

DIE BAUTECHNIK

9. Jahrgang

BERLIN, 15. September 1931

Heft 40

Alle Rechte vorbehalten.

Die Drehbrücke an der Nordschleuse in Bremerhaven.*)

Von Dipl.-Ing. Goldammer, Bremerhaven.

I. Allgemeines.

Die neue Drehbrücke (s. Abb. 1) überführt den Eisenbahn- und Straßenverkehr über den 45 m breiten Schiffahrtskanal, der die Nordschleuse mit den bestehenden Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen verbindet. Sie bildet die Zuwegung zu den Fahrgastanlagen an der Columbuskaje und an der Großen Kaiserschleuse und zu den an der Westseite des Verbindungshafens liegenden Schuppen- und Umschlaganlagen und mußte errichtet werden, weil die bisherigen Zufahrten durch den Bau der Nordschleuse aufgehoben worden sind¹⁾. Der Eisenbahnverkehr über die neue Brücke umfaßt sowohl den Personen- und Schnellzugverkehr nach dem Columbusbahnhof und dem alten Bahnhof Loydhalle als auch den gesamten Güterverkehr nach diesen Bahnhöfen und den am Verbindungshafen liegenden Güterschuppen.

Mit den Vorarbeiten für den Brückenentwurf wurde Ende 1927 begonnen. Für die Eingliederung des Brückenbaues in das Bauprogramm der Nordschleuse waren die Forderungen maßgebend, daß der Verkehr nach dem Columbusbahnhof wegen der Abfertigung der Fahrgastdampfer keine Unterbrechung erleiden durfte, und daß das bestehende Loydgleis im Frühjahr 1930 aufgehoben werden mußte, um die Arbeiten des zweiten Bauabschnittes, der die Herstellung der Kajemauern im Vorhafen umfaßte, planmäßig in Angriff nehmen und rechtzeitig fertigstellen zu können. Es waren daher folgende zwei Möglichkeiten gegeben:

1. Die Fertigstellung der Brücke wird so beschleunigt, daß der Eisenbahnverkehr zum Columbusbahnhof im Frühjahr 1930 nach Aufhebung des alten Gleises über die neue Brücke geleitet werden kann.

2. Der Eisenbahnverkehr wird in der Zeit zwischen der Aufhebung des alten Loydgleises und der späteren Inbetriebnahme der Brücke über eine Hilfsbrücke geleitet, für die der eiserne Überbau einer im alten Hafengebiet aufgehobenen Drehbrücke verwendet werden konnte.

Die erste Möglichkeit wurde der Ausführung zugrunde gelegt, weil dadurch die Kosten für die Aufstellung und für den Unterbau der Hilfsbrücke sowie für die nochmalige Umliegung der Eisenbahngleise entfielen, und weil die Betonierungsarbeiten der Bauwerke am Verbindungshafen einheitlicher und wirtschaftlicher zusammengefaßt werden konnten. Der Brückenbau bildete somit ein wichtiges Glied im Bauplan der Gesamtanlage, dessen Fertigstellung zum vorgesehenen Zeitpunkt unter allen Umständen gewährleistet werden mußte. Die Voruntersuchungen, die sich neben der Festlegung der allgemeinen Entwurfsgrundlagen auf die Wahl des Brücken-

*) Von der Abhandlungsreihe „Nordschleusenanlage Bremerhaven“ erschien ein Gesamtsonderdruck, zu beziehen durch Wilh. Ernst & Sohn, Berlin W 8.

¹⁾ S. „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“. Von Hafenbaudirektor Dr.-Ing. Agatz. Bautechn. 1930, Heft 25, Abb. 1 u. 5.

systems, der Querschnittausbildung und der Bauweise der Fundamente erstreckten, mußten in kürzester Zeit durchgeführt werden, um mit den umfangreichen Gründungsarbeiten baldigst beginnen zu können.

II. Allgemeine Entwurfsgrundlagen.

Die Lage der Brücke im Grundriß und Längsprofil wird durch die Linienführung der Gleisanlagen bestimmt.

Die Eisenbahn überschneidet den Verbindungskanal im schiefen Winkel und wendet sich hinter der Brücke in scharfer Linkskrümmung dem Columbusbahnhof und den Schuppenanlagen zu. Da die Frage des ein- oder zweigleisigen Ausbaues der Brücke erst im Laufe der weiteren Voruntersuchungen auf Grund von wirtschaftlichen und betrieblichen Erwägungen entschieden wurde, waren beide Ausbaumöglichkeiten in Betracht zu ziehen. Der Überschneidungswinkel zwischen Eisenbahn- und Kanalachse beträgt 61° bei zweigleisigem Ausbau und 55° bei eingleisigem Ausbau der Brücke. Die flachere Überschneidung bei eingleisiger Überführung ergibt sich dadurch, daß das Schuppengleis mittels Innenbogenwelche aus dem an

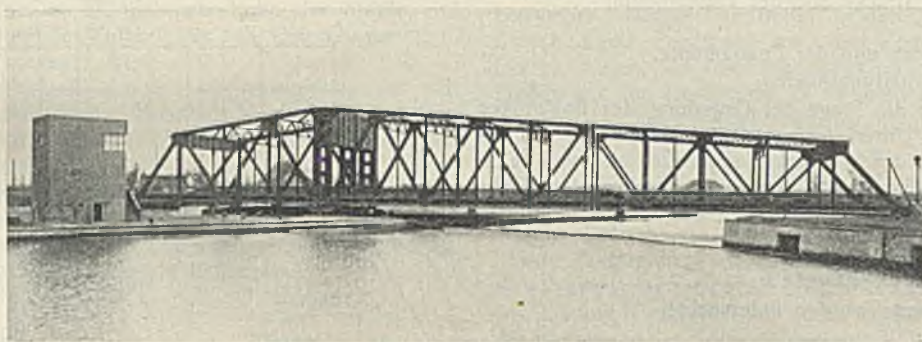


Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke.

die Brücke anschließenden Gleisbogen herausgezogen werden muß.

Die Steigungsverhältnisse der Gleise sind aus den Längsprofilen, Abb. 2a u. b ersichtlich. Die S. O. auf der Brücke liegt auf $+7,50$ m Brhv. N. (Bremerhavener Null). Maßgebend für die Wahl der Höhenlage war das Güterzuggleis wegen seiner geringen Entwicklungslänge zwischen Brücke und Schuppen und der durch die Betriebsverhältnisse bedingten Neigung. Bei einem mittleren Hafenwasserstand von $+3,50$ m Brhv. N. ergeben sich sehr beschränkte Verhältnisse, denen durch Wahl einer geringen Bauhöhe Rechnung getragen werden mußte. Auf Grund der Voruntersuchungen

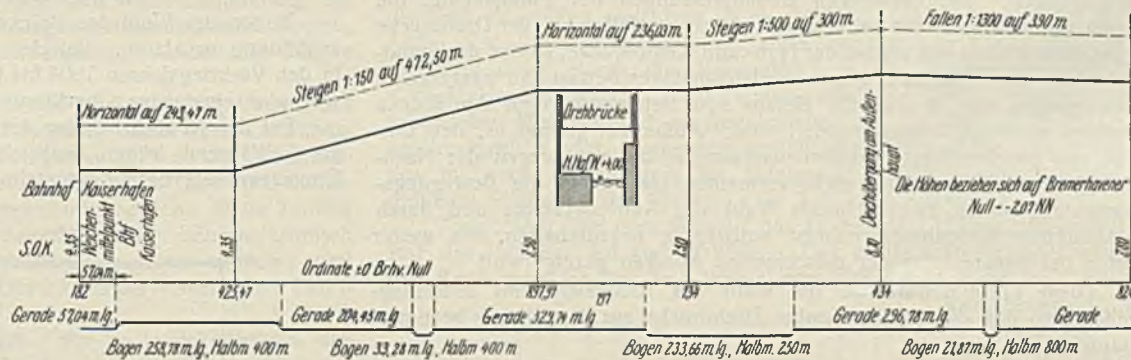


Abb. 2a. Längsprofil des Schnellzuggleises.

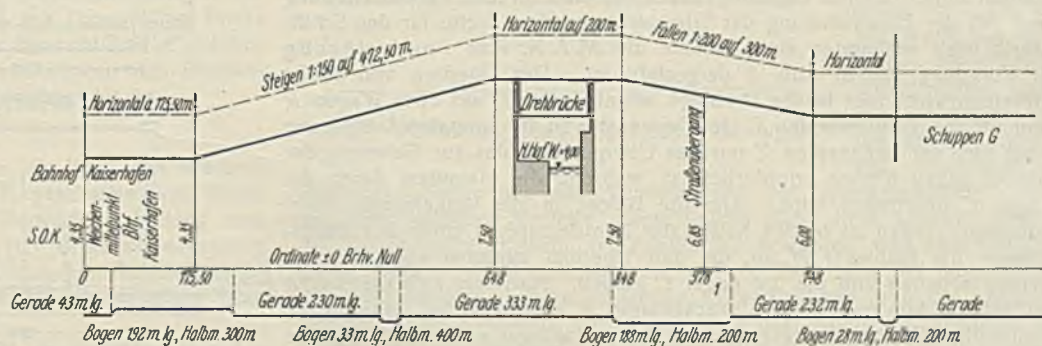


Abb. 2b. Längsprofil des Güterzuggleises.

wurde diese zu 1,40 m gewählt. Die Forderung nach Höherlegung der Brücke, um den Barkassen des Fährbetriebes und des Polizeidienstes und anderen kleinen Fahrzeugen die Durchfahrt vom Verbindungshafen zur Nordschleuse auch ohne Öffnung der Brücke zu ermöglichen, ließ sich mit der Gleisführung nicht in Einklang bringen und mußte deshalb fallengelassen werden.

Bei geöffneter Brücke waren zu beiden Seiten des Verbindungskanals für den Schifffahrtbetrieb Uferstraßen frei zu halten, um beim Durchholen eines Schiffes die Trossen verholen zu können. Bei Wahl einer Drehbrücke war die Breite der Uferstraße längs der ausgeschwenkten Brücke ursprünglich mit 12 m vorgesehen; in Anbetracht der großen Ersparnis an Brücken- und Fundamentkosten, die sich durch Verringerung der Brückenstützweite ergibt, wurde sie nach Anhören der beteiligten Schifffahrtkreise jedoch auf 6 m herabgesetzt. Auf der Westseite des Verbindungskanals beträgt die Breite des frei zu haltenden Uferstreifens ebenfalls 6 m.

III. Vorarbeiten und Ausschreibung.

Die weiteren Vorarbeiten wurden gemeinsam mit den Firmen M. A. N. Gustavsborg, Dortmunder Union und Gutehoffnungshütte durchgeführt. Die Vorzüge und Nachteile der verschiedenen Brückensysteme und ihre Eignung für die vorliegenden Verhältnisse wurden hinsichtlich folgender Gesichtspunkte einander gegenübergestellt:

- Verkehr,
- Schifffahrtbetrieb,
- Standicherheit der Brücke und der Fundamente,
- Betriebssicherheit,
- Baukosten der Brücke und der Fundamente,
- Betriebs- und Unterhaltungskosten.

Besonders sorgfältig mußte die Frage der Gründung des Bauwerkes beurteilt werden, weil sich die Untergrundverhältnisse ungünstig auf die Standicherheit und die Kosten der Widerlager auswirken und weil durch ungleichmäßige Fundamentsetzungen, mit denen man wegen der Nachgiebigkeit des Baugrundes stets rechnen muß, die Betriebssicherheit der Brücke gefährdet werden kann.

a) Brückensystem.

Die folgenden Brückensysteme wurden untersucht:

- Hubbrücke,
- zweiflüglige Klappbrücke,
- einflüglige Klappbrücke,
- Drehbrücke (Königstuhldrehbrücke),
- Drehbrücke, Sondervorschlag M.A.N.

In dem Aufsatz „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Ausführung der Nordschleusenanlage“ von Hafenbaudirektor Dr. Agatz (Bautechn. 1930, Heft 25) ist bereits dargelegt worden, welche Gründe gegen die Wahl einer Hubbrücke sowie einer zwei- oder einflügligen Klappbrücke sprachen.

Die ungleicharmige Drehbrücke ist den anderen Systemen wirtschaftlich überlegen und bietet für die Gründung des Bauwerkes günstigere Bedingungen. Die einseitigen Bodenpressungen der Fundamente, die durch das Windmoment hervorgerufen werden, fallen bei der Drehbrücke wesentlich kleiner aus als bei der Hub- und Klappbrücke, so daß die Standicherheit der Widerlager gegen ungleichmäßiges Setzen und waagerechte Bewegungen erhöht und die Gefahr von Betriebsstörungen der Brücke dadurch erheblich herabgemindert wird. Außerdem gelingt es, den Einfluß von gleichmäßigen Fundamentsetzungen, die sich wegen der Nachgiebigkeit des Baugrundes nicht vermeiden lassen, auf die Bewegungsvorrichtung durch entsprechende Wahl des Antriebsystems und durch konstruktive Maßnahmen nahezu vollständig auszuschalten, wie weiter unten bei Besprechung der maschinellen Anlagen gezeigt wird.

Diese Vorteile waren für die Wahl des Brückensystems ausschlaggebend, so daß die ungleicharmige Drehbrücke zur Ausführung bestimmt wurde.

Um die Nachteile zu beseitigen, die bei der Drehbrücke mit der statisch unbestimmten Lagerung des Überbaues in der Verkehrsstellung und mit der Einschränkung der Uferstraße auf 6 m Breite für den Schifffahrtbetrieb verbunden sind, brachte die M.A.N. eine Sonderlösung in Vorschlag, die in Abb. 3 dargestellt ist. Der Überbau von 2800 t Gesamtgewicht ruht in der Drehlage mittels Lager C auf zwei Wagen R und auf dem Zentrierzapfen Z. Im Gegensatz zu der normalen Ausführung trägt hier der Drehzapfen Z nur das Übergewicht, das zur Sicherung der Brücke gegen Kippen erforderlich ist, während die Hauptlast durch die Lager C übertragen wird. Um die Brücke in die Verkehrsstellung zu überzuführen, greifen zu beiden Seiten des Zentrierzapfens unter den Hauptträgern die Hublager H an, die den Überbau zunächst vom Zentrierzapfen abheben und um die Lager C kippen. Nachdem sich die Brücke am langen Arm auf normale Brückenlager A aufgesetzt hat, werden die Stützrollen R durch weiteres Anheben der Hublager entlastet, so daß die Hauptträger in der Verkehrsstellung als Balken auf zwei Stützen wirken.

Die Vorteile dieser Lösung gegenüber der üblichen Ausführung als Königstuhldrehbrücke liegen darin, daß der Überbau in der Verkehrsstellung statisch bestimmt gelagert ist, so daß Stützsenkungen und Wärmeschwankungen keinen Einfluß auf den Spannungszustand des Systems haben, und daß längs der ausgeschwenkten Brücke ein Verkehrstreifen von 12 m Breite freigegeben wird, ohne die Stützweite des Hauptträgers zu diesem Zweck zu vergrößern.

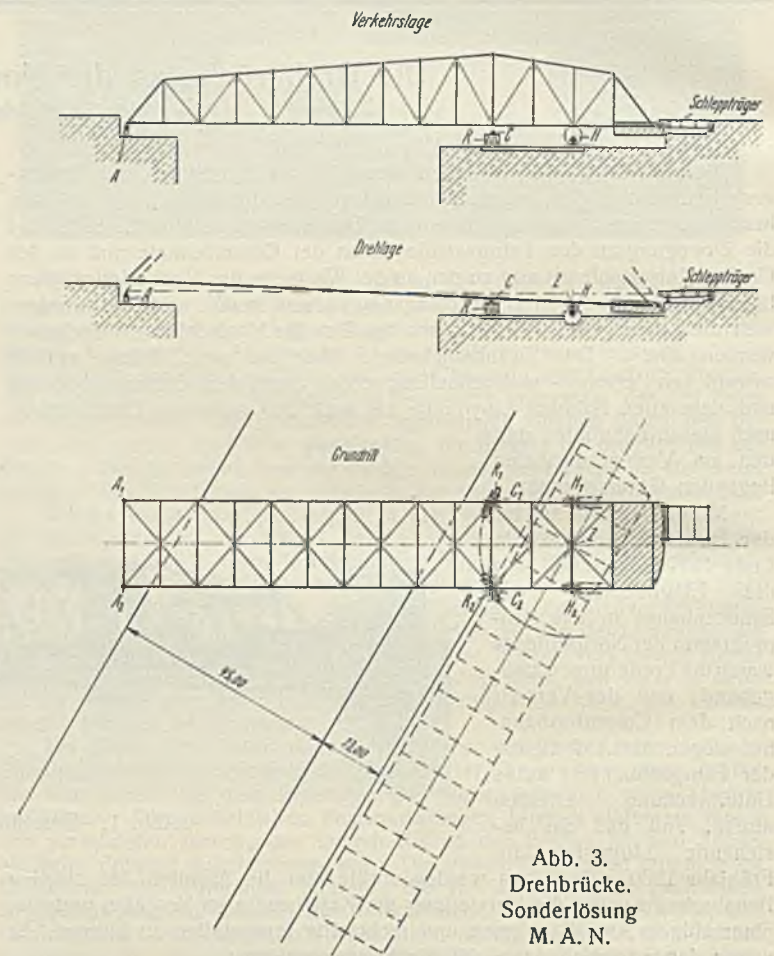


Abb. 3.
Drehbrücke.
Sonderlösung
M. A. N.

Trotz der großen Vorteile konnte der Sonderentwurf nicht ausgeführt werden, weil die Gründungskosten um 250000 RM und die Brückenkosten um 50000 RM teurer ausfallen als bei der Drehbrücke normaler Bauart, so daß die Lösung für die vorliegenden Verhältnisse unwirtschaftlich wurde.

b) Querschnittausbildung.

Neben der Wahl des Brückensystems war die Frage der Querschnittausbildung zu klären. Bei den ersten Planungen der Hafenerweiterung in den Vorkriegsjahren 1904 bis 1914 war neben der Straße und dem Fußweg eine eingleisige Überführung der Eisenbahn vorgesehen.

Bei der Neubearbeitung der Pläne 1927 lagen veränderte Verhältnisse vor. Während früher beabsichtigt war, die Fahrgastanlagen für den Überseeverkehr nach Fertigstellung der Nordschleuse an deren Westseite

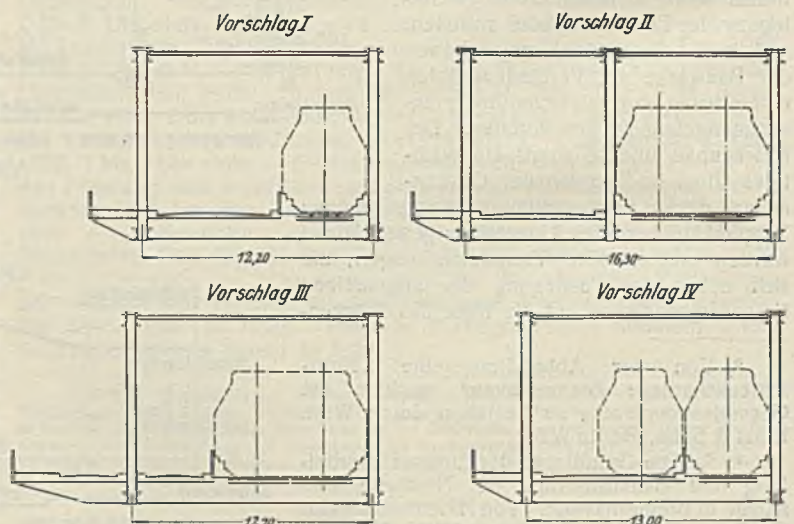


Abb. 4. Querschnittformen der Brücke.

neu zu errichten, ist dieser Plan durch den inzwischen beendeten Ausbau der neuzeitlichen und leistungsfähigen Fahrgastanlagen an der Columbuskaje hinfällig geworden. Außer dem Güterverkehr und dem Personenverkehr des Seebäderdienstes muß heute auch der gesamte Fahrgastverkehr des Überseedienstes über die neue Brücke geleitet werden. Da es fraglich war, ob der eingleisige Ausbau für Personen- und Güterverkehr den erhöhten Anforderungen des Eisenbahnbetriebes genügen würde, wurde der zweigleisige Ausbau in die Entwurfsbearbeitung einbezogen.

Für die in Abb. 4 dargestellten vier Querschnittformen wurden ausführliche Vorentwürfe aufgestellt.

Entwurf I zeigt den Querschnitt für eingleisigen Ausbau.

Entwurf II. Die zweigleisige Eisenbahn und die zweispurige Straße mit 6 m Breite liegen zwischen den Hauptträgern. Da die Bauhöhe bei einem Abstand der Haupttragwände von rd. 16 m mit 1,40 m nicht ausreichend bemessen ist, müssen die Querträger durch einen dritten Hauptträger oder durch Hängestangen, die an oberen Querriegeln angehängt sind, unterstützt werden.

Entwurf III. Um die Querträgerstützweite zu verringern und die mittlere Unterstützung der Querträger zu vermeiden, liegt zwischen den Hauptträgern neben der zweigleisigen Eisenbahn nur eine Straße von 3 m Breite, während eine zweite Straße von gleicher Breite auf Konsolen außerhalb der Haupttragwände angeordnet ist. Die Straßen werden als Einbahnstraßen im Richtungsverkehr benutzt.

Entwurf IV. Um das Brückengewicht und die Baukosten zu vermindern, ist das Güterzuggleis in die Fahrbahndecke der Straße eingepflastert. Getrennt davon liegt das Zufahrtgleis zum Columbusbahnhof, das vorwiegend dem Personenverkehr dient.

Die Untersuchungen erstreckten sich auf die Anwendung der vier Querschnittformen für die verschiedenen Brückensysteme und ihre Auswirkung auf den Eisenbahnbetrieb, die Verkehrssicherheit, die Baukosten und die statische und konstruktive Durchbildung der Brücke.

Gegenüber der zweigleisigen Brücke nach Vorschlag II, deren Baukosten (Kosten der Brücke und der maschinellen Anlagen, betriebs- und verkehrsfertig aufgestellt) rd. 1 400 000 RM betragen, ergaben sich bei der Wahl der anderen Querschnittformen folgende Ersparnisse:

	Ersparnis	
	in RM	in %
Querschnitt I (eingleisig)	200 000	14
Querschnitt III	30 000	2
Querschnitt IV	100 000	7

Die Kosten der Unterbauten vermindern sich ungefähr im gleichen Verhältnis, entsprechend dem geringeren Gewicht des Überbaues und der Nutzlasten und der kleineren Hauptträgerentfernung.

Der Ersparnis bei eingleisigem Ausbau steht der große Nachteil gegenüber, daß Personenverkehr und Schuppenverkehr über das gleiche Gleis geleitet werden. Da der Güterverkehr naturgemäß hinter den Personenverkehr zurücktreten müßte, würde die ordnungsgemäße Durchführung des Güterverkehrs bei Abfertigung der Fahrgastdampfer in Frage gestellt und in Zukunft, bei zunehmendem Fahrgastverkehr, zeitweise ganz unmöglich gemacht werden. Die Folge wäre eine Wertverminderung der an der Westseite des Verbindungshafens liegenden staatlichen Schuppen-, Umschlag- und Eisenbahnanlagen. Der zweigleisige Ausbau der Brücke wurde daher von Bremen beschlossen.

