitet sind, werden für verschiedene Werte  $l$  bzw.  $l + \Delta l$  die zugehörigen Werte  $H$  ( $\Delta H$ ) berechnet. Für die verschiedenen Werte  $\Delta H$  wird die entsprechende elastische Verschiebung  $\Delta l_e$  bestimmt:

$$\Delta l_e = \frac{s \Delta H}{E F} \cdot \frac{d^2}{l^2} \\ \Delta l = \Delta l_g + \Delta l_e = \omega.$$

Die errechneten Werte  $\omega$  und  $\Delta H$  werden graphisch aufgetragen, und zwar die Werte  $\Delta H$  auf der Abszissenachse und die Werte  $\omega$  auf der Ordinatenachse.

Auf diese Weise erhält man eine Kurve von der Form Abb. 3a u. 13.

Um die Beziehung für die Bestimmung der statisch unbestimmten Größe zu einer linearen zu machen und um zugleich eine möglichst



genaue Annäherung an den tatsächlichen Verlauf der Kurve zu erreichen, wird die Rechnung in zwei Abschnitten durchgeführt.

Die errechnete Kurve wird daher durch zwei geradlinige Abschnitte ersetzt und die Bestimmung der statisch unbestimmten Größe für diese Abschnitte getrennt durchgeführt.

Es entspricht z. B. im ersten Abschnitt für das Seil A einem  $\Delta H_A'$  ein Wert  $\omega_A'$  und für das Seil B einem  $\Delta H_B'$  ein Wert  $\omega_B'$ . Die Werte  $\omega$  für  $\Delta H_A'$  und  $\Delta H_B'$  gleich 1 t ergeben sich demnach für den ersten Abschnitt zu

$$\omega_{1A(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{\omega_A'}{\Delta H_A'}$$

$$\omega_{1B(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{\omega_B'}{\Delta H_B'}$$

entsprechend für den zweiten Abschnitt

$$\omega_{2A(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{\omega_A'' - \omega_A'}{\Delta H_A'' - \Delta H_A'}$$

$$\omega_{2B(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{\omega_B'' - \omega_B'}{\Delta H_B'' - \Delta H_B'}$$

Nachdem die Werte  $\omega$  infolge  $\Delta H = 1 \text{ t}$  bestimmt sind, wird die Rechnung in der üblichen Weise, wie bei einem System, welches dem Hookeschen Gesetz folgt, durchgeführt. Die endgültige Größe des statisch unbestimmten Wertes  $M_B$  ergibt sich zu

$$M_B = |M_B'| + |M_B''|$$

Die Ausführungen des letzten Abschnittes sollen an einem Zahlenbeispiel erläutert werden, um auch einen Vergleichswert für die erste Rechnung zu erhalten. Behandelt wird derselbe Mast wie auch im ersten Beispiel (S. 334). Zu beachten ist, daß bei der Windrichtung 2, d. h. bei gleichmäßiger Spannung von zwei Seilen, die doppelten Werte für  $\omega$ , also  $2\omega_A$  und  $2\omega_B$ , wie vorher nachgewiesen, einzuführen sind.

h) Beispiel.

Als statisch unbestimmte Größe wird das Stützenmoment  $M_B$  der mittleren Stützung des Mastes eingeführt. Zunächst werden die Kurven für die Seile A und B errechnet.

1. Seil A. Die Kurve für das Seil A ist im Abschnitt I dieser Abhandlung errechnet worden und ist in Abb. 3a aufgetragen.