Der Eisenbahnverkehr der beiden Gleise wird derart getrennt, daß das rechts liegende Gleis (in der Fahrtrichtung nach dem Columbusbahnhof gesehen) den Verkehr mit den Fahrgastanlagen an der Columbuskaje und an der Großen Kaiserschleuse und das linke Gleis den Güterverkehr mit den Schuppenanlagen vermittelt (Linienbetrieb). Diese Teilung ist gewählt worden, weil sie im vorliegenden Falle betriebstechnisch günstiger ist und weil die Eisenbahnsicherungsanlagen einfacher und billiger ausfallen als bei der Trennung des Eisenbahnverkehrs nach Fahrtrichtungen (Richtungsbetrieb).

Bei der Wahl des Straßenquerschnittes war zu berücksichtigen, daß der Kraftwagenverkehr als Zubringerdienst für die Fahrgastdampfer ständig zunimmt. Zur Ausführung wurde die Querschnittlösung II bestimmt. Bei dieser Anordnung wird die Straße mit ihrer vollen Breite und gänzlich unabhängig vom Eisenbahnverkehr über die Brücke geführt, so daß die Sicherheit, Übersichtlichkeit und Schnelligkeit des Straßenverkehrs auf der Brücke und ihren Zufahrten gewährleistet ist.

c) Ausschreibung.

Nachdem durch die Voruntersuchungen über die Wahl des Brückensystems und die Querschnittanordnung Klarheit geschaffen war, folgte Anfang April 1928 die Ausschreibung der Entwurfsbearbeitung und Ausführung der Brücke beschränkt unter den vier Brückenbauanstalten M. A. N. Gustavsburg, Dortmunder Union, Aug. Klönne und Gutehoffnungshütte. Der Entwurf und die Herstellung der Fundamente gehörten nicht zur Ausschreibung.

Die zum Eröffnungstermin am 12. Juni 1928 eingereichten fünf Angebote — zwei von M. A. N. und je eines von den übrigen Firmen —

brachten für die Gesamtgestaltung des Bauwerkes und die Ausbildung der Bewegungsvorrichtung zum Teil neuartige und bemerkenswerte Lösungen in Vorschlag, die für Drehbrücken bisher noch nicht ausgeführt sind und für die vorliegenden Verhältnisse besondere wirtschaftliche, betriebliche und technische Vorteile gewährleisten.

d) Anordnung und Formgebung der Hauptträger.

Für die Anordnung der Hauptträger waren durch die Querschnittform die beiden Möglichkeiten gegeben, die Querträger entweder durch einen dritten, mittleren Hauptträger oder durch Hängestangen, die an obere Querriegel angehängt sind, zu unterstützen. Die erstere Anordnung, die Dreihauptträgerbrücke, lag den Angeboten von Dortmunder Union und Aug. Klönne zugrunde, während die Lösung mit zwei Hauptträgern und Hängestangen für die übrigen drei Entwürfe gewählt war. Der Vorteil der Dreihauptträgerbrücke liegt in der größeren Steifigkeit des Systems. In der Drehlage wird ein großer Teil der Eigenlasten des Überbaues durch den mittleren Hauptträger unmittelbar in den Königstuhl abgeleitet, während bei der Zweihauptträgerbrücke diese Kräfte auf Umwegen durch Hängestange, Fachwerkriegel, Hauptträger und Königstuhlquerträger zum Stützpunkte gelangen. Durch die größere Steifigkeit verhält sich die Dreihauptträgerbrücke auch dynamischen Einflüssen gegenüber günstiger als die Ausführung mit zwei Hauptträgern.

Nach den Ausschreibungsbedingungen sollte die Brücke in der geschlossenen Stellung derart gestützt werden, daß die Verkehrslasten durch besondere Auflager unmittelbar in den Unterbau abgeleitet werden. Der Zweck dieser Forderung war, den Königstuhl von den Verkehrslasten frei zu halten, um den ungünstigen Einfluß von Zusatzpressungen und Stößen auf den Drehzapfen zu vermeiden.

Die Zweihauptträgerbrücke bietet den Vorteil, daß die Entlastung des Königstuhles vom Verkehr ohne besondere Maßnahmen durch die seitlich unter den Hauptträgern befindlichen Verkehrslager geschieht, während dies bei der Dreihauptträgerbrücke auf andere Weise erreicht werden muß.

In Verbindung mit den Angeboten der Firmen sind für die Dreihauptträgerbrücke folgende zwei Lösungen untersucht worden.

Lösung I, die von der Firma Aug. Klönne vertreten wurde, erzielt die Entlastung des Königstuhles vom Verkehr dadurch, daß der Portalriegel des Königstuhlrahmens als Rautenfachwerk ausgebildet wird (Abb. 5). Die am Obergurtnoten angreifende Auflagerkraft P des mittleren Hauptträgers wird durch das Diagonalenpaar a unmittelbar in die Außen-

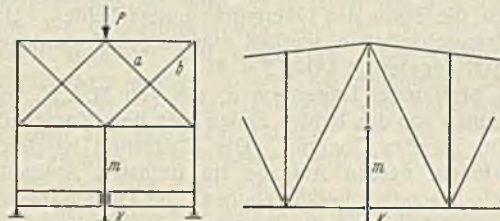


Abb. 5. Entlastung des Königstuhles. Lösung I.

pfosten und in die seitlichen Verkehrslager geleitet. In der Drehlage nimmt die Kraft ihren Weg gleichfalls durch die Diagonalen a , findet aber in den Außenpfosten infolge der jetzt fehlenden Unterstützung keinen Widerstand und wird daher durch die Diagonalen b in den Mittelpfosten und den Königstuhl übertragen. Diese Umwegung der Kräfte bedingt einen erheblichen Mehraufwand an Stahlkonstruktion, so daß die Ausführung unwirtschaftlich wird. Außerdem entfällt die unmittelbare Unterstützung des mittleren Hauptträgers am Königstuhl, wodurch der Vorteil der größeren Steifigkeit des Systems zum Teil verlorengeht.

Vorschlag II, der dem Entwurf der Dortmunder Union zugrunde lag, löst das Problem auf andere Weise. Der mittlere Hauptträger wird an den Knotenpunkten vor und hinter dem Königstuhl durch zwei weitere

Verkehrslager C_3 und C_4 unterstützt und wirkt dadurch als Balken auf fünf Stützen (Abb. 6). Da die Stützweite des mittleren Hauptträgers durch diese Lagerung erheblich verringert wird, ergeben sich Ersparnisse an

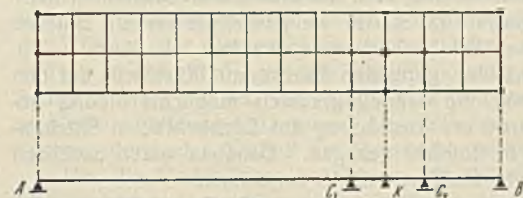


Abb. 6. Entlastung des Königstuhles. Lösung II.

Brückenbaukosten und eine Verminderung des Gesamtgewichtes. Trotz der wirtschaftlichen Vorteile wurde jedoch nicht diese Lösung, sondern die Zweihauptträgerbrücke zur Ausführung bestimmt, weil sich ungleichmäßige Setzungen des Drehpfeilers auf die Verteilung der Stützenkräfte der Dreihauptträgerbrücke ungünstig auswirken und weil die Lagerung des dritten Hauptträgers mit dem System des mittelbaren Antriebes der Brücke mit Antriebswagen und feststehendem Drehwerk nicht in Einklang gebracht werden konnte.

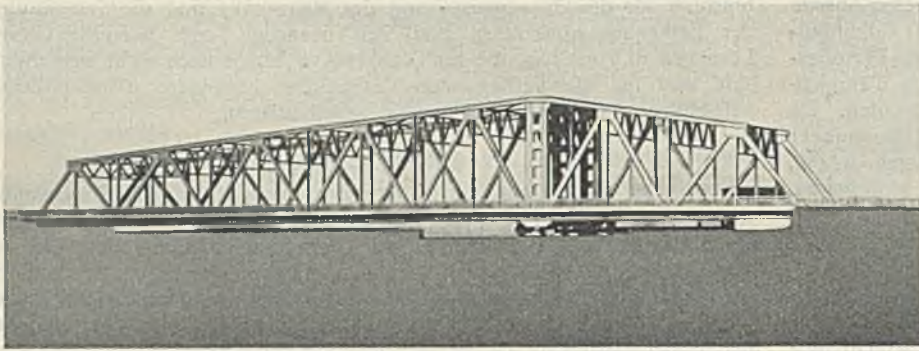


Abb. 7. Modell der Drehbrücke. Trägerform a.

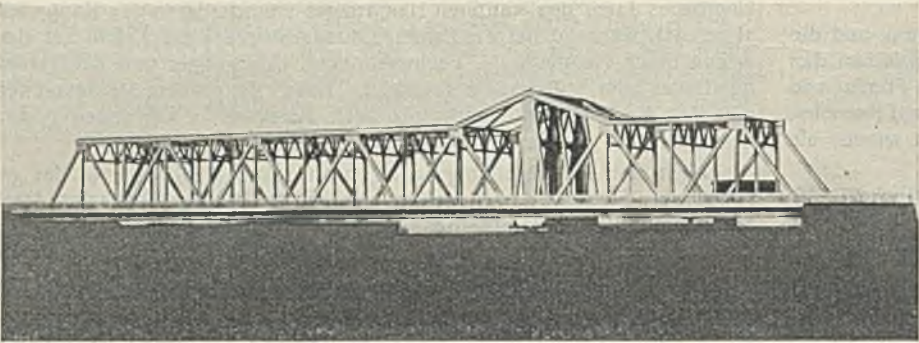


Abb. 8. Modell der Drehbrücke. Trägerform b.

Bei der Ausführung mit zwei Hauptträgern wird die ruhige und einheitliche Gesamtwirkung der Brücke durch die Fachwerkriegel der Querrahmen sehr beeinträchtigt. Man versuchte daher, durch einfache Gliederung und Gestaltung der Hauptträger einen Ausgleich herbeizuführen und das Aussehen der Brücke zu verbessern. Schließlich standen zwei Lösungen zur Wahl, die als Strebenfachwerk ohne Unterteilung ausgebildet sind und sich nur durch die Form des Obergurtes unterscheiden. Um die Gesamtwirkung zu veranschaulichen, wurden von beiden Vorschlägen Modelle im Maßstab 1:100 angefertigt (Abb. 7 u. 8).

Die zur Ausführung bestimmte Trägerform a, die von M.A.N. vorgeschlagen wurde, zeigt einen von den beiden Enden nach dem Königstuhl gleichmäßig ansteigenden, geraden Obergurt. Der Königstuhl ist durch einen schweren Portalrahmen, dessen Aufgabe im nächsten Abschnitt näher erläutert wird, noch besonders hervorgehoben. Im Gegensatz zu den im Bilde gezeigten Modellen sind die Riegel der Portalrahmen am Königstuhl und an den Brückenenden, die sie als steife Bauwerkglieder zu betonen und von den Fachwerkriegeln der normalen Querrahmen zu unterscheiden, vollwandig ausgebildet. Dadurch ist eine ruhigere und geschlossenere Gesamtwirkung des Tragwerkes erreicht worden.

Von der Anordnung eines Windschildes am Gegengewichtsarm ist abgesehen worden, weil das Aussehen der Brücke dadurch sehr gestört wird, und weil durch diese Maßnahme keine nennenswerte Ersparnis an Anlage- und Betriebskosten erzielt werden kann.

Auch der Gedanke, durch einen schiefen Abschluß der Brücke am langen Arm die Stützweite des eisenbahnseitigen Hauptträgers zu verringern und dadurch eine Ersparnis von rd. 20 000 RM zu erzielen, wurde nicht weiter verfolgt, um das Aussehen der Brücke nicht zu verschlechtern.

c) Material.

Die Ausschreibung fiel in eine Zeit, als neben den Baustählen St 37 und St 48 der Siliziumbaustahl (St Si) für weitgespannte eiserne Brücken mit bestem wirtschaftlichen Erfolge verwendet wurde.

Da das Eigengewicht der geplanten Brücke mit Rücksicht auf den schlechten Untergrund und die Gründungskosten möglichst niedrig gehalten werden sollte, wurde die Ausführung der Drehbrücke in Siliziumbaustahl von vornherein in Betracht gezogen. Daneben waren nach den Ausschreibungsbedingungen St 37 und St 48 zugelassen.

Die Angebote brachten neben Vorschlägen in St 48 und Siliziumstahl auch zwei Entwürfe in Union-Baustahl. Dieser Baustahl, der bekanntlich heute unter die Markenbezeichnung St 52 fällt und der die gleichen Festigkeitseigenschaften wie Siliziumstahl aufweist, war Mitte des Jahres 1928 von der Dortmunder Union als Ersatz für den Siliziumstahl neu auf den Markt gebracht worden. Ein Vergleich der beiden Werkstoffe zeigte, daß der Union-Baustahl wegen seiner besseren technologischen Eigenschaften den Vorzug verdient. Während sich bei der Herstellung und beim Walzen des Siliziumstahles Schwierigkeiten²⁾ herausgestellt hatten,

die zu Verzögerungen in der Materiallieferung führen konnten und dadurch die rechtzeitige Fertigstellung der geplanten Brücke in Frage stellten, ergaben sich bei der Herstellung des Union-Baustahles keinerlei Nachteile. Auch lagen bereits günstige Erfahrungen mit Union-Baustahl beim Bau der neuen Rheinbrücken in Köln-Mülheim und Düsseldorf vor, wo der neue Werkstoff erstmalig in größeren Mengen verwendet worden war. Bedenken gegen die Ausführung in Union-Baustahl bestanden somit nicht.

Gegenüber St 48 und St 37 bietet der Union-Baustahl den Vorteil, daß sich durch Verminderung des Brückengewichtes um etwa 250 t Ersparnisse an Brückenbaukosten und günstigere Bedingungen für die Gründung des Bauwerkes erzielen lassen.

Der Union-Baustahl wurde deshalb für die Ausführung der Brücke vorgesehen.

f) Antriebssystem.

Die bisher für den Antrieb von Drehbrücken üblichen Ausführungsweisen:

1. mittels auf dem Fundament feststehenden Drehwerkes, das in einen an der Brücke befestigten Zahnkranz eingreift, oder
2. mittels Drehwerkes, das in die Brückenkonstruktion eingebaut ist und in eine auf dem Widerlager verankerte Zahnstange eingreift,

erwiesen sich im vorliegenden Falle als unzweckmäßig, weil beim Eintreten von Fundamentbewegungen die Gefahr von Betriebsstörungen infolge nicht einwandfreien Ineinandergreifens von Ritzel und Zahnstange besteht, und weil Nachstellungen ohne storende Umbauarbeiten nicht möglich sind.

Von den Firmen wurden daher andere Lösungen vorgeschlagen, die diese Mängel nicht aufweisen. Es ergaben sich folgende beide Bauweisen:

1. Antrieb der Brücke durch eine besondere Schleppmaschine, die durch ein Kupplungsgestänge mit der Brücke verbunden ist und am Ende des kurzen Armes angreift. Das gesamte Triebwerk wird in dem Schleppwagen untergebracht, die Ritzel greifen in die Zahnstange ein, die auf einem besonderen, kreisringförmig ausgebildeten Fundament verankert ist. Diese Lösung wurde von den Firmen Gutehoffnungshütte und Aug. Klönne vorgeschlagen.
2. Mittelbare Übertragung der Antriebkraft vom Drehwerk auf die Brücke durch einen unter der Brücke laufenden, sektorförmigen Antriebswagen und einen Mitnehmerzapfen (Vorschlag M. A. N.).

Bei beiden Lösungen ist die Antrieborrichtung gegen Fundament-senkungen unempfindlich, und Nachstellungen bei Fundamentverschiebungen sind nicht oder nur an untergeordneten Konstruktionsteilen erforderlich. Gegenüber der ersten Lösung zeigt der Entwurf der M. A. N. außerdem den Vorteil, daß das Triebwerk auf dem Fundament fest verankert ist und daß die Triebwerkteile daher weiträumiger und übersichtlicher angeordnet werden können und besser zugänglich sind als bei ihrer Unterbringung in einem Schleppwagen.

Das von M. A. N. vorgeschlagene System des mittelbaren Antriebes wurde daher dem Ausführungsentwurf zugrunde gelegt.

Nachdem durch die Ausschreibung und die im Anschluß daran vorgenommenen Untersuchungen die hauptsächlichsten Punkte des Brückenentwurfs geklärt waren, wurde der Zuschlag am 31. August 1928 gemeinsam den Firmen M. A. N. Gustavsburg und Dortmunder Union erteilt. Dem Zuschlag lag im wesentlichen der Entwurf von M. A. N. zugrunde. In der Werkstofffrage wurde durch die Verwendung des Union-Baustahles auf den Vorschlag der Dortmunder Union zurückgegriffen.

Die Firmen verteilten die Arbeiten unter sich derart, daß die M. A. N. die Lieferung und betriebsfertige Aufstellung der gesamten maschinellen Anlagen sowie die Werkstattarbeiten für die Stahlkonstruktion des Gegengewichtsarmes (540 t Stahlkonstruktion) ausführte, während die Werkstattarbeiten des langen Brückenarmes (730 t) und die Montage des ganzen Überbaues in den Händen der Dortmunder Union lagen. Die Entwurfsbearbeitung der Brücke besorgten die Firmen im Einvernehmen mit dem Hafenbauamt, und zwar die M. A. N. für den maschinellen Teil und die Dortmunder Union für den stählernen Überbau.

IV. Lagerung der Drehbrücke.

a) Drehlage.

Mit Rücksicht auf die schlechten Untergrundverhältnisse und auf die unsymmetrische Ausbildung des Tragwerkes ist für die Drehlage eine und Eigenschaften von Siliziumstahl, Stahl u. Eisen 1928, Heft 25. — E. H. Schulz, Dortmund, Zur Fortentwicklung des hochwertigen Baustahles, Stahl u. Eisen 1928, Heft 26.

²⁾ C. Wallmann und H. Koppenberg, Berichte über die Herstellung

räumlich statisch bestimmte Lagerung gewählt worden, so daß auch während der Bewegung der Brücke statische Zusatzspannungen infolge von ungleichen Fundamentsetzungen nicht auftreten können.

Die Anordnung der sechs räumlichen Stützenbedingungen geht aus Abb. 9 hervor. Die Brücke ruht mit ihrem Eigengewicht auf dem Königstuhl K und den zwei Stützrollenwagen L_1 und L_2 . Das Gesamtgewicht des Überbaues einschließlich des Gegengewichtes, das zur Ausbalancierung der Brücke dient, beträgt rd. 2760 t. Der weitaus größte Teil der Last entfällt auf den Königstuhl, während die Stützrollen nur ein Übergewicht tragen, das erforderlich ist, um die Brücke gegen Kippen infolge von Winddruck und anderen zufälligen Kräften zu sichern.

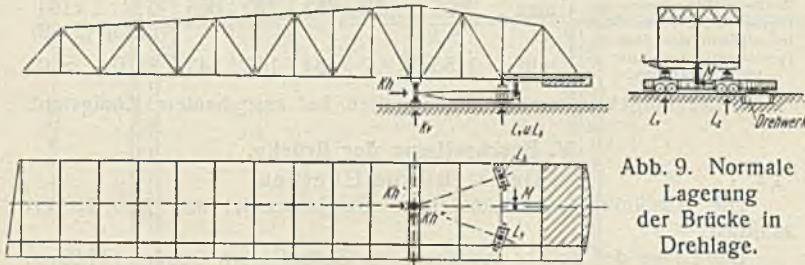


Abb. 9. Normale Lagerung der Brücke in Drehlage.

Die Windkräfte rufen außer den drei lotrechten Stützenbedingungen, die durch das Kippmoment entstehen, auch die waagerechten Reaktionen K_h' und K_h'' am Königstuhl und M am Mitnehmerzapfen hervor. Der Mitnehmer überträgt die Kraft in einen unter der Brücke laufenden Antriebswagen, der durch das Drehwerk festgehalten wird. Zweck und Wirkungsweise dieser Anordnung sind in dem Abschnitt über die Bewegungsvorrichtung der Brücke näher erläutert.

Für die Berechnung der größten Stützdrücke und für den Stand sicherheitsnachweis waren die folgenden Belastungsannahmen maßgebend:

- 100 kg/m² Winddruck während der Bewegung der Brücke,
- 150 kg/m² Winddruck in jeder Zwischenstellung, wenn die Brücke nur durch das Drehwerk, ohne besondere Verriegelung, festgehalten wird,
- 250 kg/m² Winddruck in der vollständig ausgeschwenkten und verregelten Lage der Brücke.

Diese weitgehenden Winddruckannahmen, die bei der Berechnung beweglicher Brücken bisher nicht üblich gewesen sind, erwiesen sich wegen der außergewöhnlichen Abmessungen der Brücke und der dadurch bedingten längeren Bewegungsdauer als notwendig, um das Bauwerk gegenüber plötzlich auftretenden Sturmböen, wie sie an der Nordseeküste wiederholt beobachtet worden sind, zu sichern.

Außer dem waagerechten Winddruck war gleichmäßig verteilte Schneelast von 30 kg/m² auf dem langen Brückenarm zu berücksichtigen; durch diese Belastung ist gleichzeitig der Einfluß von anderen zufälligen Kräften, wie lotrechtem Winddruck, Feuchtigkeitsunterschieden der Fahrbahnbeläge u. dgl., abgegolten.

Das Gegengewicht ist aus der Bedingung ermittelt, daß bei gleichzeitigem Wirken von 100 kg/m² Winddruck quer zur Brücke und Schneelast auf dem langen Arm wenigstens eine 1,5-fache Sicherheit gegen Kippen vorhanden sein soll.

Bei der Ausbildung der Lager wurde besonders Wert darauf gelegt, die Stützenkräfte in klarer und eindeutiger Weise, entsprechend der statisch bestimmten Lagerung des Tragwerkes, in die Fundamente überzuleiten. Im Königstuhl ist durch den Einbau eines Kugelkipplagers eine einwandfreie, gelenkige Lagerung und eine möglichst mittige Belastung des Stützzapfens erzielt worden. Auf den Stützrollenwagen liegt die Brücke nicht unmittelbar, sondern unter Zwischenschaltung von Rollenlagern auf. Diese Anordnung bietet die Gewähr, daß in den Auflagerpunkten L_1 und L_2 nur lotrechte Kräfte übertragen werden und daß die beiden zu einem Stützrollenwagen gehörenden Laufräder gleiche Belastung erhalten.

In der vollständig ausgeschwenkten Lage wird die Brücke durch einen starren Riegel am Ende des kurzen Armes gegen das Fundament festgelegt. Eine besondere Unterstützung der Hauptträger durch weitere Lager findet in dieser Stellung nicht statt. Da das Drehwerk gegenüber dem starren Riegel als elastische Stützung wirkt, kann man annehmen, daß der Winddruck durch Königstuhl und Riegel allein aufgenommen wird und daß der Mitnehmerzapfen unbelastet bleibt.

Das gleichzeitige Wirken von 250 kg/m² Winddruck quer zur Brücke und von 30 kg/m² Schneelast auf dem langen Arm in der vollständig ausgeschwenkten Lage ist dem Entwurf der Brücke als Ausnahmefall zugrunde gelegt. Da die Standsicherheit für diesen Fall nicht ausreichend bemessen ist, kippt der Überbau um die Achse KL_1 oder KL_2 und setzt sich auf eine der beiden seitlich vom Königstuhl vorhandenen Sicherheitsrollen S_1 und S_2 auf. Die Anordnung der Stützung in dieser Lage veranschaulicht Abb. 10.

In der nachstehenden Tafel sind die Auflagerkräfte für die wichtigsten Belastungsfälle zusammengestellt.

Tafel 1. Zusammenstellung der Auflagerkräfte.
a) Drehlage (Kräfte in t).

Belastung	Königstuhl		Stützrollenwagen		Sicherheitsrolle S_2	Mitnehmer M	Riegel am kurzen Arm R
	senkrecht K_v	waagrecht $K_h^{1)}$	L_1	L_2			
Eigengewicht G = 2758 t	2510	—	124	124	—	—	—
Wind 100 kg/m ²	—	161	-37	+37	—	78	—
Eigengewicht, Wind 250 kg/m ² und Schneelast auf dem langen Arm 30 kg/m ²	2566	318	—	143	96	—	112

1) Resultierende aus K_h' und K_h'' .

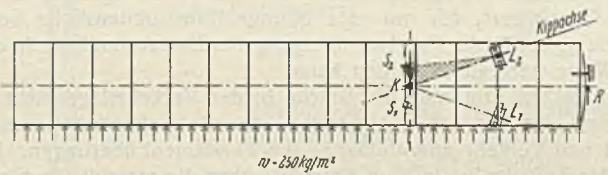


Abb. 10. Lagerung der Brücke in Drehlage, Ausnahmefall.

b) Verkehrslage.

Nachdem die Brücke in die Schlußstellung eingefahren ist, müssen die Brückenenden für die Fahrbahnübergänge in die passende Höhenlage gebracht werden.

Mittels der Hublager, die unter den Hauptträgern am Ende des kurzen Armes angreifen, wird der Überbau von den Stützrollenwagen abgehoben, um den Königstuhl gekippt und am Ende des langen Armes auf Rollenlager abgesetzt und aufgepreßt. Die elastischen Durchbiegungen der Hauptträger werden so weit herausgehoben, daß negative Stützenkräfte infolge von Fundamentsenkungen und Verkehrsbelastung nicht eintreten können und somit ein Abheben der Brücke von den Endauflagern vermieden wird. Als Sicherheit verbleibt in einem Auflager im ungünstigsten Falle noch eine Kraft von 43 t.

Die Hauptträger wirken in der Verkehrslage gegenüber dem Eigengewicht als Balken auf drei Stützen, wobei die mittlere Stütze gegenüber den starren Endauflagern als elastisch nachgiebig anzusehen ist.

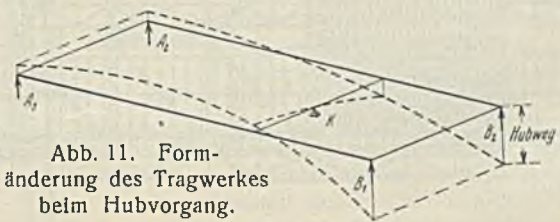


Abb. 11. Formänderung des Tragwerkes beim Hubvorgang.

Durch die unsymmetrische Ausbildung des Tragwerkes und die verschiedene Steifigkeit der Hauptträger erfahren die letzteren beim Heben und Senken der Hublager ungleiche Durchbiegungen, die eine Verwindung des Systems zur Folge haben. Um den Spannungszustand und die Verteilung der Auflagerkräfte des räumlichen Systems zu ermitteln, wurde die Wirkung der Querverbände zunächst ganz unberücksichtigt gelassen und die in Abb. 11 dargestellte Trägeranordnung der Berechnung zugrunde gelegt. Das Verhalten des Tragwerkes während der Hubbewegung ist in dieser Abbildung veranschaulicht. Praktisch wird die Verwindung des Systems durch den Einfluß der Querverbände wesentlich herabgemindert.

Um die Nachteile zu beseitigen, die mit der unsymmetrischen Ausbildung verbunden sind und die sich in Form von Zusatzspannungen auswirken, wurde versucht, durch eine der Verteilung der ständigen Last entsprechende Überbemessung des Hauptträgers I (Straßenseite) gleiche Durchbiegungsverhältnisse für beide Hauptträger zu schaffen und die Verwindung des Systems zu vermeiden. Wegen der entstehenden Mehrkosten von rd. 40000 RM ist jedoch von der Ausführung dieser Maßnahme abgesehen worden.

Nachdem der Hubvorgang beendet ist, werden seitlich vom Königstuhl unter die Hauptträger zwei Keillager mit einem geringen Anpreßdruck untergeschoben. Diesen Lagern kommt die Aufgabe zu, die Verkehrslasten und die Bremskräfte unmittelbar in den Unterbau einzuleiten, damit

der Königstuhl keine Zusatzkräfte und Stöße aus Verkehr erhält. Gegenüber den Verkehrslasten wirken die Hauptträger daher als Balken auf drei starren Stützen (Abb. 12).

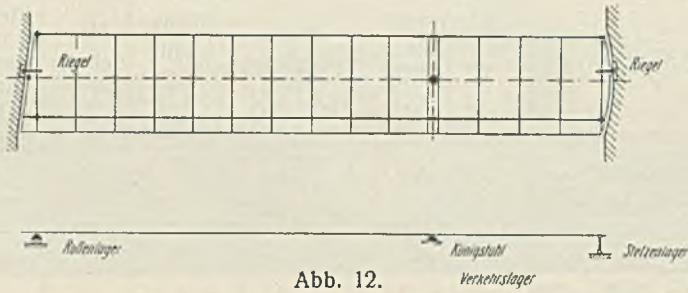


Abb. 12. Lagerung der Brücke in Verkehrslage.

Unter dem Abschlußquerträger am langen Arm befindet sich in der Mitte ein weiteres Lager, das als Rollenlager ausgebildet ist und ebenfalls als Verkehrslager wirkt. Es dient dazu, die Durchbiegungen des 16,4 m langen Querträgers, der nur eine geringe Konstruktionshöhe besitzt, zu vermindern, damit der Fahrbahnübergang der Eisenbahnleise in einwandfreier Weise hergestellt werden kann.

Am kurzen Arm ruht die Brücke in der Verkehrslage nicht auf den Hublagern, sondern auf zwei Stelzen, die die Auflagerkräfte aus Eigengewicht und Verkehr unmittelbar in das Fundament übertragen. Die Bauweise der Auflager ist in dem Abschnitt über die maschinelle Einrichtung näher beschrieben.

Zur Festlegung der Brücke in waagerechter Richtung dient an beiden Enden je ein starrer Riegel.

In der folgenden Tafel sind die wichtigsten Werte der Auflagerkräfte für die Verkehrslage zusammengestellt. Die Verkehrslasten sind dabei ohne Stoßzuschlag angegeben.

Tafel 2. Zusammenstellung der Auflagerkräfte.
b) Verkehrslage (Kräfte in t).

Belastung	Königstuhl K	Rollenlager am langen Arm		Stelzenlager am kurzen Arm		Verkehrslager	
		A _I	A _{II}	B _I	B _{II}	C _I	C _{II}
Eigengewicht	1665	150	138	420	385	≈ 0	≈ 0
Größt- u. Kleinstwerte aus Eigengewicht, Verkehrslast in ungünstigster Stellung, Fundamentsenkung und ungleicher Erwärmung	max	2039	528	753	770	721	1164
	min	1155	102	84	167	≈ 0	≈ 0

1) Die eingeklammerten Kräfte gelten bei ausgebautem Königstuhl.

V. Beschreibung der Brücke.

a) Der stählerne Überbau.

Die Ausbildung des stählernen Überbaues ist aus Abb. 13 ersichtlich.

Die Länge der Brücke zwischen den Endauflagern beträgt 111,90 m. Der Abschlußträger am kurzen Arm zeigt die der Drehbewegung entsprechende runde Form, am langen Arm ist ein schiefer Abschlußquerträger angeordnet, der an die über die Auflagerpunkte biegungsfest auskragenden Hauptträgeruntergurte angeschlossen ist. Durch diese Maßnahme ist erreicht worden, daß die Brückenstützweite kürzer gehalten werden konnte, als mit Rücksicht auf die Forderung der 6 m breiten Uferstraße notwendig gewesen wäre. Die Brückenaufleger sind in verdeckten Nischen der Ufer-

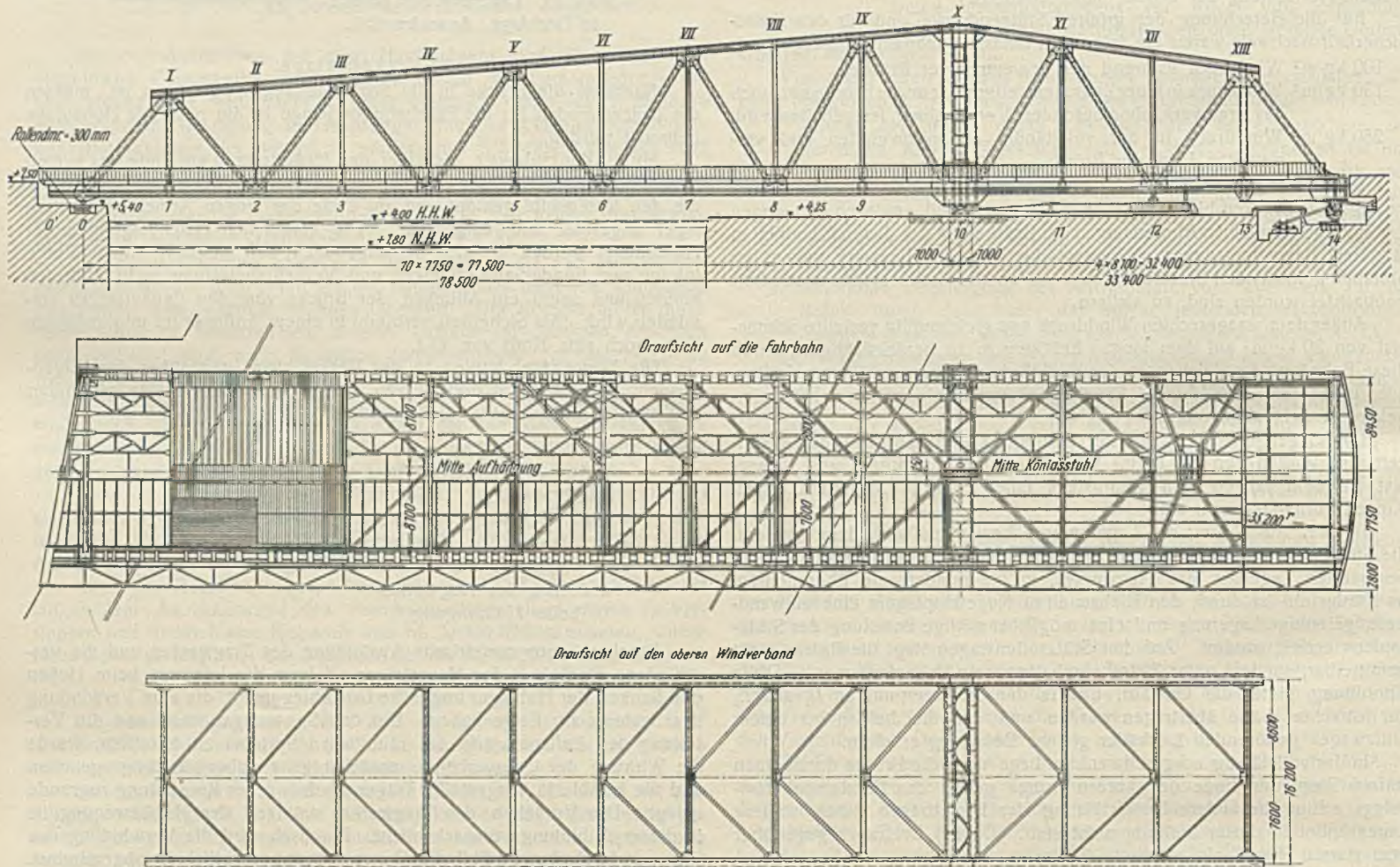


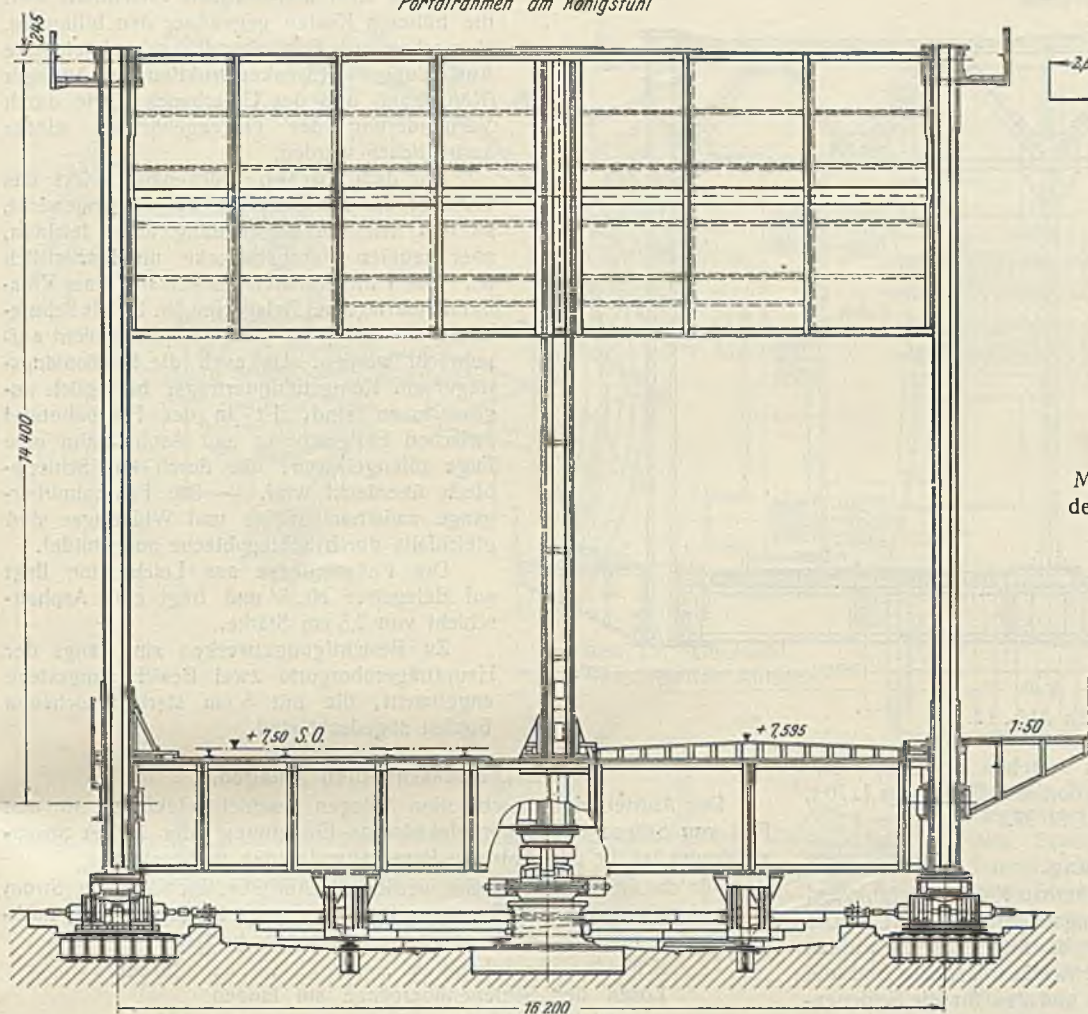
Abb. 13. Übersicht und Querschnitte der Brücke.

Um den Königstuhl zu Besichtigungs- oder Reparaturzwecken ausbauen zu können, ohne den Verkehr für längere Zeit zu unterbrechen, sind die Keillager seitlich vom Königstuhl so stark bemessen, daß sie außer den Verkehrslasten auch den auf den Königstuhl entfallenden Anteil des Eigengewichts mit übernehmen können. Die Brücke wird durch vier Druckwasser-Winden, die unmittelbar neben den Keillagern angesetzt werden, so weit gehoben, daß die Teile des Königstuhles ausgebaut werden können. Darauf wird die Brücke durch Absenken der Pressen in die normale Höhenlage zurückgebracht und gleichzeitig auf die Keillager abgesetzt.

straße angeordnet, so daß sie für den Verkehr der Leinenverholer bei ausgeschwenkter Brücke keinerlei Hindernis bilden.

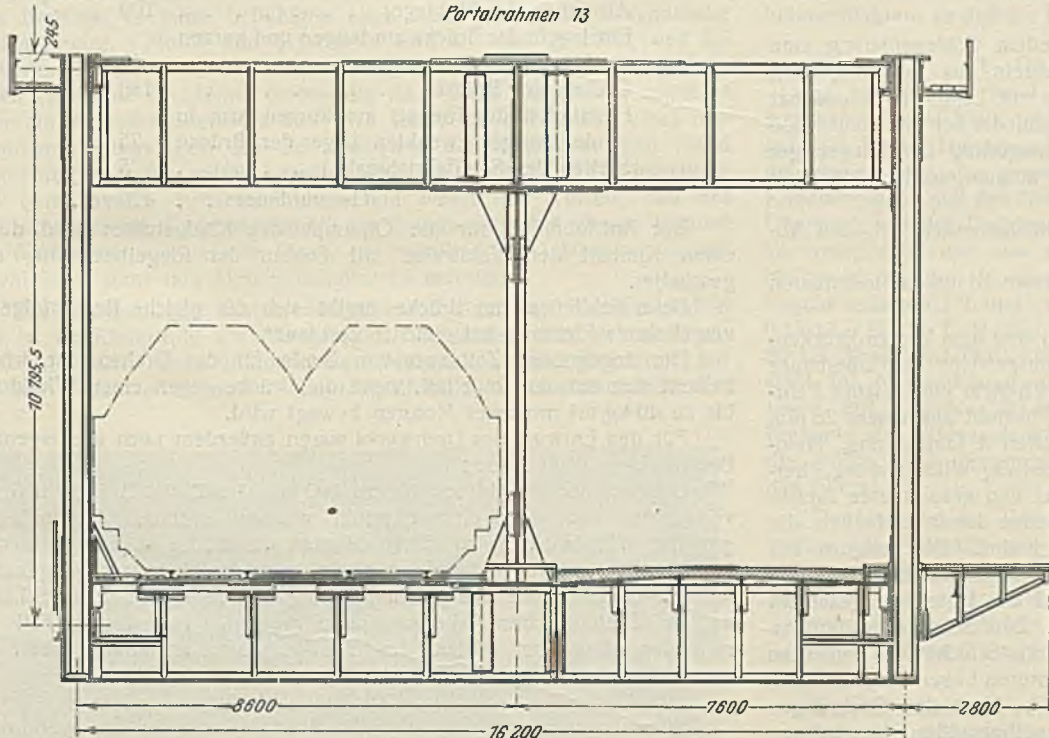
Das Gegengewicht — insgesamt 1104 t — ist im Endfelde 13 bis 14 des kurzen Armes und in dem Raum zwischen Querträger 14 und rundem Abschlußquerträger untergebracht und liegt vollständig unter der Fahrbahn; ein Teil des Raumes mußte für die Aufstellung des Riegeltriebwerkes freigehalten werden. Das Gegengewicht besteht aus Schienen, Knüppeln und Schrott, die mit Beton vergossen sind. Das Raumeinheitengewicht beträgt je nach Lage des Kastens 4,0 bis 6,0, im Mittel 4,8 t/m³. Der

Portalrahmen am Königstuhl



Zu Abb. 13.

Portalrahmen 73



Zu Abb. 13.

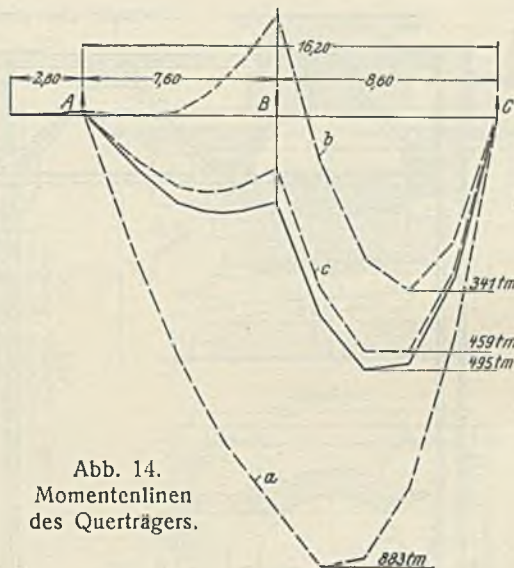


Abb. 14.
Momentenlinien
des Querträgers.

Ausführung sowie vergleichsweise für folgende Fälle:

- a) Träger auf zwei Stützen,
- b) Träger auf drei starren Stützen,
- c) wie ausgeführt, aber Riegel und Hängestange in St 37 statt in St 52.

Trotz der Erhöhung der Querträgersteifigkeit durch Ausbildung des Riegels und der Hängestange in St 37 ist diese Maßnahme nicht gewählt worden, um das Eigengewicht der Brücke nicht zu vergrößern und um nicht verschiedene Baustähle für die Haupttragglieder des Bauwerks zu verwenden.

Eine Besonderheit in statischer Hinsicht bildet der Portalrahmen 10 über dem Königstuhl. Bei der üblichen Ausführungsweise werden die Hauptträgerlasten in der Drehlage der Brücke durch die Querträger in den Königstuhl übertragen. Hierzu wäre eine Bauhöhe von wenigstens 4,0 m erforderlich gewesen. Da nur 2,45 m zur Verfügung standen, mußte hier gleichfalls, wie beim normalen Querrahmen, der Umweg über Mittelpfosten und Riegel gewählt werden. Den gewaltigen Kräften entsprechend, besteht der Riegel aus zwei doppelwandigen Blechträgern von 5,50 m Höhe. Der Königstuhldruck wird zu 13% durch die Querträger und 87% durch die Riegel übernommen. Da die Mittellinie des Druckpfostens nicht mit der Königstuhlachse zusammenfällt, ist der Querschnitt des Pfostens unsymmetrisch, entsprechend der Exzentrizität von 15 cm, ausgebildet und dadurch eine mittige Einführung der Stützkraft erreicht worden.

Die Windverbände sind als K-Fachwerk ausgebildet. Im Felde 5 bis 6 des langen Brückenarmes ist ein Bremsverband angeordnet, der die Aufgabe hat, die Bremskräfte aus den Längsträgern in die Haupttragwände und die Verkehrslager zu übertragen.