2. Seil B. Die erf. Werte sind nach der Formel 3a errechnet und in folgender Tabelle zusammengestellt.

$\Delta l_g$ cm	$H + \Delta H$ kg	$\Delta l_g$ cm	$H + \Delta H$ kg
0,0	459,002		
1,00	515,90	4,50	1795,64
2,00	596,69	4,60	2171,25
3,00	748,60	4,70	2961,88
4,00	1116,49	4,80	7936,31

$$\Delta l_{1B} = \frac{(7936,31 - 459) \cdot 4613,43}{2 \cdot 150000 \cdot 2,49} \cdot \frac{46,0977^2}{35^2} = 11,178 \text{ cm.}$$

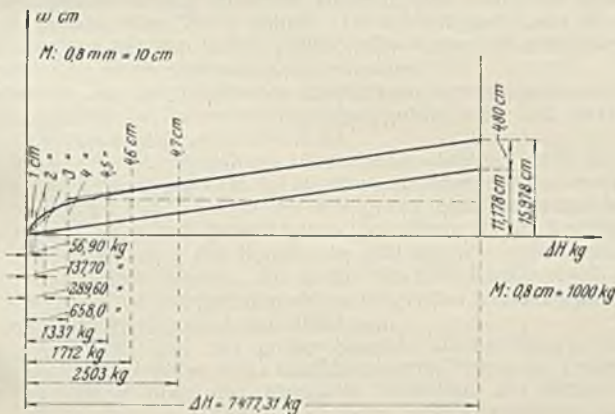


Abb. 13.

Die errechneten Werte für das Seil B sind in Abb. 13 dargestellt. Die Ersatzlinien für die errechneten Kurven sind punktiert eingetragen.

Die Berechnung des Mastes wird nunmehr in zwei Abschnitten durchgeführt. Die erste Berechnung geschieht für eine Belastung von 0,02 t/m, die zweite für eine Belastung von 0,18 t/m, was zusammen die Gesamtbelastung von 0,2 t/m ergibt.

Erster Abschnitt der Berechnung. Belastung  $\omega = 0,02 \text{ t/m}$ .

$$A_0 = C_0 = 0,02 \cdot \frac{30}{2} = 0,30 \text{ t}$$

$$B_0 = 0,02 \cdot 30 = 0,60 \text{ t}$$

$$M_0 = \frac{0,02 \cdot 30^2}{8} = 2,25 \text{ tm}$$

$$B_{0l} = B_{0r} = \frac{2}{3} \cdot \frac{30 \cdot 2,25}{2} = 22,5 \text{ t/m}^2$$

Aus den Diagrammen Abb. 3a u. 13 bestimmt sich die ideelle Verschiebung in Richtung von  $\Delta H = 1 \text{ t}$ .

Seil A:  $\omega_{1A(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,09}{0,58} = 0,155 \text{ m.}$

Seil B:  $\omega_{1B(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,05}{0,658} = 0,076 \text{ m.}$

Für die Windrichtung  $W_2$  sind die doppelten Werte einzusetzen:

$$2 \omega_{1A(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,155 = 0,31 \text{ m}$$

$$2 \omega_{1B(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,076 = 0,152 \text{ m.}$$

Die allgemeine Clapeyronsche Gleichung zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größe  $M_B$  lautet:

$$\frac{2}{3} \cdot M_B' \cdot \frac{h}{2} + \frac{2}{3} \cdot M_B' \cdot \frac{h_1}{2} + B_{0l} + B_{0r} + \beta = 0$$

$$\beta = \frac{EJ}{h h_1} (2 \omega_{1A} h - 2 \omega_{1B} h_2) \text{ (s. S. 333)}$$

$$2 \omega_{1A} = 0,31 \left( A + \frac{M_B'}{h} \right) = 0,093 + \frac{0,31 M_B'}{30}$$

$$2 \omega_{1B} = 0,152 (w h_2 - A - C) = 0,0912 - \frac{0,152 M_B'}{15}$$

Setzt man diese Zahlenwerte und die Werte für  $\beta$  in die Clapeyronsche Gleichung ein, so erhält man nach Ausführung der Rechnungen

$$36,065 M_B' - 1,935 = 0$$

$$M_B' = + \frac{1,935}{36,065} = + 0,0537 \text{ tm.}$$

Zweiter Abschnitt der Berechnung. Belastung  $\omega = 0,18 \text{ t/m}$ .

$$A_0 = C_0 = 0,18 \cdot \frac{30}{2} = 2,70 \text{ t}$$

$$B_0 = 0,18 \cdot 30 = 5,40 \text{ t}$$

$$M_0 = \frac{0,18 \cdot 30^2}{8} = 20,25 \text{ tm}$$

$$B_{0l} = B_{0r} = \frac{2}{3} \cdot \frac{30 \cdot 20,25}{2} = 202,5 \text{ tm}^2$$

Aus dem Diagramm Abb. 3a u. 13 bestimmt sich die ideelle Verschiebung für den zweiten Abschnitt in Richtung von  $\Delta H = 1 \text{ t}$ .