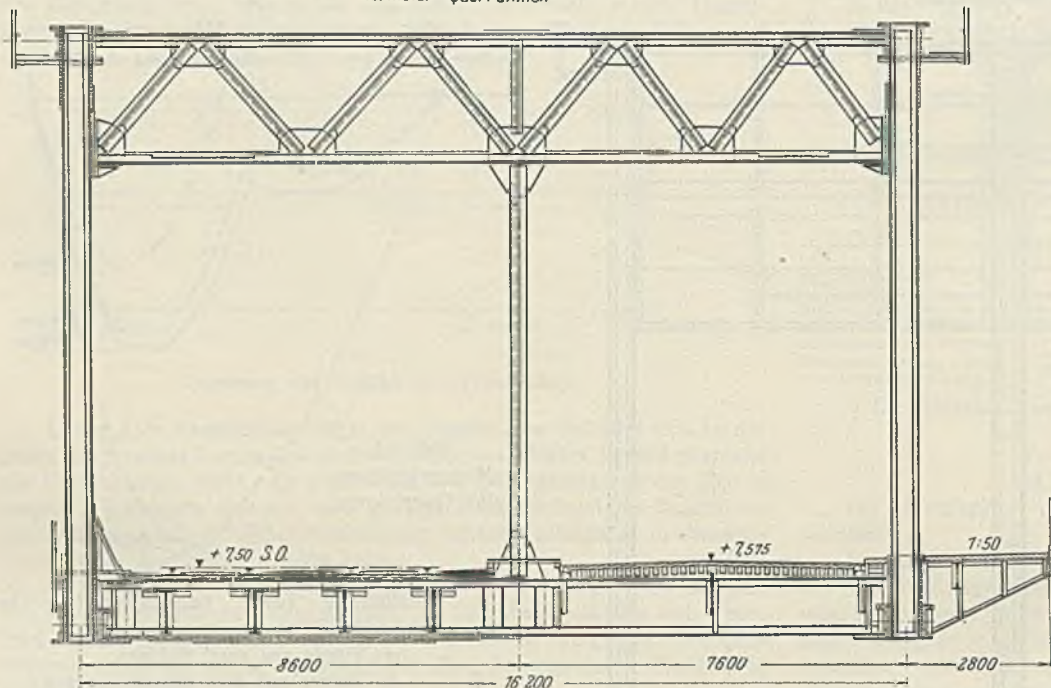
Beim Übergang der Brücke von der Drehlage in die Verkehrslage erleiden die Hauptträgeruntergurte durch die Wirkung der Hubkräfte erhebliche elastische Verkürzungen, die 3,1 cm am Hauptträger I und 2,4 cm am Hauptträger II betragen. Um Zwängungen des Fahrbahnträgerrostes, die durch diese Formänderung hervorgerufen werden, zu vermeiden, sind die Längsträger längsbeweglich an die Königstuhlquerträger angeschlossen. Die Anordnung eines besonderen Bremsverbandes am kurzen Arm erübrigte sich, da der Gegengewichtkasten eine ausreichende Versteifung gewährt.

Alle Haupttragteile der Stahlkonstruktion sind aus Union-Baustahl St 52 hergestellt, die Verbände, die Fußwegkonstruktion, die Geländer

Gegengewichtkasten ist nach unten durch ein Bodenblech abgeschlossen, die Bauhöhe ist an dieser Stelle um 0,80 auf 2,20 m erhöht, so daß die K.U.K. auf + 5,30 m Brhv.N. liegt.

Die normalen Querträger sind wegen der geringen Bauhöhe von 1,40 m mittels Zugstangen an oberen Fachwerkriegeln aufgehängt. Die zwischen den Haupttragwänden durchlaufenden Querträger wirken als Balken auf drei elastischen Stützen. Abb. 14 zeigt den Verlauf der größten Biegemomente aus Eigengewicht und Verkehr mit Stoßzuschlag für die gewählte

Normaler Querrahmen



Zu Abb. 13.

und das Bodenblech des Gegengewichtkastens bestehen aus St 37. Insgesamt beträgt das Gewicht der Stahlkonstruktion des Überbaues 1270 t, davon entfallen 1082 t auf St 52 und 188 t auf St 37.

b) Fahrbahnausbildung.

Der Eisenbahnoberbau ist als Reichsoberbau K 49 ausgeführt und mittels eichener Brückenbalken auf den Längsträgern gelagert. Die Schienen sind in Längen bis zu 23,40 m verlegt, die Schienenstöße wurden nach dem bekannten Thermit-Verfahren geschweißt. Jedoch sind die Stöße zwischen dem normalen Schienenstrang und den für die Schienenübergänge erforderlichen Zungenschienen nicht geschweißt, sondern verlascht, um die letzteren nötigenfalls schnell und ohne Herbeischaffen von Schweißgerät auswechseln zu können.

Über dem Königstuhlquerträger ist in jedem Schienenstrang eine Schienenauszugvorrichtung eingebaut. Sie besteht aus außenliegenden Auflaufaschen und innenliegenden Stoßlaschen mit Langlöchern und hat den Zweck, den Oberbau von Zwängspannungen, die bei durchlaufenden Schienensträngen infolge der beweglichen Auflagerung der Längsträger an den Königstuhlquerträgern leicht eintreten können, nach Möglichkeit freizuhalten.

Wegen der Schienenübergänge an den Brückenden vgl. den Abschnitt über die Antriebsanlagen.

Der Raum zwischen und neben den Gleisen ist mit aufnehmbaren Tafeln aus Raupenblech abgedeckt.

Die Straßenfahrbahn ist auf dem langen und dem kurzen Brückenarm verschieden ausgebildet. Um das Gesamtgewicht des Überbaues möglichst niedrig zu halten, ist für den langen Arm eine leichte Fahrbahnplatte gewählt worden. Die Fahrbahnplatte besteht aus einem 26 mm starken Seilgurtebelag, der von der Firma Felten & Guilleaume, Hanfspinnerei und Tauwerkfabrik in Köln und Harburg-Wilhelmsburg, hergestellt ist. Die Seilgurte liegen auf einer Tafel von gespundeten Jarrahholzbohlen, zur Unterstützung der letzteren dienen Jarrahholzbalken, die auf eisernen Zwischenquerträgern I 26 befestigt sind. Die Seilgurte aus reinem Manilahanf sind mit schwedischem Holzteer durch und durch getränkt, ihre Verlegung und Befestigung auf der Unterlage geschieht in der aus der Fachliteratur bekannten Weise³⁾. Zum Schutze der fertigen Decke wird eine insgesamt etwa 9 mm starke Schicht aus erhitztem mexikanischen Asphalt und Kaltasphalt in mehreren Lagen aufgestrichen, mit Basaltsplitt dicht überstreut und eingewalzt. Nach den Erfahrungen an früher ausgeführten Bauwerken darf bei sachgemäßer Unterhaltung mit einer hohen Lebensdauer des Belages gerechnet werden. Die Fahrbahnplatte einschließlich der Bohlen und Tragbalken wiegt etwa 190 kg/m², die Kosten betragen rd. 120 RM/m², stellen sich also im Vergleich mit anderen Bauweisen sehr hoch. Die Vorteile der gewählten Ausführung liegen in dem geringen Gewicht, der großen Elastizität und der einfacheren Unterhaltung des Belages. Bei großen beweglichen Brücken, wie im vorliegenden Falle, ist die Ausführung wegen ihres geringen

Gewichtes auch wirtschaftlich vorteilhaft, weil die höheren Kosten gegenüber den billigeren, aber schwereren Fahrbahndecken durch leichtere Ausbildung der Eisenkonstruktion, der Auflager (Königstuhl) und des Unterbaues sowie durch Verminderung des Gegengewichtes wieder ausgeglichen werden.

Auf dem kurzen Brückenarm wirkt das Gewicht der Fahrbahnplatte als Gegengewicht, so daß hier die Verwendung einer leichten, aber teureren Fahrbahnplatte unwirtschaftlich ist. Die Fahrbahnplatte besteht aus einer Kiesbetonunterlage auf Belageisen Nr. 11, als Schutzdecke ist eine 5 cm starke Asphaltdecke aufgebracht worden. Da auch die Straßenlängsträger am Königstuhlquerträger beweglich angeschlossen sind, ist in der Fahrbahnplatte zwischen Seilgurtebelag und Asphaltbahn eine Fuge offengelassen, die durch ein Schleppblech überdeckt wird. — Die Fahrbahnübergänge zwischen Brücke und Widerlager sind gleichfalls durch Schleppbleche ausgebildet.

Die Fußwegdecke aus Leichtbeton liegt auf Belageisen Nr. 6 und trägt eine Asphaltdecke von 2,5 cm Stärke.

Zu Besichtigungszwecken sind längs der Hauptträgerobergurte zwei Besichtigungsstege angebracht, die mit 5 cm starken eichenen Bohlen abgedeckt sind.

VI. Die maschinellen Anlagen.

Der Antrieb der maschinellen Anlagen geschieht elektrisch, für den Fall von Störungen in der elektrischen Einrichtung oder in der Stromzuführung ist für alle Antriebe Reservehandantrieb vorgesehen.

Für das Öffnen der Brücke werden die Antriebe, nachdem der Strom durch das Stellwerk der Eisenbahnsicherungsanlage freigegeben ist, nacheinander in folgender Reihenfolge und Zeitdauer betätigt:

Schließen der Schranken	20 sek
Lösen der Schienenübergänge am langen und kurzen Arm	20 "
Absenken der Verkehrslager	30 "
Absenken der Hublager	100 "
Entriegeln der Brücke am langen und kurzen Arm	40 "
Drehen der Brücke	180 "
Feststellen des Riegels am kurzen Arm in der ausgeschwenkten Lage der Brücke	25 "
Stellen des Schiffsfahrtsignals	5 "
Gesamtdauer	420 sek.

Der Antriebmotor für die Ölpumpe des Königstuhles wird durch einen Kontakt der Wahlwalze mit Beginn der Riegelbewegung eingeschaltet.

Beim Schließen der Brücke ergibt sich die gleiche Reihenfolge in umgekehrter Richtung bei gleicher Zeitdauer.

Die angegebene Zeitdauer von 3 min für das Drehen der Brücke bezieht sich auf den Regelfall, wenn die Brücke gegen einen Winddruck bis zu 40 kg/m² mit zwei Motoren bewegt wird.

Für den Entwurf des Drehwerks waren außerdem noch die folgenden Bedingungen maßgebend:

Gegen einen Winddruck bis zu 100 kg/m² soll die Brücke in 6 min vollständig aus- oder eingeschwenkt werden können. Gegen einen größeren Winddruck bis zu 150 kg/m² muß die Brücke in jeder Zwischenlage ohne besondere Verriegelung, allein durch das Drehwerk, festgehalten werden können, ohne daß durch das angreifende Windmoment Schäden an der Drehvorrichtung hervorgerufen werden. Für diesen Fall der ruhenden Belastung dürfen die Triebwerkteile um 50% überbeansprucht werden.

a) Die Drehvorrichtung.

Wie bereits ausgeführt, wird die Brücke durch das Drehwerk nicht unmittelbar, sondern durch einen Antriebswagen und einen Mitnehmerzapfen mittelbar bewegt.

Die Gesamtanordnung der Drehvorrichtung ist aus Abb. 15 zu sehen. Der Antrieb geschieht durch zwei getrennte Windwerke, die in einem gemeinsamen Brückenkeller des östlichen Widerlagers aufgestellt sind (s. Abb. 16). Jedes Windwerk wird durch einen Motor angetrieben und kann allein oder zusammen mit dem anderen Windwerk bewegt werden. Bei Antrieb durch einen Motor läuft das andere Triebwerk leer mit. Über mehrere Stirnradvorgelege, Wellen und Lager wird die Antriebskraft auf die Ritzel übertragen, die in die am Antriebswagen befestigte

³⁾ Vgl. Aufsatz von Popken über den Bau einer Hubbrücke in Oldenburg, Bautechn. 1927, Heft 22 u. 26.

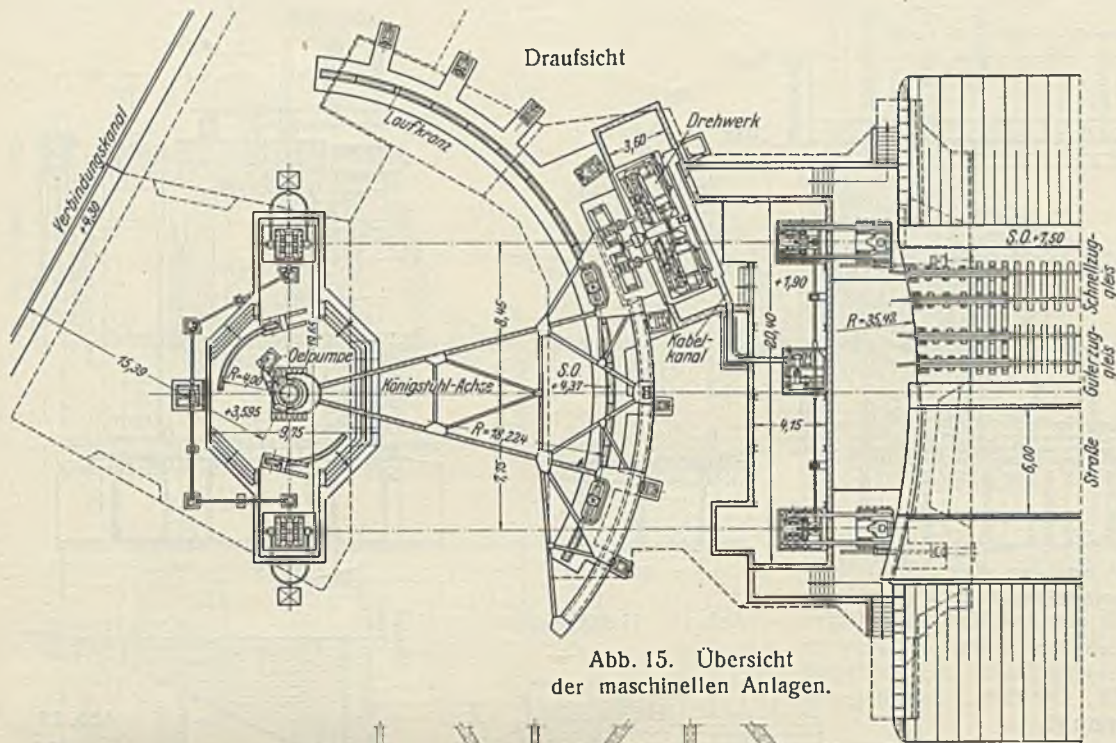
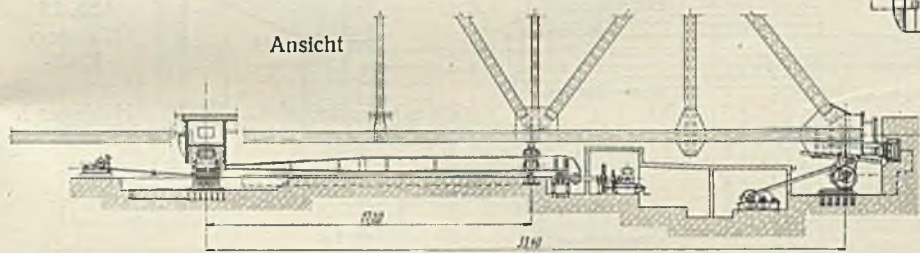


Abb. 15. Übersicht der maschinellen Anlagen.



Zu Abb. 15.

Triebstockzahnstange eingreifen. Die Geschwindigkeit wird durch einen Fahrtregler zwangsläufig beschleunigt und verzögert (s. Abschnitt VII), zum Bremsen in jeder beliebigen Lage dient eine elektromagnetische Backenbremse. Motor und Triebwerk sind so stark gewählt, daß sie auch das Drehmoment zu leisten vermögen, das beim Drehen der Brücke gegen 100 kg/m^2 Winddruck notwendig ist. Diese Ausführung erfordert zwar ein stärkeres Triebwerk und wird teurer als der Einbau eines umschaltbaren Vorgeleges, das bei Änderung der Windstärke von Hand umgekuppelt werden müßte, gewährt aber eine wesentliche Vereinfachung und eine größere Betriebsicherheit und bietet den Vorteil, daß der Brückenwärter die Geschwindigkeit der Brücke auch bei einem Wechsel der Windstärke von seinem Stand am Schaltpult des Schalthauses aus regeln kann, ohne den Maschinenkeller zu betreten.

Der Antriebswagen besteht aus einem System von Fachwerkstäben und ist im Königstuhl drehbar gelagert. Außerdem wird er am Triebstockträger durch neun Rollenböcke unterstützt, von denen aber immer nur ein Teil — fünf oder sechs — im Eingriff ist, und die während der Be-

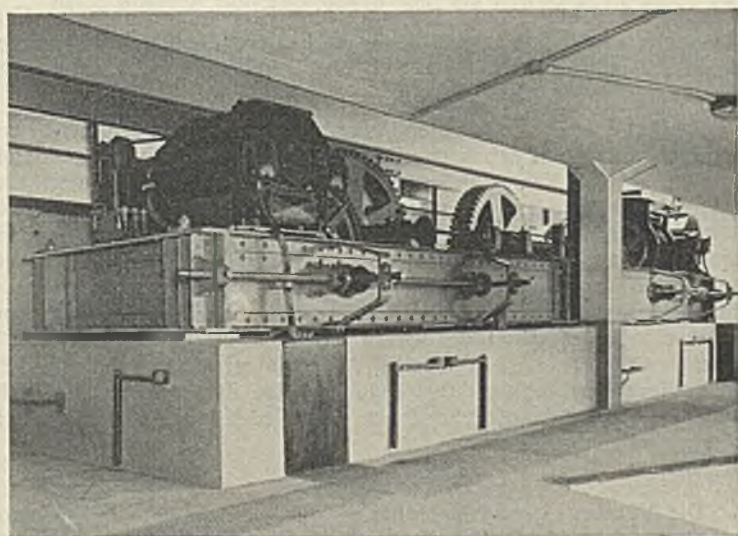


Abb. 16. Blick in den Drehwerkskeller.

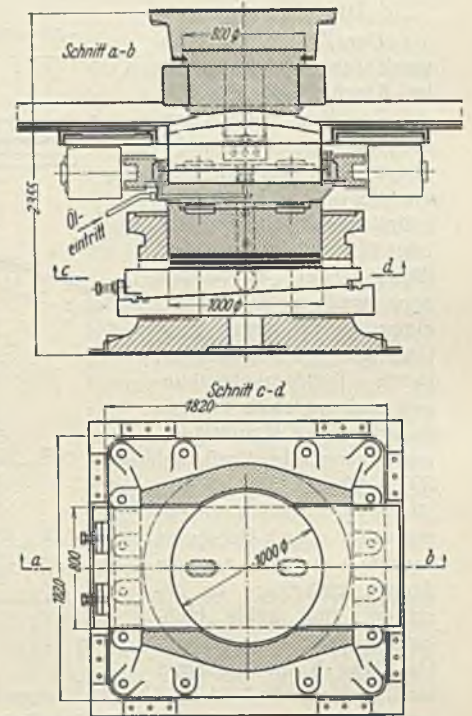


Abb. 17. Königstuhl.

wegung der Brücke nacheinander zum Tragen kommen. Gegenüber dem Eigengewicht des Antriebwegens und dem Exzentrizitätsmoment der Antriebskraft wirkt der Triebstockträger daher jeweils als Balken auf fünf oder sechs Stützen.

Durch den Mitnehmerzapfen, der in der Brückenkonstruktion fest eingespannt und im Triebstockträger des Antriebwegens verschieblich gelagert ist, wird die Bewegung des Antriebwegens auf die Brücke übertragen.

Durch Ausbau des Mitnehmers ist es möglich, den Antriebswagen auch ohne die Brücke zu bewegen und über die Grenzlagen der Brücke hinauszufahren, so daß die Ritzel des Drehwerks freigelegt werden können.

b) Der Königstuhl (Abb. 17).

Er besteht aus zwei Hauptteilen, dem mit der Brücke fest verbundenen oberen Teil, der beim Bewegen der Brücke mitgeht, und dem auf dem Pfeiler feststehenden unteren Lagerteil. Der obere Teil umfaßt die obere Lagerplatte, gegen die sich die Brückenkonstruktion stützt, das Kugelkipplager und den Drehzapfen. Das Kipplager hat den Zweck, beim Übergang von der Drehlage in die Verkehrslage das Kippen der Brücke zu ermöglichen und eine statisch einwandfreie, gelenkige Lagerung der Brücke zu erzielen (s. Abschnitt IV). Die Halbmesser der Krümmungskugeln betragen 170 und 145 cm, die Pressung nach Hertz ergibt sich zu 9 t/cm^2 . Beide Teile des Kipplagers bestehen aus Schmiedestahl von 80 bis 90 kg/mm^2 Festigkeit. Der Stützzapfen ist aus bestem Sonderstahl für Nitrierhärtung nach dem Patent der Firma Fried. Krupp in Essen mit 110 bis 120 kg/mm^2 Festigkeit hergestellt. Die mittlere Pressung des Stützzapfens während der Bewegung beträgt 330 kg/cm^2 , die größte Kantenpressung bei Querwind von 100 kg/m^2 ergibt sich zu 384 kg/cm^2 .

Der Unterteil des Königstuhles umfaßt die Drehpfanne aus Phosphorbronze, ein Füllstück und den unteren Lagerkörper mit den beiden Stellkeilen. Die Keile dienen dazu, die Höhenlage des Königstuhles bei der Montage genau einzustellen und bei kleinen Fundamentsenkungen Nachstellungen zu ermöglichen. Für größere Nachstellungen sind Zwischenlagbleche und ein Zwischenstück zur Erhöhung des unteren Lagerkörpers vorgesehen.

Die Gleitflächen werden durch eine besondere Preßölpumpe geschmiert, die einen der Flächenpressung des Drehzapfens entsprechenden Druck erzeugt. Da der Antriebmotor der Ölpumpe durch einen Kontakt der Wahlwalze bereits mit Beginn der Riegelbewegung eingeschaltet wird, ist der erforderliche Druck bei Beginn der Drehbewegung der Brücke schon vorhanden. Um eine gleichmäßige Schmierung der ganzen Fläche zu erzielen, sind in der Drehpfanne Rillen für die Zuführung des Öles ausgespart. Das ablaufende Öl, das infolge des großen Druckes trotz sorgfältigster Abdichtung nach außen tritt, wird in einem Kanal gesammelt und der Pumpe von neuem zugeführt.

Der Lagerkörper ist auf einem Trägerrost befestigt, der die Kräfte vom Königstuhl in das Fundament überleitet.

c) Die Hublager.

Der Zweck der Hubvorrichtung wurde bereits im Abschnitt IV erläutert.

Die Kraft, die durch die Hublager im Normalfall überwunden werden muß, um die Brücke in die Verkehrslage zu bringen, beträgt 420 t für Hauptträger I (Straßenseite), zu denen noch weitere 30 t durch einen vorübergehenden Überhub hinzukommen. Durch Fundamentsenkungen und ungleiche Wärmeänderung der Hauptträgergurte kann die Kraft auf $595 + 30 = 625$ t steigen. Diese Kraft ist der Bemessung des Hublagers zugrunde gelegt; um die Anlage einheitlich zu gestalten, sind beide Hublager gleich ausgebildet. Das Weg-Kraft-Diagramm für den Normalfall ist in Abb. 18 dargestellt. Der Hubweg zerfällt danach in folgende fünf Teilwege:

1. Leerlauf des Hublagers zur Überwindung des Spielraumes 3,4 cm
 2. Abheben der Brücke von den Stützrollen 0,8 „
 3. Tippen der Brücke 11,6 „
 4. Herausheben der Durchbiegungen zur Vermeidung von negativen Auflagerkräften 16,8 „
 5. Vorübergehender Überhub 1,4 „
- Gesamthubweg 34,0 cm.

Das rückwärtige Ende wird dabei um $0,8 + 11,6 + 16,8 = 29,2$ cm angehoben.

Die Bauart des Hublagers beruht auf dem Exzenterprinzip. Der Vorteil der Exzenterwirkung liegt darin, daß die Belastung des Triebwerkes nicht übermäßig groß wird und während der ganzen Bewegung fast gleichmäßig bleibt.

Die konstruktive Ausbildung geht aus Abb. 19 hervor.

Zwei exzentrisch ausgebohrte Kreisscheiben laufen auf Schienen, die auf einer im Fundament verankerten Grundplatte befestigt sind. In den Bohrungen sind mittels Walzenlager die Zapfen einer weiteren Scheibe gelagert, die aus Ersparnisgründen nicht voll ausgebildet ist, sondern sektorförmige Gestalt hat und daher den Namen „Rollsektor“ führt. Der Rollsektor wälzt auf einer an der Brückenkonstruktion befestigten Laufschiene ab, die Wälzbewegungen der Exzenter-scheiben und des Rollsektors haben entgegengesetzten Drehsinn. Die unteren Laufschienen sind als schiefe Ebenen ausgebildet und übernehmen dadurch einen Teil des Hubes, so daß die Exzenter-scheiben in ihren Abmessungen verkleinert werden konnten. Während des Leerlaufes des Hublagers muß der Rollsektor eine besondere Führung erhalten. Diesem Zwecke dient ein Zahnsektor, der auf einem Wellenstumpf des Rollsektors befestigt ist und in eine Zahnstange eingreift. Die Zahnstange ist in einer Fundamentnische in einem Bolzenlager aufgehängt, ihre Lage stimmt in mittlerer Stellung mit der oberen Laufschiene überein.

Um die Hublager in der Verkehrsstellung der Brücke von den Verkehrslasten und ihren Stößen zu entlasten, ist folgende Vorrichtung getroffen:

Nachdem die Hublager ihre höchste Stellung erreicht haben, werden sie weiter bewegt und die Brücke dadurch wieder abgesenkt. In diesem Teil der Bewegung schiebt sich eine Stelze, die in einer Aussparung des Rollsektors aufgehängt ist, unter die Brücke und setzt sich gleichzeitig auf einen Lagerbock auf, der die Stützkraft der Stelze unmittelbar in das Fundament ableitet. Die Hublager werden so weit abgesenkt, daß sie von der Brücke vollständig frei kommen und die Stelze die gesamte Auflagerkraft aus ständiger Last und Verkehr überträgt.

Der Antrieb der Hublager geschieht durch Zahnstangen, die in der üblichen Weise über Ritzel und Stirnräder durch einen Elektromotor bewegt werden. Das gesamte Windwerk ist in einem überdachten Keller des östlichen Fundamentes aufgestellt.

d) Die Verkehrslager.

Die Verkehrslager, die sich seitlich vom Königstuhl unter den Hauptträgern befinden (s. Abschnitt IV), sind als Keillager ausgebildet. Jedes

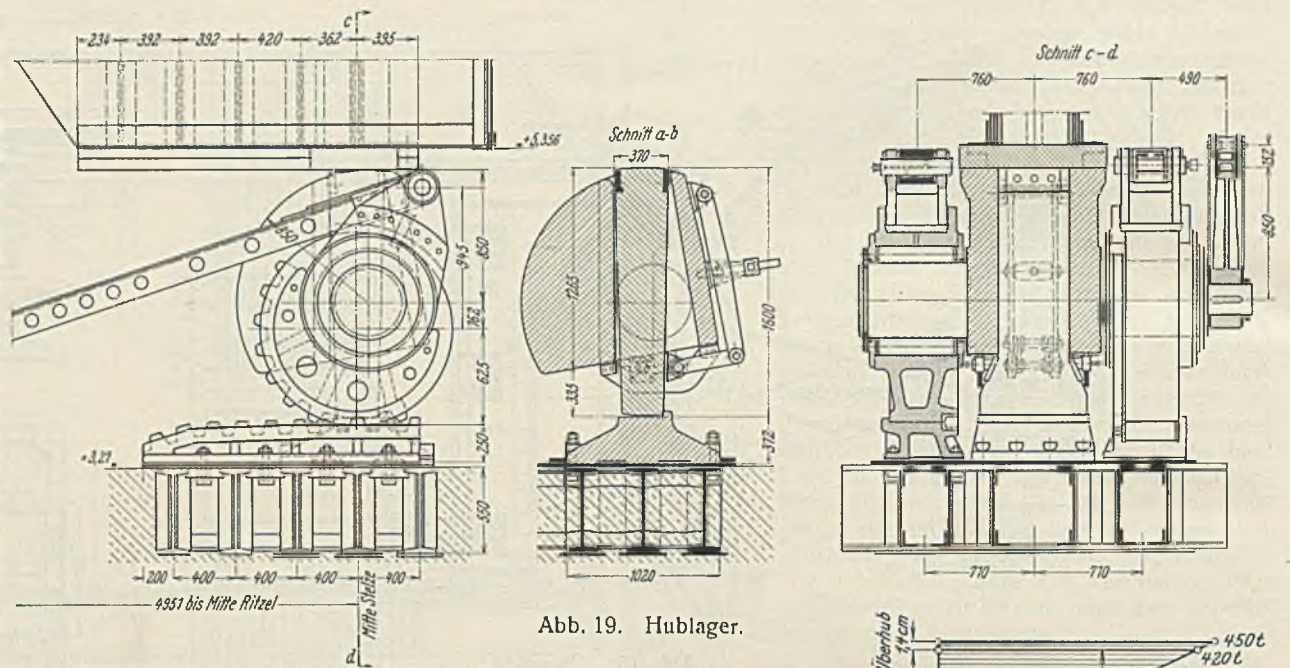
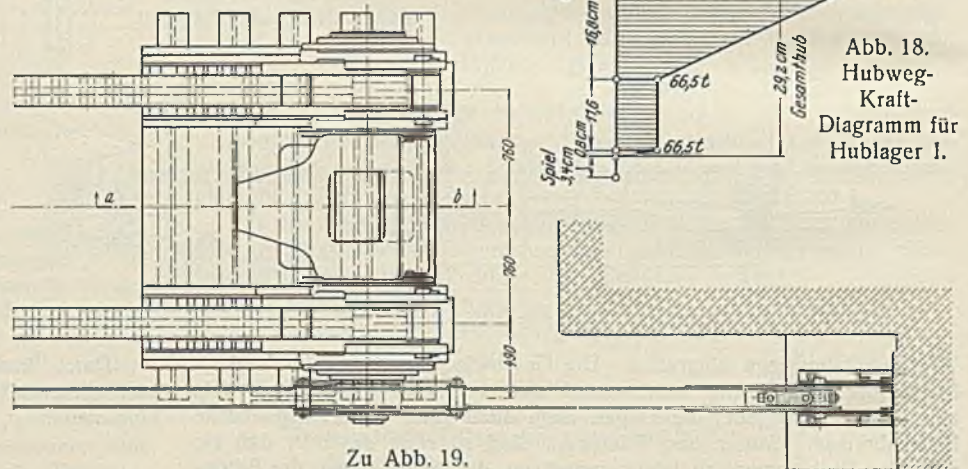


Abb. 19. Hublager.



Zu Abb. 19.

Lager hat zwei Keile mit einer Neigung 1:7, die auf einer gemeinsamen Grundplatte gleiten und sich in der Verkehrslage gegen das an der Brücke befestigte Oberteil legen. Die Anordnung und konstruktive Ausbildung geht aus Abb. 20 hervor. Bevor die Brücke ausgedreht wird, werden die Keile durch eine Spindel mit Links- und Rechtsgewinde von der Brücke abgezogen, nach dem Wiedereinfahren in die Verkehrsstellung werden die Keile in der gleichen Weise eingeschoben. Durch den Einbau von Federn ist dafür Sorge getragen, daß die Keile stets zum satten Anlegen kommen und dabei einen Anpreßdruck von einigen Tonnen erzeugen. Der Federweg ist mit 140 mm groß genug gewählt, um auch Verschiedenheiten in der Höhenlage der beiden Hauptträger bis zu 20 mm, die durch den Einfluß von Windkräften, ungleichen Setzungen des östlichen Fundaments u. dgl. eintreten können, selbsttätig auszugleichen. Nachstellungen bei ungleichen Setzungen des Drehpfeilers und der Endwiderlager werden durch Ein- oder Ausbau von Platten und Blechen bewirkt. Der Spindeltrieb geschieht über Stirn- und Kegelrädervorgelege und Wellen durch einen Elektromotor.

Die Lagerteile sind für den Ausnahmefall bemessen, daß bei ausgebautem Königstuhl neben den Verkehrslasten, Brems- und Windkräften auch der auf den Königstuhl entfallende Teil des Brückeneigengewichtes durch die Verkehrslager übertragen wird (s. Tafel 2 der Auflagerkräfte). Triebwerk und Motor sind so stark bemessen, daß sie auch imstande sind, die Keile gegen einen Auflagerdruck von 160 t, der durch Winddruck und ungleiche Wärmeänderung hervorgerufen werden kann, ohne Überbeanspruchung der Triebwerkteile von der Brücke abziehen. Da praktisch der Druck nie gleichmäßig auf beide Keile verteilt wird, ist die ungünstige Annahme getroffen, daß ein Keil allein diese Kraft erhält. Die dadurch beim Zurückziehen der Keile auftretende Spindelkraft wird durch ein Wechsellager mit 27 t Tragfähigkeit aufgenommen.

e) Verriegelung.

Die Verriegelungsvorrichtung am kurzen Arm ist als starre und als federnde Verriegelung ausgebildet. Sie erfüllt damit einen dreifachen Zweck:

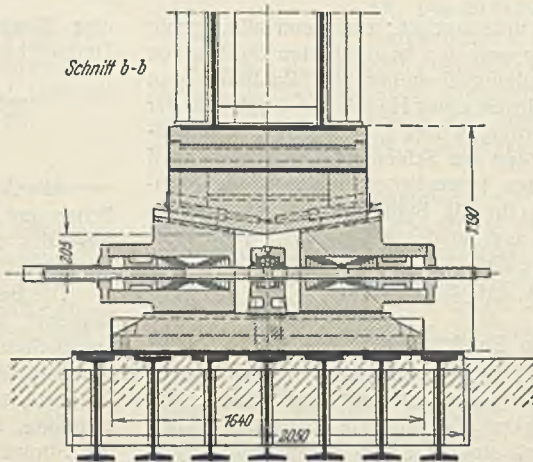
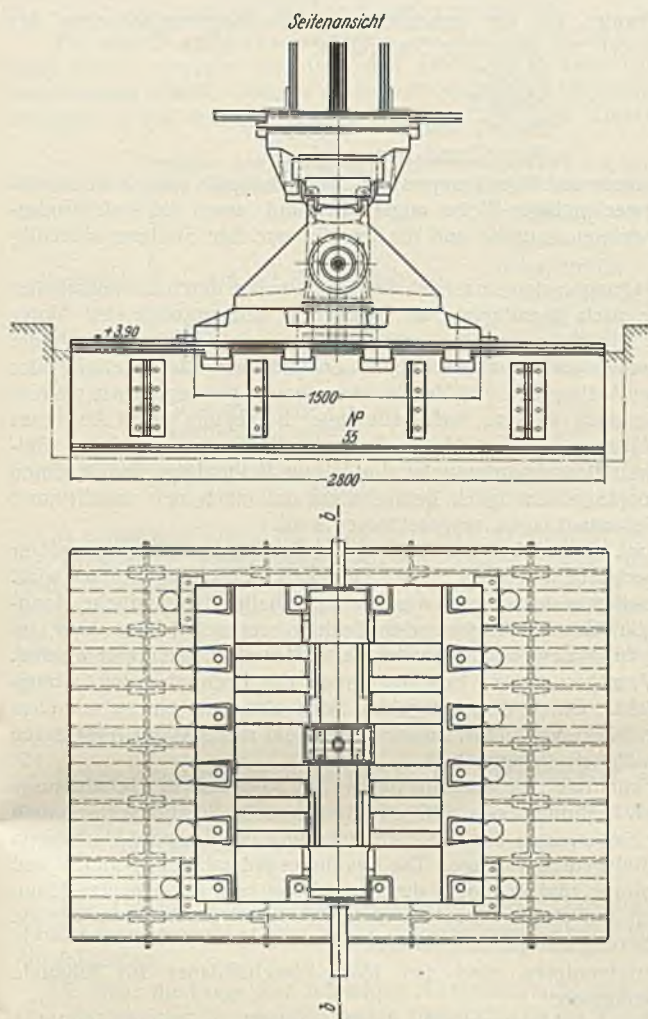


Abb. 20. Verkehrslager.

Der Bemessung der Verriegelung ist aus Sicherheitsgründen die ungünstige Annahme zugrunde gelegt, daß die elektrische Bremsung durch den Fahrtregler versagt und daß daher die kinetische Energie der mit voller Geschwindigkeit in die Endstellung einfahrenden Brücke durch die Pufferfedern zu vernichten ist.

Das Triebwerk der Verriegelung ist unter der Fahrbahn der Eisenbahnbrücke im letzten Felde des kurzen Armes und in dem Räume zwischen Querträger 14 und rundem Abschlußquerträger untergebracht und von der darunterliegenden Plattform des Fundaments aus zugänglich. Die Pufferung besteht aus acht Sätzen zu

je zwei Pufferfedern, die durch ein System von Zugstangen und Traversen so geschaltet sind, daß stets sämtliche Federn tragen.

Die Verriegelung am langen Arm ist als starre Verriegelung ausgebildet. Nachdem die Brücke durch den Riegel am kurzen Arm zentriert ist, schiebt sich der Riegel in eine am Fundament verankerte Riegelfalle ein. Das Triebwerk ist auch hier unter der Brückenfahrbahn untergebracht.

f) Schienenübergänge.

Die Schienenübergänge an den Brückenenden werden in der üblichen Weise durch Zungen- und Backenschienen gebildet. Die Schienenzungen sind in der Querrichtung elastisch beweglich und werden vor dem Ausdrehen der Brücke nach innen abgebogen. Am langen Arm werden die Zungenschienen außerdem durch Kniehebel elastisch hochgebogen, um beim Ausschwenken der Brücke von den Backenschienen frei zu kommen. In der Verkehrslage legen sich die Zungen gegen die genau passend hergestellten, auf dem Widerlager befestigten Backenschienen und bilden so einen stoßfreien Gleisübergang, der auch die Wärmedehnung der Brücke und der Schienen nicht behindert. Die Zungen werden über Kurvenschieber, Gestänge und mehrere Vorgelege durch die Rieglmotoren bewegt. An beiden Brückenenden sind ein Differentialgetriebe und zwei elektromagnetische Backenbremsen in das Getriebe eingebaut. Auf diese Weise können die Triebwerke für die Verriegelung und für die Schienenverlängerung unabhängig voneinander durch den gleichen Motor bewegt werden.

g) Sicherungseinrichtungen.

An Sicherungseinrichtungen sind vorgesehen:

- a) zwei elektrisch betriebene Schlagschranken, die vor dem Öffnen der Brücke den Straßenverkehr auf beiden Seiten des Verbindungskanals absperrten. Die Schranken sind mit einem Vorläutwerk versehen und werden, wie alle Anlagen, vom Brückenwärter von seinem Stand am Schaltpult aus durch Kontrollier bedient. Reservehandantrieb an Ort und Stelle ist vorgesehen;
- b) zwei Schiffahrtssignale, die bei geöffneter Brücke die Durchfahrt für die Schiffe freigeben. Sie sind als umlegbare Scheibensignale ausgebildet und zeigen nachts rotes oder grünes Licht. Die Antriebe sind so geschaltet, daß jeweils nur ein Signal auf „Freie Fahrt“ gestellt werden kann;
- c) an jeder Seite der Brücke, etwa in Kanalmitte, zwei rote Positionslampen, die bei Nacht die Lage der Brücke bezeichnen;
- d) eine Eisenbahnsicherungsanlage, die aus einem elektrischen Stellwerk mit den zugehörigen Signalen und einem Blockwerk besteht. Die Brückengleise sind durch Haltscheibensignale 6b und durch Langsamfahrtscheiben Signal 5 gedeckt. In der Regelstellung ist der

1. Beim Einfahren in die Endstellung wird durch die Pufferfedern die kinetische Energie der Brückenmasse vernichtet.
2. Nachdem die Brücke in der Endstellung zur Ruhe gekommen ist, wird sie durch Feststellen des Riegels zentriert.
3. Durch die Feststellvorrichtung wirkt der Riegel als starrer Riegel und kann in dieser Lage die Windkräfte aufnehmen.

Die Wirkungsweise des Riegels ist die folgende (s. Abb. 21):

Stellung I: Die Brücke ist im Einfahren begriffen. Der federnd gelagerte Riegel läuft gegen die schiefe Ebene der Riegelfalle und wird dadurch zurückgedrückt.

Beim Weiterfahren der Brücke stößt der Riegel gegen die Klappe *K*, drückt diese zurück und schnappt in die Riegelfalle ein. Die kinetische Energie wird durch die seitlichen Pufferfedern vernichtet.

Stellung II: Die Stützpendel werden durch das Triebwerk vorgeschoben.

Stellung III: Die Stützpendel sind vollständig vorgeschoben, der Riegel ist dadurch festgestellt, und die Brücke befindet sich in Verkehrslage.

Stellung IV: Um die Brücke wieder auszudrehen, ist der Riegel durch das Triebwerk zurückgedrückt, gleichzeitig sind die Stützpendel in halbe Stellung zurückgeschoben, und die Klappe *K* ist durch eine Federung nach vorn gekommen.

Stellung V: Die Stützpendel sind durch das Triebwerk vollständig zurückgeschoben, der Riegel wird durch die Federung nach vorn gedrückt, stößt aber gegen die Klappe *K*. Die Verriegelung ist in dieser Stellung für das Drehen der Brücke fertig.

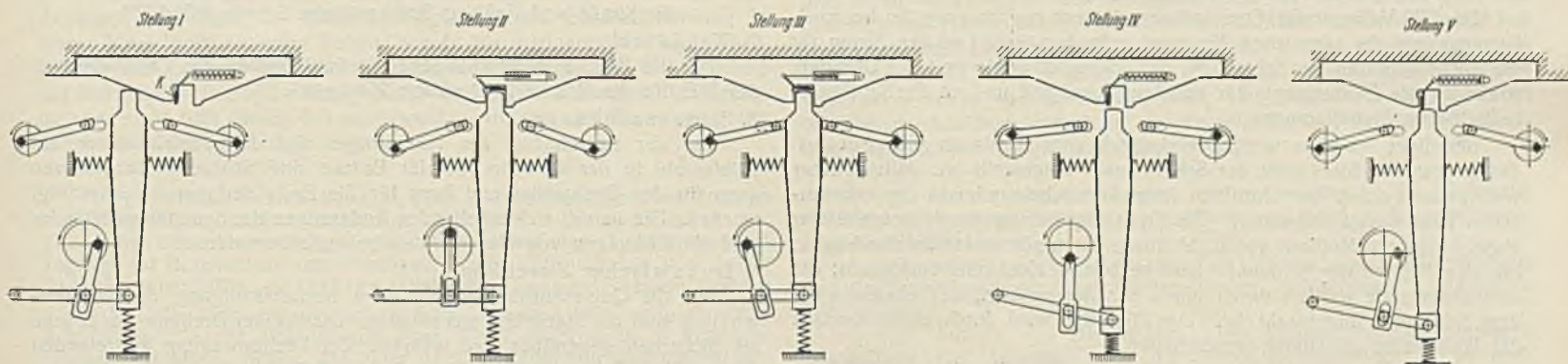


Abb. 21. Schematische Darstellung der Riegelbewegung am kurzen Arm.

Strom für den Brückenantrieb unterbrochen; erst wenn alle Signale auf Halt stehen und nachdem von den benachbarten Stellwerken Bahnhof Kaiserhafen und Columbusbahnhof die Zustimmung gegeben sind, kann durch Umlegen eines Hebels am Stellwerk der Brückenstrom freigegeben werden, wobei gleichzeitig der Signalstrom gesperrt wird. Beim Lösen der Schienenverlatchungen wird durch acht Kontakte, die an den beweglichen Schienenzungen angebracht sind, der Stromkreis für die Signalantriebe an weiteren acht Stellen unterbrochen und erst wieder geschlossen, wenn nach dem Einfahren der Brücke in die Verkehrsstellung alle acht Schienenzungen zum genauen Anlegen gekommen sind.

VII. Elektrische Einrichtung.

Die für den Betrieb der Drehbrücke erforderlichen elektrischen Maschinen und Schaltanlagen mit Ausnahme der mit den Triebwerken unmittelbar verbundenen Antriebmotoren und Apparate sowie des selbsttätigen Fahrtreglers für das Drehwerk sind in einem besonderen Schalt- haus untergebracht (Abb. 22).

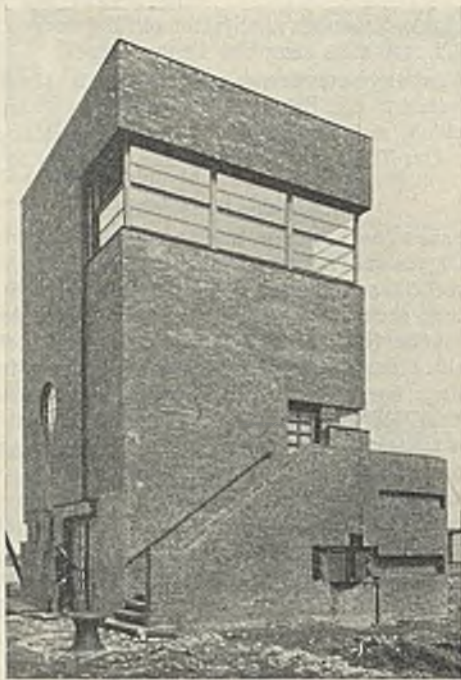


Abb. 22. Ansicht des Schalthauses.
Entwurf: Architekt B. D. A. Falge, Bremen.

Die Anlage wird mit Drehstrom von 3000 V Spannung aus dem Hafennetz versorgt. Die Hochspannungsschaltanlage befindet sich im ersten Stockwerk des Schalthauses, in diesem Räume ist auch der Leonard-Umformer aufgestellt. Dieser besteht aus einem Drehstrommotor für 3000 V und 105 kW, dem Leonard-Generator für 460 V und 92 kW und einem Gleichstromgenerator (Erregermaschine) für 220 V und 8,5 kW. Alle Maschinen sind für 15% Einschaltdauer bemessen.

Die Leonard-Schaltung hat den Zweck, die Drehzahl der Triebwerk- motoren möglichst feinstufig und unter Erhaltung des Drehmoments zu regeln. Um die Anlage einheitlich und zweckmäßig zu gestalten, sind außer den Drehwerkmotoren, für die die Leonard-Schaltung in erster Linie erforderlich ist, auch die Motoren der übrigen Hauptantriebe der Brücke — Hubwerk, Antrieb für die Verkehrslager und Riegelantriebe — an den Hauptgenerator angeschlossen.