Seil A:  $\omega_{2A(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,5129}{7,224} = 0,0706 \text{ m}$

Seil B:  $\omega_{2B(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,102}{6,8193} = 0,01496 \text{ m.}$

Für die Windrichtung  $W_2$  sind die doppelten Werte einzusetzen:

$$2 \omega_{2A(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,0706 = 0,1412 \text{ m}$$

$$2 \omega_{2B(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,01496 = 0,02992 \text{ m.}$$

Die allgemeine Clapeyronsche Gleichung zur Bestimmung der statisch unbestimmten Größe  $M_B''$  lautet:

$$M_B'' \cdot \frac{h}{3} + M_B'' \cdot \frac{h'}{3} + B_{0l} + B_{0r} + \beta = 0$$

$$\beta = \frac{EJ}{h h_1} (2 \omega_{2A} h - 2 \omega_{2B} h_2) \text{ (s. S. 333)}$$

$$2 \omega_{2A} = 0,1412 \left( A_0 + \frac{M_B''}{h} \right) = 0,38124 + \frac{0,1412 M_B''}{30}$$

$$2 \omega_{2B} = 0,02992 \left( 5,4 - \frac{M_B''}{15} \right) = 0,16157 - \frac{0,02992 M_B''}{15}$$

Setzt man die errechneten Werte in die Clapeyronsche Gleichung ein, so erhält man nach Ausführung der Rechnungen

$$24,5654 M_B'' + 435,505 = 0$$

$$M_B'' = - \frac{435,505}{24,5654} = - 17,73 \text{ tm.}$$

Demnach ergibt sich der Wert  $M_B$  zu

$$M_B = |M_B'| + |M_B''| = + 0,0537 - 17,73 \approx - 17,68 \text{ tm.}$$

Im folgenden soll der Wert  $M_B$ , um die Größe der Ungenauigkeit festzustellen, ohne Berücksichtigung der geometrischen Verschiebung der Angriffspunkte der Seile bestimmt werden.



Die erforderlichen statischen Werte sind in den vorherigen Beispielen angegeben.

Belastung  $w = 0,2 \text{ t/m}$ .

$$\begin{aligned} A_0 &= 0,2 \cdot \frac{30}{2} = 3,0 \text{ t} \\ C_0 &= \quad \quad = 3,0 \text{ t} \\ B_0 &= 0,2 \cdot 30 = 6,0 \text{ t} \\ M_0 &= \frac{0,2 \cdot 30^2}{8} = 22,5 \text{ tm} \\ B_{0l} = B_{0r} &= \frac{2}{3} \cdot \frac{30 \cdot 22,5}{2} = 225 \text{ tm}^2. \end{aligned}$$

Die Verschiebung der Angriffspunkte der Seile  $A$  und  $B$  infolge  $\Delta H = 1 \text{ t}$  bestimmt sich aus den Diagrammen (Abb. 3a u. 13).

$$\text{Seil } A: \quad \omega_{A(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,5459}{7,804} = 0,069951 \text{ m}$$

$$\text{Seil } B: \quad \omega_{B(\text{inf } 1 \text{ t})} = \frac{0,11178}{7,47731} = 0,01495 \text{ m}$$

Für die Windrichtung  $W_2$  sind die doppelten Werte einzusetzen:

$$2 \omega_{A(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,069951 \approx 0,1399 \text{ m}$$

$$2 \omega_{B(\text{inf } 1 \text{ t})} = 2 \cdot 0,01495 = 0,0299 \text{ m}.$$

Die Verschiebung infolge des auftretenden Auflagerdruckes der Seile ergibt sich demnach zu:

$$2 \omega_A = 0,1399 \left( 3,0 + \frac{M_B}{30} \right) = 0,4197 + \frac{0,1399 M_B}{30}$$

$$2 \omega_B = 0,0299 \left( 6,0 - \frac{M_B}{15} \right) = 0,1794 - \frac{0,0299 M_B}{15}$$

$$\beta = \frac{2 \omega_B h - 2 \omega_A h_2}{h h_1} \quad (\text{s. S. 333}).$$

Die allgemeine Clapeyronsche Gleichung lautet:

$$\frac{2}{3} \cdot M_B \cdot \frac{h}{2} + \frac{2}{3} \cdot M_B \cdot \frac{h_1}{2} + B_{0l} + B_{0r} + \beta = 0.$$

Setzt man die errechneten Werte in die Clapeyronsche Gleichung ein, so erhält man nach Ausführung der Rechnungen

$$24,54125 M_B + 481,9726 = 0$$

$$M_B = - \frac{481,9726}{24,54125} = -19,64 \text{ tm}.$$

### i) Schlußwort.

Aus den durchgeführten Untersuchungen im Abschnitt I ersieht man, daß bei der Berechnung schräg gespannter Seile, wie sie für Abspannungen benutzt werden, sowohl die Formel 3 wie auch die Formeln 3a verwendet werden können, ohne das Ergebnis der Rechnung praktisch merklich zu beeinflussen.

Der Einfluß des schlaffer werdenden Seiles kann bei der Berechnung abgespannter Maste vernachlässigt werden, wenn man sich mit einer Genauigkeit bis zu  $\approx 2,5\%$  begnügt; er kann jedoch leicht berücksichtigt werden, wenn man, wie in dieser Abhandlung gezeigt wurde, eine Kurve unter Berücksichtigung dieses Einflusses zeichnet (in Abb. 3a für Seil A punktiert angegeben). Die Rechnung in zwei Abschnitten mit Hilfe je eines ideellen  $\omega$  geschieht dann genau so, wie im Abschnitt II gezeigt. Weiter ersieht man aus den durchgeführten Untersuchungen, daß bei der Berechnung abgespannter Funktürme und Maste der Einfluß der geometrischen Verschiebung (der veränderliche Durchhang) der Angriffspunkte der Seile nicht vernachlässigt werden sollte. Man erhält für das durchgeführte Beispiel bei der Berechnung des Stützenmomentes  $M_B$  nach den drei durchgeführten Rechnungen:

1. bei der ersten genaueren Näherungsrechnung unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen der Seilangriffspunkte  
 $M_B = -17,95 \text{ tm}$  (s. S. 334).

2. nach dem graphischen Verfahren unter Einführung je eines ideellen Wertes  $\omega$  für die Verschiebung der Angriffspunkte der Seile unter Berücksichtigung der elastischen und geometrischen Verschiebungen  
 $M_B = -17,68 \text{ tm}$  (s. S. 335).

3. bei Vernachlässigung der geometrischen Verschiebungen der Angriffspunkte der Seile  
 $M_B = -19,64 \text{ tm}$  (s. vorstehend).

Das erste und das zweite Verfahren liefert fast dieselben Ergebnisse, während das letzte um  $\approx 9,5\%$  vom ersten abweicht. Das letzte Verfahren bei Vernachlässigung der geometrischen Verschiebungen liefert zwar größere Stützenmomente, die Feldmomente werden aber zu klein bestimmt, so daß die Materialverteilung im Mast nicht richtig ist.

Da die zuerst durchgeführte genauere Rechnung schon bei einem einfach statisch unbestimmten System zu einer Gleichung fünften Grades führt, werden die Beziehungen bei einer größeren Anzahl von Abspannungen noch umständlicher.

Aus diesem Grunde wird für die Berechnung abgespannter Maste das zweite Verfahren empfehlenswert, da durch verhältnismäßig einfache Rechnungen ein brauchbares Ergebnis erzielt wird, wie die durchgeführten Beispiele zeigen.