Der 220-V-Generator (Erregerdynamo) dient zur Erregung der Leonard-Dynamo und der sämtlichen Motoren, außerdem liefert er den Strom für die Antriebmotoren der Schranken, der Schiffahrtssignale und der Ölpumpe sowie für die Beleuchtung der auf dem Schaltpult und an der Schalttafel befindlichen Signallampen.

Sämtliche Antriebe werden einheitlich vom Schaltpult aus gesteuert das im zweiten Stockwerk des Schalthauses aufgestellt ist. Mittels einer Wahlwalze werden die einzelnen Antriebe nacheinander in der erforderlichen Reihenfolge eingestellt. Die Steuerung der an den Hauptgenerator angeschlossen Motoren geschieht durch einen gemeinsamen Handregler. Für den Betrieb der Schranken sind besondere Kontroller vorhanden; die Schiffahrtssignale werden durch einen Schalter betätigt, der ebenfalls auf dem Schaltpult angebracht ist. Die Ölpumpe wird durch einen Kontakt der Wahlwalze selbsttätig eingeschaltet.

Auf dem Schaltpult befinden sich ferner die Signallampen, die die Stellung der einzelnen Antriebe anzeigen, und die Meßinstrumente, sowie

eine Einstellwalze für die verschiedenen Schaltungsmöglichkeiten der Drehwerkmotoren mit folgenden Stellungen:

- Motor I
- Motor II
- Motor I und II hintereinander
- Motor I und II parallel.

Alle Apparate und Signallampen auf dem Schaltpult sind in übersichtlicher und zweckmäßiger Weise angeordnet und lassen die Aufeinanderfolge der einzelnen Antriebe und die jeweils erreichte Stellung sinnfällig erkennen.

Die Bewegungen der einzelnen Antriebe werden durch Endausschalter begrenzt, die nach Beendigung der Bewegung den zugeordneten Motor ausschalten. Die Endausschalter enthalten zugleich Kontakte, durch die die Signallampen auf dem Schaltpult, entsprechend der Stellung der Antriebe, zum Aufleuchten und Verlöschen gebracht werden, sowie weitere Kontakte, die dazu dienen, nach vollendeter Bewegung eines Antriebes die Stromzuführung für den Motor des nächstfolgenden Antriebes freizugeben. Durch diese Anordnung ist eine falsche Reihenfolge der einzelnen Bewegungsvorgänge unmöglich gemacht, so daß auch bei unachtsamer Bedienung Fehlschaltungen ausgeschlossen sind.

Für den wichtigsten Teil der Anlage, das Drehwerk, ist ein besonderer Fahrtregler vorhanden, der durch das Drehwerk selbst angetrieben wird. Dieser Fahrtregler wirkt, ebenso wie der am Schaltpult befindliche Handregler, auf die Geschwindigkeit der Drehmotoren ein, kann aber im Unterschiede zu diesem durch den Brückenwärter nicht beeinflußt werden, so daß die Verzögerung und Beschleunigung der Drehbewegung zwangsläufig geschieht. Durch diese Regelung wird einerseits ein zu schnelles Anfahren der Brücke verhindert und andererseits ein rechtzeitiges Abbremsen der Geschwindigkeit sichergestellt.

Auf der Schalttafel, die ebenfalls im zweiten Stockwerk des Schalthauses aufgestellt ist, befinden sich die erforderlichen Meßinstrumente, sowie Schalter und Sicherungen für die Fernbedienung des Leonard-Umformers und für die Beleuchtungsanlage. Die Regelungswiderstände, Schütze und Überstromauslöser sind in einem durch die Schalttafel abgetrennten Raum untergebracht. Auf einem Felde der Schalttafel sind die Apparate für die Eisenbahnsicherungsanlagen angeordnet.

Die Antriebmotoren sind bei 15% Einschaltdauer für folgende Leistungen bemessen:

Drehwerk	2 × 40 kW
Hubwerk	34 "
Verkehrslager	10,5 "
Riegel kurzer Arm	} je 3,7 "
Riegel langer Arm	

Die Beleuchtung der Brücke, der Schrankenlaternen, der Schiffahrtssignale und der Positionslampen mußte unabhängig vom Betriebe des Leonard-Umformers sein und wurde daher an das Gleichstromnetz von 220 V angeschlossen.

Die Lieferung und Montage der gesamten elektrischen Einrichtung war der Schiffsinstallations AG. (Schinag) in Bremen übertragen.

VIII. Berechnungsgrundlagen.

Maßgebend für die Berechnung des stählernen Überbaues waren die Vorschriften für Stahlbauwerke (BE) und die Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52 der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft sowie die Berechnungsgrundlagen für stählerne Straßenbrücken DIN 1072 und 1073.

a) Belastungsannahmen.

Folgende Belastungsannahmen wurden der statischen Berechnung zugrunde gelegt:

1. Verkehrslasten.

Für das Schnellzuggleis Lastenzug N ,
für das Güterzuggleis Lastenzug E ,
für Straße und Fußweg Brückenklasse I nach DIN 1072.

2. Winddruck.

Für die Brücke in geschlossener Stellung gelten die Bestimmungen der BE, für die Brücke in Drehlage 250 kg/m².

3. Stützensenkungen.

Bei der Berechnung der Hauptträger und des Portalrahmens am Königstuhl in der Verkehrslage der Brücke sind Stützensenkungen von 4 cm für den Drehpfeiler und 3 cm für die Endwiderlager berücksichtigt worden. Die daraus sich ergebenden Änderungen des Spannungszustandes sind als Wirkungen von Hauptkräften behandelt worden.

4. Dynamischer Zuschlag.

Für die Querschnittbemessung ohne Berücksichtigung der Wechselwirkung sind die Stabkräfte aus ständiger Last in der Drehlage der Brücke als Sicherheit gegenüber den während der Drehbewegung auftretenden dynamischen Beanspruchungen um 20% erhöht worden.

Alle übrigen Kräfte nach BE.

b) Zulässige Beanspruchungen.

Für den Spannungsnachweis der Stahlkonstruktion und der Auflager galten ebenfalls die nach den amtlichen Berechnungsvorschriften zugelassenen Werte. Jedoch wurden die zulässigen Nietbeanspruchungen abweichend von den Reichsbahnvorschriften wie folgt festgesetzt:

Tabelle der zulässigen Nietbeanspruchungen.

Baustahl	Art der Beanspruchung	Zulässige Spannung in kg/cm ² für Belastungsfall I (Hauptkräfte)	Zulässige Spannung nach Reichsbahnvorschrift
St 37	Scherspannung	1000	1120
	Lochleibungsdruck	3150	3500
St 52 ¹⁾	Scherspannung	1230	1680
	Lochleibungsdruck	3850	5250

¹⁾ Die Werte gelten für Niete aus Union-Baustahl (St 52), wie sie für die Drehbrücke Verwendung gefunden haben. Nach der inzwischen erschienenen 2. Auflage der „Vorläufigen Vorschriften für die Lieferung von Stahlbauwerken aus Baustahl St 52“ sind für Bauteile aus St 52 Niete aus St 44 mit den zulässigen Spannungswerten von 1680 kg/cm² für die Scherbeanspruchung und 4200 kg/cm² für den Lochleibungsdruck vorgesehen.

Für Belastungsfall II, Haupt-, Wind- und Zusatzkräfte, galten die ²⁴/₂₁-fachen Werte von Belastungsfall I. Die Verminderung der zulässigen Spannungswerte gegenüber den Reichsbahnvorschriften beträgt also

- für Baustahl St 37 10,0 %
- für Baustahl St 52 26,7 %.

Die Gründe, die zu der Herabsetzung der zulässigen Nietbeanspruchungen gegenüber den in BE vorgesehenen Werten führten, waren die folgenden:

1. Über die Frage der zulässigen Nietbeanspruchungen besteht keine Übereinstimmung bei den führenden Fachleuten⁴⁾; die Frage kann daher noch nicht als endgültig geklärt angesehen werden.
2. Dauerversuche über das Verhalten von Nietverbindungen aus St 52 unter Wechselbelastung sind bisher noch nicht durchgeführt, auch lagen darüber noch keine Erfahrungen an fertigen Bauwerken vor.

c) Berechnung der Wechselstäbe und Wechselträger.

Nach den BE sind alle Bauteile, in denen durch ständige Last und durch Verkehrslast abwechselnd Zug- und Druckspannungen erzeugt werden, als Wechselstäbe oder Wechselträger zu berechnen. Über die Anwendung dieser Vorschrift auf die Berechnung von Drehbrücken, die in geöffneter und geschlossener Stellung verschiedene Lagerung aufweisen, bestehen verschiedene Auffassungen. Die Vorschrift kann entweder im weiteren Sinne angewendet werden, d. h. Wechselwirkung wird bei allen Bauteilen berücksichtigt, die aus ständiger Last und Verkehrsbelastung bei geöffneter oder geschlossener Brücke entgegengesetzte Spannungen erleiden, oder es gelten nur diejenigen Bauteile als Wechselstäbe (Wechselträger), die bei geschlossener Brücke aus ständiger Last einerseits und aus ständiger Last und Verkehr andererseits Wechselspannungen erhalten (Wechselwirkung im engeren Sinne).

Auf Grund der von Bauschinger und anderen Forschern durchgeführten Untersuchungen über die Dauerfestigkeit und das Arbeitsvermögen des Materials wurde vom Hafengebäudeamt die letztere Auffassung vertreten, die auch in ausländischen Brückenbauvorschriften verankert ist⁵⁾. Demgegenüber kommt diese Auffassung in den BE nicht zum Ausdruck. Da nicht bei allen beteiligten Stellen Übereinstimmung in dieser Frage erzielt werden konnte, wurde die weitgehendere erstere Auffassung dem Entwurf der Drehbrücke zugrunde gelegt. Die Entscheidung der Reichsbahn-Hauptverwaltung lautet im Sinne der zweiten Auslegung, ist aber nicht früh genug bekanntgeworden, um bei der Berechnung der Brücke noch berücksichtigt zu werden.

⁴⁾ Vgl. hierzu: Schaechterle, „Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen“, Bautechn. 1928, S. 81 u. 96. — Findeisen, „Versuche über Lochleibungsdruck“, Bericht auf der II. Internationalen Tagung für Brückenbau und Hochbau, Wien 1928, Verlag von Julius Springer, Wien 1929. — Gehler, Diskussion zu vorstehendem Bericht.

⁵⁾ Vgl. die Brückenbauvorschriften der American Railway Engineering Association, die die Bestimmung über Wechselwirkungen in folgender Fassung enthalten: „Stäbe, die unter dem Passieren von Verkehrslast der Umkehrung von Kräften unterworfen sind, . . .“

IX. Die Brückenfundamente.

a) Vorarbeiten und Entwurf.⁶⁾

Um den Baugrundschwierigkeiten zu begegnen, waren für die Planung der Unterbauten besonders ausführliche und sorgfältige Vorarbeiten notwendig. Diese erstreckten sich sowohl auf die Bodenuntersuchung als auch auf die Wahl der Gründungsart und die bauliche Ausbildung der Fundamente.

Die zahlreichen Bohrungen, die an der geplanten Brückenbaustelle vorgenommen wurden und die in der Regel bis zu 30 m Tiefe reichten, gaben Aufschluß über die Wertigkeit und Stärke der verschiedenen Bodenschichten⁷⁾. Einen Schnitt durch den Baugrund in Brückenlängsachse zeigt untengenannter Aufsatz von Baurat Otto, s. Schnitt V—V (Abb. 2c). Die unter der rd. 18 m mächtigen, alluvialen Kleischicht anstehende Sandschicht hat eine Stärke von 5 bis 7 m an der Ostseite und bis zu 10 m an der Westseite des Verbindungskanals und bildet einen tragfähigen und verhältnismäßig günstigen Baugrund für die Widerlager der Drehbrücke. Allerdings läßt die Beschaffenheit des unter der Sandschicht lagernden diluvialen Toness zusammenpressungen unter größerer Belastung wahrscheinlich erscheinen. Man mußte deshalb von vornherein mit Setzungen der Fundamente rechnen und schon beim Entwurfe der Drehbrücke Vorkehrungen treffen, um ihre nachteiligen Wirkungen auszuschalten.

Die weiteren Untersuchungen wurden unter dem Gesichtspunkte angestellt, die Fundamente standsicher und wirtschaftlich auszubilden und neben dem großen Eigengewicht des Überbaues und den Nutzlasten auch die bei der Bewegung der Brücke auftretenden dynamischen Kräfte einwandfrei in den Untergrund zu übertragen.

Für die Gesamtanordnung der Fundamente waren die Brückenlagerung und die Ausbildung der Bewegungsvorrichtung maßgebend. Der Drehpfeiler, der den Königstuhl und die seitlichen Verkehrslager trägt, befindet sich auf der Ostseite des Verbindungskanals. Auf dieser Seite stehen außerdem die Fundamente für die Hublager, das Drehwerk und den Laufkranz, während auf der Westseite nur das Endwiderlager für den langen Brückenarm vorhanden ist. Einen Überblick über die Anordnung der Fundamente gibt Abb. 28 im Aufsatz „Grundlagen“ von Hafengebäudeinspektor Dr. Agatz⁸⁾.

Auf Grund der Untersuchungen erwies sich für die Endwiderlager und für das Laufkranzfundament die hohe Pfahlgründung als wirtschaftlich günstigste Lösung, die auch den an die Standsicherheit und Belastung des Baugrundes gestellten Anforderungen genügt. Gewählt wurde die für Bremerhavener Verhältnisse bewährte Ausführung mit Holzpfählen. Der aufgesetzte Fundamentkörper ist in Eisenbetonbauweise ausgebildet. Waagerechte Verschiebungen in kleinen Ausmaßen und gleichmäßige Setzungen, mit denen wegen der Elastizität der Pfähle und wegen der Nachgiebigkeit des Untergrundes stets gerechnet werden muß, sind unschädlich, weil diese Einflüsse in der Berechnung des Brückentragwerkes und in der Konstruktion der Bewegungsvorrichtung berücksichtigt sind und Nachstellungen vorgenommen werden können.

Die Ausbildung des östlichen rückwärtigen Fundaments geht aus Abb. 23 u. 24 hervor. Die Pfahlfundamente für die Hublager, das Drehwerk und den hinteren Teil des Laufkranzes sind durch eine 2,70 m starke, im Grundriß etwa 25 × 25 m große Eisenbetonplatte mit durchgehender Bewehrung in eins zusammengefaßt. Die Antriebvorrichtungen für Hub- und Drehwerk sind in einem gemeinsamen, überdachten Brückenkeller aufgestellt und in der Fundamentplatte verankert. Zur Ausrüstung der Maschinenkeller dienen zwei Laufkrane, einer mit 2,0 t Tragfähigkeit für das Drehwerk und einer mit 2,5 t für das Hubwerk.

Der vordere Teil des Laufkranzes liegt auf einem frei tragenden Eisenbetonbalken, der einerseits auf der Fundamentplatte des rückwärtigen Widerlagers und andererseits auf einem in die Konstruktion der anschließenden Kajemauer einspringenden, aber unabhängig von dieser gegründeten Pfeiler aufgelagert ist. Abb. 25 zeigt einen Schnitt durch die Abwicklung des Laufkranzfundaments.

Das westliche Fundament ist mit der normalen Kajemauer vereinigt und erhält daher außer den Auflagerkräften der Brücke den gesamten Erddruck aus Hinterfüllung, den sonst die normale Kajemauer allein aufzunehmen hat. Daraus erklären sich auch die großen Abmessungen des Fundaments mit 30,24 × 21,0 m im Grundriß. Durch eine Rostplatte von 1,80 m Stärke und durch Anordnung von Längs- und Querrippen ist für die gleichmäßige Verteilung der Einzelkräfte aus Brückenaufkast auf den Pfahlrost nach Möglichkeit Sorge getragen.

⁶⁾ Vgl. Aufsatz von Dr. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“. Bautechn. 1930, Heft 25.

⁷⁾ Vgl. Aufsatz von Baurat Otto: „Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltungsanlagen für den Bau der Nordschleuse“. Bautechn. 1931, Heft 27 u. 28.

⁸⁾ Vgl. Aufsatz von Dr. Agatz: „Die Grundlagen der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung der Nordschleusenanlage in Bremerhaven“. Bautechn. 1930, Heft 25.

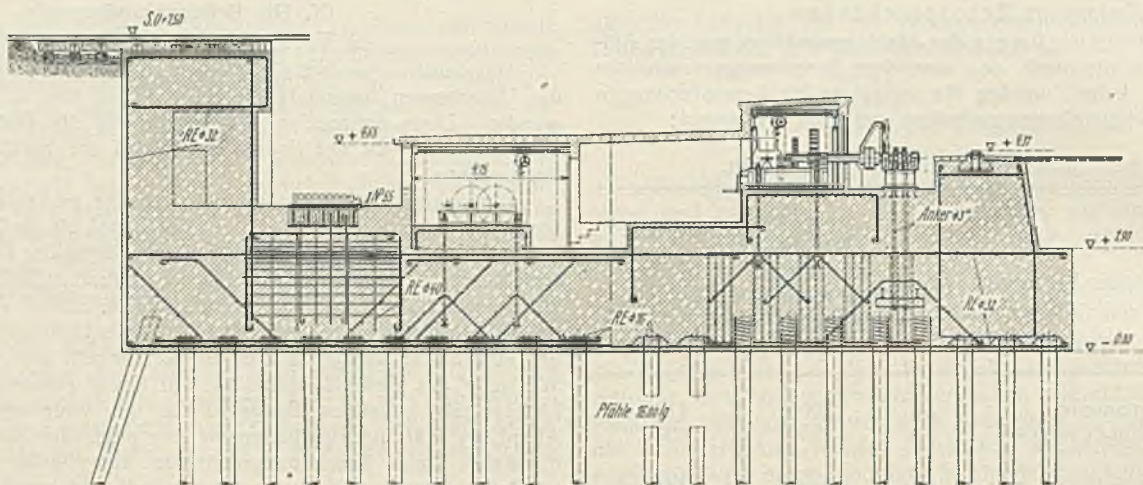


Abb. 23. Längsschnitt des östlichen Widerlagers.

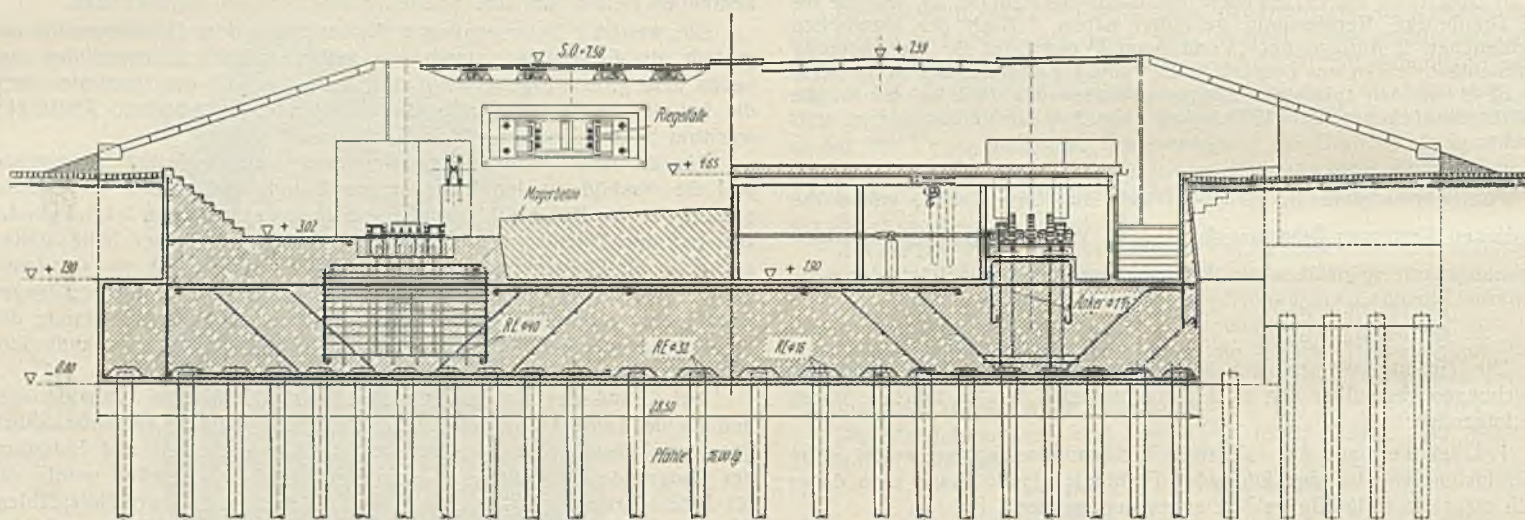


Abb. 24. Querschnitt des östlichen Widerlagers.

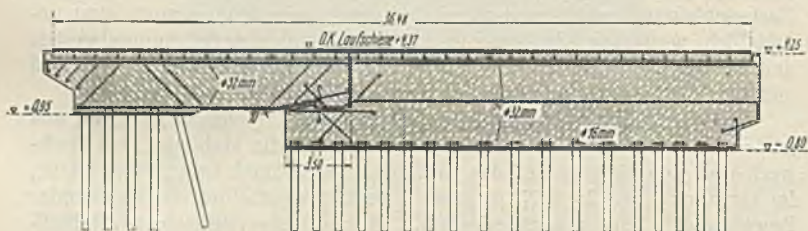


Abb. 25. Abwicklung des Laufkranzfundamentes. Schnitt.

Der Drehpfeiler bildet sowohl in der Drehlage als auch in der Verkehrsstellung den Hauptstützpunkt der Brücke. Neben den waagerechten Wind- und Bremskräften erhält er den größten Anteil der lotrechten Lasten aus Eigengewicht des Überbaues und Verkehr mit rd. 4000 t im ungünstigsten Falle. Die hohe Pfahlgründung reicht hier nicht aus, um die großen Lasten gleichmäßig in den Untergrund zu übertragen, und die Gefahr von Fundamentbewegungen größeren Ausmaßes, die sich nachteilig auf die Betriebssicherheit der Brücke auswirken, kann nicht ausgeschaltet werden. Für die Ausführung des Drehpfeilers wurden daher folgende Gründungsarten in Betracht gezogen:

1. Betonfundament auf niedrigem Pfahlrost mit Spundwandeneinfassung,
2. Druckluftgründung,
3. Massivgründung in offener Baugrube zwischen eisernen Spundwänden.

Gewählt wurde mit Rücksicht auf die Baukosten und auf die Betriebssicherheit der Brücke die letztgenannte Bauweise, weil sie sich für die vorliegenden Verhältnisse billiger stellt als die Druckluftgründung und weil waagerechte Fundamentverschiebungen, die auch bei der Ausführung mit niedrigem Pfahlrost nicht behoben werden können, bei der Massivgründung nicht zu erwarten sind.

Die unregelmäßige Form des Drehpfeilers ergab sich aus der schiefen Anordnung der Brücke und aus der Forderung, den Untergrund möglichst gleichmäßig zu belasten. Um einen Ausgleich gegen die ungleichmäßigen Bodenpressungen aus Erddruck zu schaffen, sind die Auflagerpunkte der

Brücke, Königstuhl und Verkehrslager, nahe an die Hinterkante des Fundaments gerückt.

Die nachstehende Tabelle gibt die Werte der Bodenpressungen an den vier Ecken des Drehpfeilers (s. Abb. 26b) für folgende Belastungsfälle:

- a) Eigengewicht des Pfeilers, mittlerer Erddruck und Eigengewicht der Brücke in Drehlage,
- b) dsgl., aber Brückengewicht in Verkehrslage,
- c) ungünstigster Belastungsfall aus Eigengewicht des Pfeilers und der Brücke, voller Verkehrslast, Winddruck und Bremskräften sowie ungünstigste Werte für Erddruck und Wasserdruck.

Belastungsfall	Bodenpressung in kg/cm ²			
	Ecke A	Ecke B	Ecke C	Ecke D
Fall a	4,6	5,1	5,2	4,9
Fall b	4,8	4,5	4,8	5,0
Fall c	5,6	6,7	7,8	6,0

Die größten Pressungen von 6,7 und 7,8 kg/cm² an der Hinterkante des Drehpfeilers treten nur beim Zusammentreffen mehrerer ungünstiger Belastungsfälle ein, von denen jeder einzelne einen Ausnahmefall darstellt, so daß mit diesen Werten im allgemeinen nicht gerechnet zu werden braucht. Die unter a genannten Pressungen werden auch in der Verkehrslage der Brücke nur ausnahmsweise überschritten. Da die normale Belastung des Untergrundes durch die darüberliegenden Bodenmassen bereits 3,25 kg/cm² beträgt, so wird die zusätzliche Pressung im allgemeinen nicht größer als 2,0 kg/cm² sein, ein Wert, der an dieser Stelle unbedenklich zugelassen werden darf. Ein ungleichmäßiges Setzen des Drehpfeilers ist wegen der geringen Verschiedenheiten der Kantenpressungen nicht zu befürchten.

Außer den Bodenpressungen wurde noch die Sicherheit des Drehpfeilers gegen Abgleiten auf kreisförmiger oder gebrochener Fuge untersucht. Dank der großen Stärke der Sandschicht besteht auch in dieser Hinsicht keine Gefahr für die Standsicherheit des Bauwerkes.

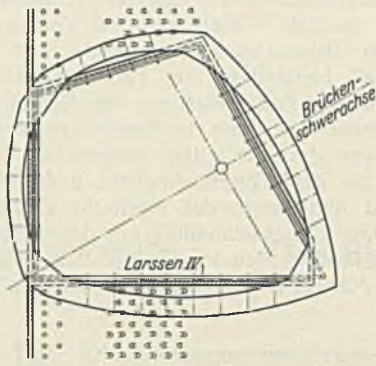


Abb. 26a. Oberer Aussteifungsrahmen.

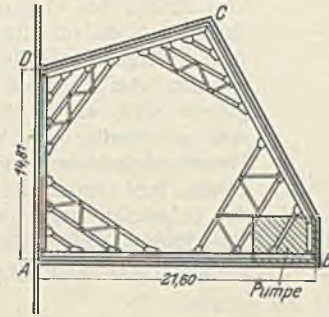


Abb. 26b. Unterer Aussteifungsrahmen.

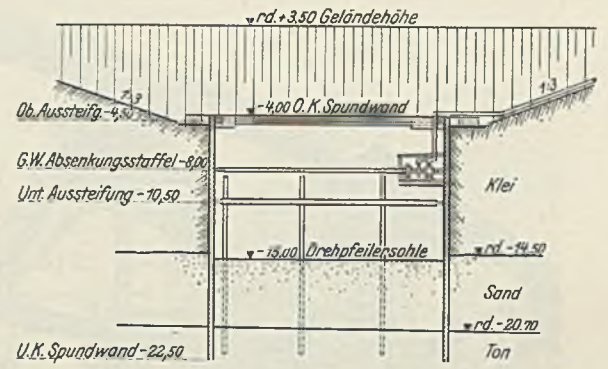
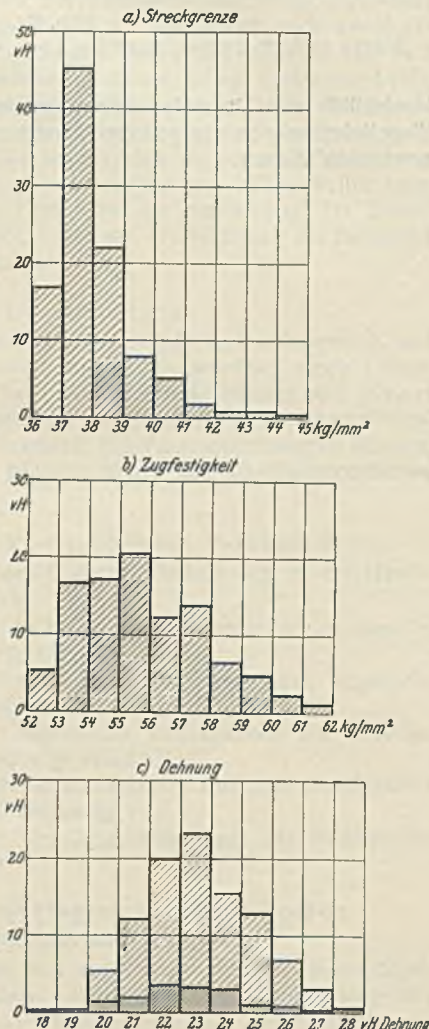


Abb. 26c. Schnitt durch die Baugrube des Drehpfeilers.

b) Die Herstellung der Fundamente.

Die Fundamente wurden, nachdem die Pläne auf Grund des endgültigen Brückenentwurfs im Winter 1928/29 und Frühjahr 1929 fertiggestellt waren, im Jahre 1929 ausgeführt. Der Baugrubenaushub mit Ausnahme des Bodens innerhalb der Umfassungsspundwand des Drehpfeilers war an Hand von vorläufigen Plänen bereits im Herbst 1928 erledigt. Anfang Januar 1929 wurde mit dem Schlagen der Spundwand für den Drehpfeiler begonnen, die Rammarbeiten für die Pfahlgründungen der übrigen Fundamente, der Bodenaushub für den Drehpfeiler und die Betonarbeiten schlossen sich in der Reihenfolge von Ost nach West an, entsprechend dem Vorbau des langen Brückenarmes vom Königstuhl aus. Durch den starken Frost zu Beginn des Jahres 1929 erlitten die Bauarbeiten eine unerwünschte Unterbrechung von sechs Wochen, trotzdem wurden die Fundamente so rechtzeitig fertiggestellt, daß die Inbetriebnahme der Brücke für den Eisenbahnverkehr durch den Aufenthalt nicht in Mitleidenschaft gezogen worden ist.

Die Gründungsarbeiten des Drehpfeilers wurden im Trockenbauverfahren unter dem Schutze einer Grundwasser - Absenkungsanlage ausgeführt⁹⁾. Die Baugrube war mit eisernen Spundwänden, System Larsen Profil IV, eingefäßt, der obere Teil war aus Ersparnisgründen mit Böschungen hergestellt. Abb. 26c zeigt einen Schnitt durch die Baugrube. Zur Abstützung der Spundwand gegen Erd- druck dienten zwei Aussteifungsrahmen. Der obere (Abb. 26a) war nach dem Vorschlag der bauausführenden Firma Butzer, Dortmund, als Eisenbetonrahmen ausgebildet. Diese Ausführung ist wirtschaftlicher als eine Abstützung in Stahlkonstruktion und bietet ferner den Vorteil, daß der Bodenaushub mittels Greifer unbehindert durch den außenliegenden Eisenbetonrahmen erfolgen kann. Die Bauweise hat aber den Nachteil, daß der Abbruch des Eisenbetonrahmens schwieriger und teurer ist als der Ausbau eines Rahmens aus Stahlkonstruktion, dessen einzelne Träger überdies wiedergewonnen und für andere Zwecke verwendet



■ Anteil aller Proben
■ Anteil der Querproben von Blechen

Abb. 27. Häufigkeit der Werkstoffproben.

⁹⁾ Vgl. Aufsatz v. Baurat Otto: „Die Untersuchung des Baugrundes und die Wasserhaltungsanlagen für den Bau der Nordschleuse“. Bautechn. 1931, Heft 27 u. 28.

werden können. Der untere Aussteifungsrahmen bestand aus Stahlkonstruktion, die einzelnen Profile sind an Ort und Stelle durch Verschrauben zusammengebaut (s. Abb. 26b).

Die Ausstattung der Fundamente mußte mit Rücksicht auf die beschränkten Mittel aufs einfachste gehalten werden. Alle Betonansichtflächen sind im rohen, unverkleideten Zustande geblieben. Lediglich die Vorderkanten der Kajen beim Drehpfeiler und beim westlichen Widerlager sowie die Flügelmauern für die Dammböschungen haben eine Abdeckung in Werksteinen aus Basaltlava erhalten. Die in Geländeöhe liegenden Oberflächen der Fundamente sind mit Klinkern in Zementmörtel abgepflastert, alle anderen waagerechten Flächen durch einen Zementestrich abgeglichen.

X. Materialabnahme.

Von allen verwendeten Werkstoffen wurden die vorgeschriebenen Proben genommen. Wegen der hohen zulässigen Spannungen wurde die Abnahme des Union-Baustahles besonders sorgfältig durchgeführt.

Die Abnahmeergebnisse des Union-Baustahles sind in nachstehender Tafel 3 und in Abb. 27 zusammengestellt. Tafel 3 zeigt die erreichten Klein- und Größtwerte der Streckgrenze, Zugfestigkeit und Dehnung, sowie die Mittelwerte aus sämtlichen 451 Proben. In Abb. 27 ist die Häufigkeit der Proben dargestellt, wobei die Proben zu Gruppen mit 1 kg/mm² Umfang für Streckgrenze und Zugfestigkeit und mit 1 % Umfang für die Dehnung zusammengefaßt sind. Außerdem gibt Tafel 4 die chemische Analyse des Union-Baustahles, und zwar die Größt- und Klein- werte des Gehaltes der wichtigsten Beimengungen und die Mittelwerte von 110 Schmelzen.

Tafel 3. Ergebnisse der Werkstoffproben für Union-Baustahl (St 52).

	Streckgrenze kg/mm²	Zugfestigkeit kg/mm²	Dehnung %
min	35,5	51,8	18,0
max	44,5	62,0	28,0
Mittelwert aus 451 Proben	38,09	55,84	23,16

Tafel 4. Chemische Analyse des Union-Baustahles.

	Gehalt in Prozenten				
	C	Mn	Si	Cr	Cu
min	0,14	0,49	0,12	0,34	0,38
max	0,25	1,03	0,36	0,72	0,96
Mittelwert von 110 Schmelzen	0,181	0,804	0,263	0,485	0,731

XI. Montage, Probelastung und Probetrieb.

Nach Fertigstellung der östlichen Fundamente und nachdem auch die Trägerroste für die Auflager und der Unterzug für den Laufkranz verlegt und vergossen waren, wurde am 5. Oktober 1929 mit der Montage des eisernen Überbaues am Querträger 14 begonnen. Da der Verbindungskanal erst im Herbst 1930 ausgebagert wurde, wählte man aus Ersparnisgründen nicht den freien Vorbau, sondern die Montage der Brücke auf festem Gerüst. Die Konstruktionsteile wurden in der Werkstatt soweit wie möglich zusammengebaut und vernietet, so daß die Arbeit auf der Baustelle auf ein Mindestmaß herabgedrückt und in kürzester Zeit durchgeführt werden konnte. Ein Bild von den Montagearbeiten am Portalrahmen über dem Königstuhl zeigt Abb. 28. Die Montage der Auflager und maschinellen Anlagen wurde unabhängig vom eisernen Überbau durchgeführt. Erst nachdem die Brücke vollständig zusammengebaut und die Hauptträger abgelenket waren, wurde der Überbau am 2. Februar 1930 von seiner Unterstüzung auf dem festen Gerüst freigesetzt und auf die

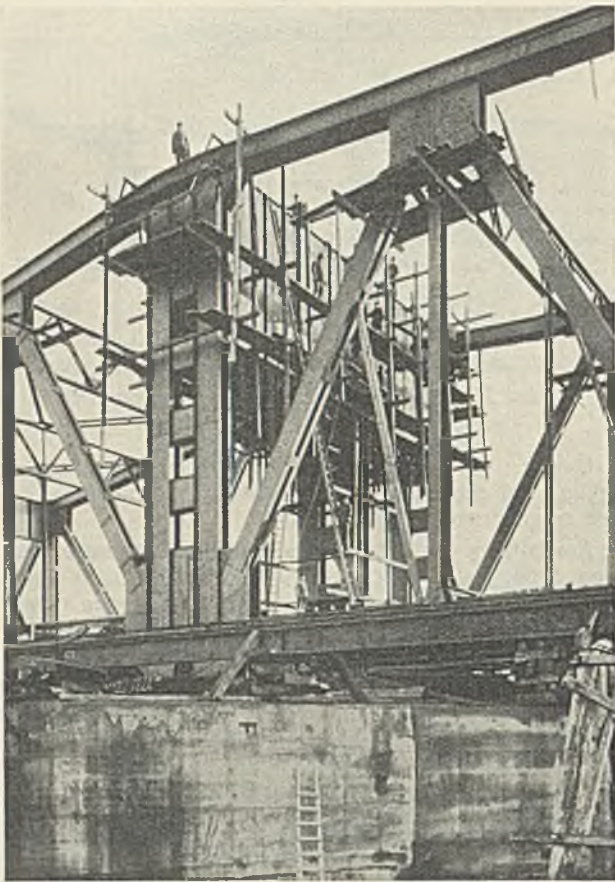


Abb. 28.
Montage des Portalrahmens am Königstuhl.

Auflager abgesenkt. Um Nebenspannungen des Systems infolge der unsymmetrischen Ausbildung und der verschiedenen Durchbiegungen der Hauptträger beim Freisetzen der Brücke nach Möglichkeit zu ver-

meiden, wurden die Verbände erst nach dem Freisetzen vernietet. — Der Einbau des Gegengewichtes geschah laufend mit dem Vorbau der Brücke. Nachdem die Querträger abgenietet waren, wurde auch mit dem Verlegen der Gleise und mit Herstellung der Fahrbahntafel begonnen. Am 24. April 1930 fand die Probelastung des Schnellzuggleises statt, am 5. Mai 1930 wurde das Gleis in Betrieb genommen und gleichzeitig der Verkehr über das alte Gleis aufgehoben. Die Hauptprobelastung der Brücke für beide Eisenbahngleise und für die Straße fand am 2. Juli 1930 statt und zeigte das elastische Verhalten des belasteten Tragwerkes in völliger Übereinstimmung mit der statischen Berechnung. Auch bei dem ersten Probetrieb der maschinellen Anlagen am 20. Mai 1930 hatten sich keine Mängel an der ausgeschwenkten Brücke

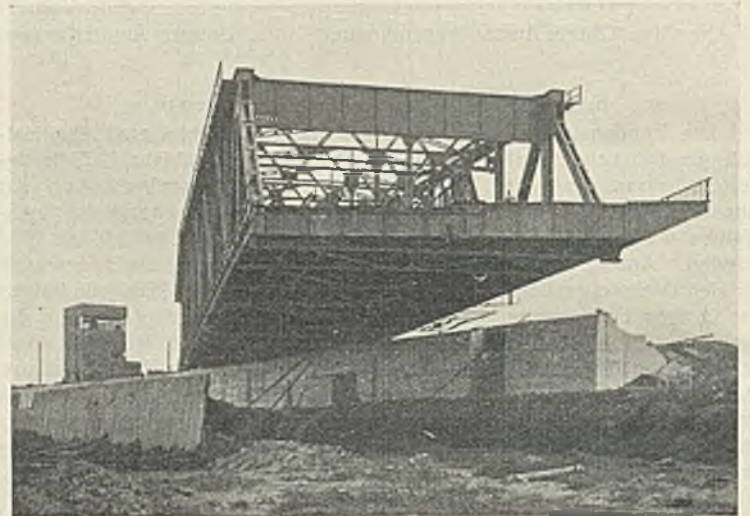


Abb. 29.
Brücke in halb ausgeschwenkter Lage während des Probetriebes.

hinsichtlich der Durchbiegungen herausgestellt. Die aufgenommenen Biegelinien zeigten nur geringe Abweichungen gegenüber den theoretisch ermittelten Werten.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einsturz der Wirtschaftsbrücke bei Gartz a. d. Oder.

Von Regierungsbaurat Gaye, Norden, Ostfriesland.

(Fortsetzung aus Heft 12.)

II. Teil. Die Stellungnahme des Gerichts in 1. und 2. Instanz¹⁾.

Die Anklage.

Die Anklage lautete gegen

1. den Direktor L. der „Allgemeinen Bau-Aktien-Gesellschaft Berlin“ (abgekürzt „Aba“),
2. den bauleitenden Oberingenieur H. der Firma,
3. zwei Betonmeister der Firma, R. und F., denen die örtliche Bauleitung anvertraut war.

„Die Anklage führte den Einsturz der Brücke auf ein gemeinsames Verschulden der Angeklagten zurück und legte ihnen zur Last, im Jahre 1926 zu Gartz bei der Leitung und Ausführung des Baues der Oderbrücke wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst dergestalt gehandelt zu haben, daß daraus für andere Gefahr entstand, und in Tateinheit hiermit durch fahrlässige Außerachtsetzung der Aufmerksamkeit, zu der sie durch ihren Beruf oder ihr Gewerbe besonders verpflichtet waren, den Tod von Menschen und die Körperverletzung anderer verursacht zu haben (§§ 330, 222, 223, 230, Abs. 2, 73 StGB.).

Hierbei wurde das Verschulden des Direktors und des Oberingenieurs darin erblickt, daß sie von den behördlich genehmigten Bauplänen eigenmächtig abgewichen seien, daß sie ein Betonierungsverfahren angewandt hätten, das nach dem damaligen Stande der Bautechnik noch wenig erprobt und vor allem für die Angeklagten völlig neu gewesen sei, und daß sie mit der Leitung und Ausführung dieses neuen Verfahrens Leute betraut hätten, die hierzu nicht fähig gewesen seien. Gegen die Betonmeister wurde der Vorwurf erhoben, sie hätten sich im Bewußtsein ihrer mangelnden Eignung einer Aufgabe unterworfen, der sie nach Vorbildung und Erfahrung nicht gewachsen gewesen seien, und hätten weiter trotz eingehender Anweisungen ihrer Firma bei der Ausführung der Strompfeiler eine Arbeitsweise geduldet, durch die die Sicherheit des Bauwerks hätte beeinträchtigt werden müssen.“

Die Sachverständigen.

Zu der Voruntersuchung und zu den Gerichtsverhandlungen 1. und 2. Instanz sind als Sachverständige zugezogen worden: sechs höhere Wasserbaubeamte, neun Leiter bzw. Professoren staatlicher und privater Materialprüfungsanstalten, insbesondere von Zement- und Betonprüfungsanstalten, der Geologischen Landesanstalt, der Moorversuchsstation Bremen, drei Hochschulprofessoren der bautechnischen und schiffbautechnischen Fachabteilungen.

Die Hauptfragen bei den gerichtlichen Verhandlungen.

Die Verhandlungen in beiden Instanzen haben sich in der Hauptsache um folgende Fragen gedreht:

1. War das von der „Aba“ beim Bau der Strompfeiler angewandte Bauverfahren landespolizeilich genehmigt?
2. Verstoß das von der „Aba“ angewandte Bauverfahren gegen die anerkannten Regeln der Baukunst?
3. Ist das von der „Aba“ angewandte Bauverfahren die alleinige Ursache des PfeilerEinsturzes gewesen?
4. Oder haben andere, nicht vorherzusehende Einflüsse den Einsturz allein verursacht oder ihn begünstigt?
5. Hätte der Einsturz durch eine Abnahmeprüfung der Strompfeiler verhütet werden können?

Die Stellung der Angeklagten zu diesen Fragen.

In dem Urteil 2. Instanz wird folgendes ausgeführt:

„Die Angeklagten bestreiten, sich der ihnen zur Last gelegten Straftaten schuldig gemacht zu haben. Weder bei der Vorbereitung des Brückenbaues, der Anfertigung und Durchkonstruktion der Entwürfe und der Arbeitsgeräte, noch bei der Bauausführung seien Versehen irgendwelcher Art vorgekommen. Vielmehr sei alles mit der größten Sorgfalt vorbereitet und ausgeführt worden.

¹⁾ Die Urteile der 1. und 2. Instanz enthalten eine Reihe von Betrachtungen technischer und juristischer Art, deren Veröffentlichung von allgemeinem Werte sein dürfte.

Die Angekl. L. und H. geben an, gerade auf dem Gebiete der Herstellung von Betonbauten eine große Erfahrung zu besitzen. Der Angekl. L. behauptet insbesondere, bereits im Jahre 1908 eine Brücke über die Lenne bei Husberg im Kreise Altena unter fast völlig gleichen Bedingungen erbaut zu haben; es sei ein Strompfeiler dieser Brücke im Unterwasserschüttverfahren hergestellt worden. Er behauptet ferner, ein eigenes Pfahlbetonierungsverfahren erfunden zu haben, das ihm auch in mehreren Teilen der Konstruktion patentiert sei. Es handle sich um den sogenannten L.-Aba-Pfahl. Bei der Herstellung dieser Pfähle werde gleichfalls ein Unterwasserschüttverfahren angewandt. Der Beton werde ohne Wasserhaltung eingebracht. Dies sei zunächst mit Senkbüchsen erfolgt. Er habe aber schon vor dem Jahre 1926 Vorbereitungen zu einer Änderung dahin getroffen, daß im Beton stehende Gießröhren zu verwenden seien.

Bei Aufstellung der Entwürfe für die Brücke in Gartz sei zunächst geplant gewesen, das Fundament und einen Teil der aufgehenden Strompfeiler von —7,5 bis —4,5 oder —4 unter NN im Unterwassergußverfahren herzustellen. Bei Aufstellung des Bauprojektes sei man nämlich insofern von falschen Voraussetzungen ausgegangen, als unter Zugrundelegung von Bohrergebnissen, die andere Firmen bei ihren auf Grund der Ausschreibung gemachten Angeboten eingesetzt hatten, angenommen wurde, daß in 10 m Tiefe unter NN guter tragfähiger Baugrund vorhanden sei. Diese Annahme habe sich jedoch bei den von der „Aba“ vorgenommenen Bohrungen nicht bestätigt. Der tragfähige Baugrund sei vielmehr erst in größerer Tiefe vorhanden gewesen. Da zu befürchten gewesen sei, daß die Fundamentplatte allein bei einem Auspumpen der Baugrube dem Wasserdruck nachgeben und hochquellen würde, sei man dazu gekommen, auch die aufgehenden Pfeilerschäfte bis —4,5 oder —4 im Unterwasserschüttverfahren herzustellen, um das Gewicht der Fundamentplatte zu verstärken und damit jedes Hochkommen und Durchbrechen der Platte unmöglich zu machen.

Dieser Bauplan habe auch, wie die Angeklagten ohne Fahrlässigkeit anzunehmen berechtigt gewesen seien, die Zustimmung der genehmigenden Behörden gefunden. Die Genehmigung sei ohne Einschränkung für das Bauvorhaben erteilt worden, obgleich in dem Erläuterungsbericht vom 18. Dezember 1924 die Herstellungsart der Strompfeiler bis —4,5 im Unterwasserschüttverfahren eindeutig beschrieben worden sei. Der Vertrag und die ihm beigefügten besonderen Bedingungen hätten gleichfalls klar ergeben, daß dies Verfahren angewendet werden sollte. Beide Urkunden seien der Stadt Gartz und ihrem technischen Sachberater Regierungsbaurat B. bekannt gewesen. Die Angeklagten hätten annehmen können, daß dieser Erläuterungsbericht zur Kenntnis der genehmigenden Behörden gelangt sei und daß sie Anstände gegen das geplante Bauvorhaben nicht zu erheben gehabt hätten.

Um die Genehmigung für die Aufbetonierung der Strompfeiler von —4,5 bis zur Wasserlinie im Unterwasserschüttverfahren hätten sie den Regierungsbaurat B. angegangen. Dieser habe die Genehmigung erteilt. Der Regierungsbaurat B. sei auch die zuständige Stelle zur Erteilung dieser Genehmigung gewesen. Er sei nicht nur technischer Berater der Stadt Gartz, sondern auch Organ der Landespolizei gewesen. Die Angeklagten hätten sowohl mit B. wie mit dem Dipl.-Ing. E., der zur Entlastung von B. durch die Stadt angestellt worden sei, in langen Verhandlungen die Abänderung des ursprünglichen Bauvorhabens durchgesprochen, auch dabei seien Bedenken gegen das Verfahren, und zwar weder von B. noch von E., nicht geltend gemacht worden.

Die Angeklagten hätten ferner ohne Fahrlässigkeit angenommen, daß der Regierungsbaurat B. die Bauleitung bei dem Brückenbau in Gartz gehabt habe. Sämtliche Eingaben an die Behörden seien von ihm unter der Bezeichnung „Bauleiter“ unterschrieben worden. Auch nach dem Umfang seiner Tätigkeit bei den Bauausführungen sei die Annahme gerechtfertigt gewesen, daß B. Bauleiter war.

Vor und bei Ausführung des Brückenbaues seien von den Angeklagten umfangreiche Untersuchungen und Baumaterialprüfungen angestellt worden. Derartige Prüfungen seien im Jahre 1926 in der Art nirgends üblich gewesen. Die „Aba“ habe diese Prüfungen als einzige Firma schon damals vorgenommen. Durch Entnahme von Proben aus der Mischmaschine und dem Schüttrohr habe ferner auch eine ständige Baukontrolle stattgefunden.

Es sei mithin nichts verabsäumt worden, um die Errichtung eines einwandfreien Bauwerkes zu gewährleisten.

Die von den Angekl. L. und H. ausgeübte Aufsicht über die Baustelle sei ausreichend gewesen. Auch insoweit sei nichts versäumt worden, um für alle Fälle gerüstet zu sein, denn durch direkte Telefonverbindung zwischen der Baustelle und dem Büro in Berlin sowie durch die dem örtlichen Bauleiter R. erteilte Anweisung, täglich fernmündlichen und schriftlichen Bericht über die Bauvorgänge zu erstatten, sei gewährleistet gewesen, daß eine unerwartete Störung zur Kenntnis des Büros in Berlin und damit der Angekl. L. und H. kam. Der Angekl. H. habe die Baustelle oft genug besucht, um sich von dem einwandfreien Gang des Bauverfahrens zu überzeugen. Bei diesen Besuchen habe der Angekl. H. genauen Einblick in sämtliche Arbeitsvorgänge genommen, insbesondere sei er stets mit dem Trichterwagen mitgefahren, um den Betonierungsvorgang zu kontrollieren. Er habe hierbei auch durch Peilung mit einer Latte in dem Schüttrohr festgestellt, daß in ihm Beton war und nicht etwa Oderwasser eingedrungen war. Somit sei ihm nie aufgefallen, daß der Arbeitsvorgang irgendwelche Mängel aufwies. Ebenso seien die für die Bauausführung erteilten mündlichen Anweisungen durchaus zureichend gewesen. Diese Anweisungen seien zum Teil noch von dem (früheren Oberbauleiter) Regierungsbaumeister a. D. M. erteilt, von dem Angekl. H. nur wiederholt worden. Es sei beabsichtigt gewesen, das altbewährte Unterwasserschüttverfahren anzuwenden, das durch Befolgung gleicher Grundsätze wie bei dem später bekanntgewordenen schwedischen Kontraktorverfahren verbessert worden sei. Gleich diesem Verfahren sei die Anweisung gegeben, daß das Rohr stets im Beton stecken müsse und ein Anheben des Rohres erst erfolgen dürfe, wenn es gefüllt sei. Die Arbeitsgeräte seien von dem Regierungsbaumeister a. D. M. und später von dem Angekl. H. mit besonderer Sorgfalt durchkonstruiert worden. Dabei sei auf die Herstellung eines guten und gleichmäßigen Betongemisches ausschlaggebender Wert gelegt worden. Durch eingehende Versuche sei ermittelt worden, welcher Wasserzusatz erforderlich war, um den Beton eben noch gießfähig zu machen.

Bei der Bauausführung selbst seien irgendwelche Fehler keinesfalls vorgekommen. Ein ruckweises Betonieren habe nicht stattgefunden. Durch die Länge der schrägen Schüttrohre sei eine Verteilung des Mischgutes gewährleistet gewesen. Kurze Unterbrechungen bei dem Schüttvorgang hätten dem Bauwerk nicht schaden können. Ein Leerlaufen des senkrechten Schüttrohres sei unmöglich gewesen, da durch den Auftrieb des Wassers zwangsläufig stets in dem Rohr ein Betonpfropfen gehalten worden sei.

Von der Güte des Bauverfahrens und der Bauausführung seien die Angeklagten vollends durch den Befund des Stadtpfeilers nach dem Auspumpen des Wassers am 4. und 8. Mai 1926 überzeugt gewesen. Der Pfeiler habe nach dem Auspumpen eine ausgezeichnete Erhärtung gezeigt. Die Schlammabildung habe sich in normalen Grenzen gehalten. Es sei unrichtig, daß Kiesnester auf der Oberfläche des Pfeilers gefunden seien. Es habe sich vielmehr um geringe Kieshäufchen gehandelt. Diese seien durch Abwandern des Zementes aus dem Loch im Schalungsmantel zu erklären. Der Befund des Stadtpfeilers habe zu einem Weiterarbeiten nach Maßgabe der bisher gegebenen Anweisungen berechtigt. Dabei sei zu bedenken, daß der Beton am Stadtpfeiler sich bereits nach zehn Tagen ausgezeichnet erhärtet erwiesen habe, während normalerweise die volle Erhärtung erst nach 20 bis 30 Tagen einzutreten pflege.

Die Ursache des Einsturzes des wiesenseitigen Pfeilers könne daher in Mängeln des Bauverfahrens und der Ausführung nicht gesucht werden. Vielmehr müsse angenommen werden, daß chemische Einflüsse in schädlicher Weise auf den Pfeiler eingewirkt hätten. Dafür spreche, daß die Zersetzung des Pfeilers an dem an der Wasseroberfläche liegenden Teile schwächer, nach unten zu immer stärker gewesen sei, und daß auch der Teil des stadtsseitigen Pfeilers, der von — 2 m NN im Gußverfahren unter Wasserhaltung betoniert worden sei, Zersetzungserscheinungen gezeigt habe.

Auch die Angekl. R. und F. betonen, daß von ihrer Seite irgendwelche Fehler bei der Bauausführung nicht begangen worden seien. Der Regierungsbaumeister a. D. M. habe ihnen im Frühjahr 1926 genaue Anweisungen hinsichtlich des anzuwendenden Unterwassergußverfahrens gegeben. Dabei habe er sie ständig auf die Gefahr einer Entmischung hingewiesen und immer wieder betont, daß ein Abreißen des Betonfadens während des Gießvorganges unbedingt zu vermeiden sei. Das gleiche sei ihnen von dem Angekl. H. eingeschärft worden. Sie seien auch bei den Versuchen betreffs des Gießverfahrens, die der Angekl. H. an der Baustelle gemacht habe, zugegen gewesen. Abgesehen davon, daß sie bereits seit Jahren im Betonfach gearbeitet und in der Ausführung von Betonbauten bewandert gewesen seien, sei ihnen aus den wiederholten Erklärungen des Regierungsbaumeisters a. D. M. und des Angekl. H. das bei dem Brückenbau in Gartz anzuwendende Verfahren mithin genau bekannt gewesen.

Die für die Bauausführung erteilten Anweisungen seien von ihnen streng befolgt worden; nur in einem Punkte seien sie von diesen An-

weisungen abgewichen. Das Füllen des Schüttrohres bei Beginn der Betonierungsarbeiten mit der Senkbüchse habe sich als unmöglich erwiesen, da auf der Arbeitsbühne nicht genügend Platz hierfür gewesen sei. Dafür sei auf Anordnung des Angekl. R. eine stärkere Zementmischung, nämlich 1 : 4, an Stelle der vorgesehenen Mischung von 1 : 6 verwendet worden. Vor Inangriffnahme der Betonierungsarbeiten sei den Arbeitern der Tag- und Nachtschicht der Arbeitsvorgang genau erklärt. Auch diese seien auf die Gefahr einer Entmischung hingewiesen worden. Die Besetzung der wichtigeren Arbeitsstellen sei durch sorgfältig ausgewählte Leute erfolgt, die zum überwiegenden Teil bereits im Betonfach gearbeitet hätten. An der Mischmaschine seien von dem Angekl. R. drei Leute für jede Schicht aufgestellt worden, obwohl die Arbeit von zwei Leuten zu bewältigen gewesen wäre. Um die an wichtigeren Arbeitsstellen beschäftigten Leute zu besonders sorgfältiger Arbeit anzuhalten, habe der Angekl. R. ihnen 0,15 RM/Std. höheren Lohn gezahlt.

Fehler im Arbeitsvorgang seien nicht vorgekommen. Die Mischung sei gut und gleichmäßig gewesen. Bevor das Mischgut in das senkrechte Schüttrohr eingebracht worden sei, habe man dieses auf den Boden aufgesetzt. Die Anhebung des Rohres sei nur zentimeterweise erfolgt. Bei dem Verfahren sei zunächst der kleine Wagen jeweils um einige Zentimeter weiter gerückt, bei Beendigung des Betonierens in der Querichtung dann der große Wagen um etwa 30 cm in der Längsrichtung vorgeschoben worden. Dabei sei es zwar vorgekommen, daß das senkrechte Schüttrohr sich schräg gestellt habe. Bei Einbringung der neuen Schüttung habe es sich jedoch stets ohne Schwierigkeiten wieder gerade gerichtet.

Bei der Betonierung des wiesenseitigen Pfeilers habe man am 29. April, als der Pfeiler bis 3,80 m etwa betoniert gewesen sei, die Wahrnehmung gemacht, daß die eisernen Spundbohlen sich ausbogen. Dies sei auf den Dampferverkehr und die damit verbundenen Wellenbewegungen, die am 29. April besonders stark gewesen seien und ein ständiges Schwanken der Spundbohlen verursacht hätten, im Zusammenhang mit dem sich zwischensetzenden Kies zurückzuführen gewesen. Um ein weiteres Ausbiegen der Spundbohlen zu vermeiden, habe man die Zuganker eingezogen.

Sämtliche Angeklagten betonen, daß sie bestrebt gewesen seien, bei Errichtung der Brücke in Gartz das Beste zu leisten."

Die Urteile 1. und 2. Instanz.

Das Schöffengericht Abteilung I in Stettin hat unter dem Vorsitz eines Landgerichtsdirektors und unter Teilnahme eines zweiten Richters nach eingehenden Verhandlungen (vom 26. November bis 16. Dezember 1929), bei denen als Schöffen bestellt waren: ein Gastwirt, ein Bauernhofbesitzer, ein Steuerberater, für Recht erkannt:

„Die Angekl. R. und F. werden freigesprochen. Die Angekl. L. und H. werden wegen Verstoßes gegen die anerkannten Regeln der Baukunst in Tateinheit mit fahrlässiger Tötung und Körperverletzung ein jeder zu sechs Monaten Gefängnis verurteilt.

Die Kosten des Verfahrens werden, soweit Freisprechung erfolgt ist, der Staatskasse, im übrigen den Angeklagten auferlegt."

Auf die Berufung der Angekl. L. und H. sowie der Staatsanwaltschaft gegen das Urteil des Schöffengerichts in Stettin vom 16. Dezember 1929 hat die III. große Strafkammer des Landgerichts in Stettin unter dem Vorsitz eines Landgerichtsdirektors und unter Teilnahme zweier beisitzender Richter in den Sitzungen vom 22. September bis 1. November 1930, an denen als Schöffen teilgenommen haben: ein Landwirt und ein Krankenkassenkontrolleur, für Recht erkannt:

„Die Berufung der Staatsanwaltschaft wird auf Kosten der Staatskasse verworfen.

Auf die Berufung der Angekl. L. und H. wird das Urteil des Schöffengerichts in Stettin vom 16. Dezember 1929 aufgehoben. Die Angekl. L. und H. werden freigesprochen.

Die Kosten des Verfahrens trägt auch insoweit die Staatskasse."

Die Begründung der Urteile.

Zu den vorher aufgeführten fünf Fragen haben die Gerichte in den umfangreichen Urteilsbegründungen folgende Stellung eingenommen:

Frage 1: War das von der „Aba" beim Bau der Strompfeiler angewandte Bauverfahren landespolizeilich genehmigt?

Der Gang des landespolizeilichen Prüfungsverfahrens ist im I. Teil (Heft 12) eingehend behandelt. Es mag noch hinzugefügt werden, daß auch in dem am 25. August 1925 zwischen der „Aba" und der Stadt Gartz abgeschlossenen Vertrag die Unterwasserschüttung der Strompfeiler bis zur Höhe — 5,0 ausdrücklich vorgesehen war.

Der Vertrag ist jedoch — wie allgemein üblich — den prüfenden Behörden nicht vorgelegt worden.

In den Gerichtsurteilen der 1. und 2. Instanz wird übereinstimmend etwa folgendes ausgeführt:

„Bei der Erteilung der Genehmigung sind die Behörden nach den eidlichen Bekundungen der Zeugen davon ausgegangen, daß nur die

Fundamente unter Wasser geschüttet, die aufgehenden Stropfweiler aber unter Wasserhaltung errichtet werden sollten*.

„Das entsprach nach allgemeiner Meinung der Sachverständigen dem damals üblichen Bauverfahren für Brückenpfeiler.“

„Ein anderer Gedanke ist den Beamten, die die Prüfung des Bauvorhabens vorgenommen haben, nicht gekommen, da die dem Sonderentwurf beigefügte Baubeschreibung besondere Erklärungen über die Errichtungsart der Stropfweiler nicht enthielt, auch die Zeichnung keinerlei Anhaltspunkte dafür ergab, daß bis zu der Ordinate — 4 oder 4,5 im Unterwasserschüttverfahren gearbeitet werden sollte. Bei der Ordinate — 4,5 befand sich zwar in der Bauentwurfszeichnung eine gestrichelte Linie. Aus dieser Linie war jedoch nichts zu entnehmen; die Beamten waren des Glaubens, daß mit dieser Linie nur die untere Kante des Vorsatzbetons abgegrenzt werden sollte, zumal bei der Ordinate — 7,5, also in der Höhe der Fundamentoberkante, sich in der Zeichnung eine voll ausgezogene Linie befand, die das Fundament von dem aufgehenden Mauerwerk des Pfeilers trennte.

Tatsächlich ist die Genehmigung, wie die Zeugen bekunden, nur für die Herstellung der Pfeilerfundamente im Unterwasserschüttverfahren und Hochziehung der Pfeilerschäfte unter Wasserhaltung, also im Trocknen, erteilt worden. Es kann den Angekl. jedoch nicht widerlegt werden, daß sie des Glaubens gewesen sind, die Genehmigung sei auch für die Errichtung der aufgehenden Stropfweiler im Unterwasserschüttverfahren bis etwa — 4 oder — 4,5 erteilt worden. In dem Bauprogramm von 1924 hatten die Angekl. dies ausdrücklich hervorgehoben. Sie konnten annehmen, daß auch die Vorgänge, die sich auf den ersten nicht zur Erledigung gekommenen Genehmigungsantrag bezogen, sich bei den Genehmigungsakten befanden, damit also auch das Bauprogramm von 1924 den genehmigenden Behörden vorgelegen hatte. Eine ausdrückliche Bezugnahme auf das Bauprogramm vom 18. Dezember 1924 ist allerdings in dem später zur Genehmigung vorgelegten Bauprogramm vom 8. September 1925 nicht enthalten. Immerhin konnten die Angekl. annehmen, daß durch die Bezugnahme auf bereits ausgeführte Arbeiten, wie sie nach dem früheren Bauprogramm geplant waren, der gesamte Bericht stillschweigend in Bezug genommen war. Hinzu kam, daß der technische Sachberater der Stadt Gartz durch den Vertrag und die besonderen Bedingungen genau unterrichtet war, daß die Angekl. glauben mußten, daß er bei seiner Stellung zu der Durchführung des Bauvorhabens und als höherer Baubeamter der genehmigenden Regierung bei der Frage der Genehmigung gehört würde, Aufklärung zu geben habe. Daraus ergab sich aber der selbstverständliche Schluß für sie, daß die anderen Beamten dasselbe über das Bauvorhaben wissen mußten wie B.

Während also tatsächlich die Genehmigung für das Unterwasserschüttverfahren nur hinsichtlich der Gründungen erteilt war, konnten die Angekl. annehmen, wie es ja auch der Baurat B. angenommen hat, daß die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens bis — 4 oder — 4,5 unter NN, also auch für einen Teil des aufgehenden Pfeilers die landespolizeiliche Genehmigung gefunden hatte*.

„Landespolizeilich genehmigt konnte aber auch nach Ansicht der Angekl. immer nur die Betonierung der Stropfweiler im Unterwasserschüttverfahren bis zu der Ordinate — 4 bzw. — 4,5 unter NN, also für die ersten 3 oder 3 1/2 m der aufgehenden Pfeiler von der Fundamentoberkante ab sein. Von dem genehmigten Bauplan sind die Angekl. insoweit abgewichen, als sie die ganzen Stropfweiler im Unterwasserschüttverfahren hergestellt haben. Handelte es sich insoweit um eine wesentliche Änderung des Bauplanes, so waren die Angekl. verpflichtet, die ministerielle Genehmigung der Änderung vor der Ausführung nachzusuchen. Denn in der Verfügung des Wasserbauamtes vom 5. März 1926, die auch der „Aba“ bekanntgegeben ist, war die Auflage gemacht, für alle wesentlichen Änderungen, die an dem genehmigten Entwurf vorgenommen werden sollten, vor deren Ausführung die Genehmigung nachzusuchen.

Nach der übereinstimmenden Ansicht der Sachverst. Bt., Bk., L., G. und T. handelt es sich insoweit jedoch um eine bautechnisch verständliche und keinesfalls zu beanstandende Abänderung, denn dadurch wurde die bei der Ordinate — 4 bzw. — 4,5 entstehende Arbeitsfuge vermieden. Besondere Nachteile gegenüber den bei der Unterwasserschüttung bis — 4 bzw. — 4,5 entstehenden waren durch die Abänderung nicht zu erwarten. Vielmehr mußte die Gefahr der Unterwasserschüttung sich mit sinkender Wassertiefe vermindern*.

Frage 2: Verstieß das von der „Aba“ beim Bau der Stropfweiler angewandte Bauverfahren gegen die anerkannten Regeln in der Baukunst?

Beide Instanzen bejahen diese Frage. In dem Urteil der 2. Instanz wird folgendes ausgeführt:

„Die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens bei der Errichtung der aufgehenden, frei im Oderstrom stehenden Brückenpfeiler widersprach objektiv den Regeln der Baukunst, wie sie im Jahre 1926 in Geltung und allgemein anerkannt waren. Danach durften, wie die Sachverst. L., G. und T. übereinstimmend angaben, frei stehende Brückenpfeiler im Unter-

wasserschüttverfahren nicht hergestellt werden. Zulässig war das Verfahren nur für Gründungen aller Art, da hier der den Beton umschließende Boden und die stehenbleibende Spundwand besondere Sicherheiten boten. Da diese bei aufgehenden Pfeilern fehlten, so habe man diese immer unter Wasserhaltung hochgebracht. Man hatte nämlich die Erfahrung gemacht, daß selbst bei einem kurzen Fall des Betons durch das Wasser eine Entmischung eintrat; das Bindemittel wurde bei dem Fall durch das Wasser zu einem Teil ausgespült. Die Folgen dieser Ausspülung waren Bildungen größerer oder kleinerer Kies- und Sandnester mit nur geringem Gehalt an Bindemitteln sowie Ablagerungen von unzureichend zur Abbindung gekommenem Zementschlamm. Im übrigen sank auch die Druckfestigkeit des an sich einwandfreien Betons durch den hohen, durch die Unterwasserschüttung entstehenden Wassergehalt des Betons erheblich; nach dem Gutachten der Sachverst. B. und H. ist durch Versuche ermittelt, daß dieser Beton um etwa 1/3 geringere Druckfestigkeit als normaler, im Trocknen geschütteter Beton besitzt.

Derartige Erscheinungen waren selbst bei sorgfältigster Arbeit unvermeidbar. Auch in der bautechnischen Literatur wurde daher auf die großen, durch die Entmischung entstehenden Gefahren aufmerksam gemacht, dabei insbesondere auch zum Ausdruck gebracht, daß derartige Entmischungen beim Einbringen unter Wasser kaum zu vermeiden seien.

Das Unterwasserschüttverfahren kam in der Hauptsache daher nur zur Anwendung, wenn die Verhältnisse bei dem Bauvorhaben die Sicherung wie bei den Gründungen oder Anlehnungen, wie bei Kalmauern oder besondere Massierungen wie bei Molen ergaben, oder das Bauvorhaben sich bei der gegebenen Sachlage nur in diesem Verfahren ausführen ließ. Bei dem Zulassen der Gründungen ging man von der Erwägung aus, daß die Spundwände oder der Baugrund ein Ausweichen der durch die Entmischung entstehenden Kiesschichten verhinderte und daß die Beanspruchung des Fundaments, das nur zur besseren Ableitung der Drucklasten auf dem tragfähigen Baugrund diente, nicht allzu erheblich war. Frei stehendes aufgehendes Mauerwerk durfte jedoch grundsätzlich stets nur unter Wasserhaltung, also im Trocknen, errichtet werden.

Diese Regel der Baukunst war auch allgemein anerkannt. Diesem Erfordernis ist an sich nicht schon dann genügt, wenn eine Regel sich bei völliger wissenschaftlicher Erkenntnis als richtig und unanfechtbar darstellt, sie muß auch durchweg in den Kreisen der betreffenden Techniker bekannt und als richtig anerkannt sein. Nach dem Gutachten der Sachverst. T., G. und L. kann hieran jedoch kein Zweifel bestehen. Gerade die Praxis hatte mit dem Unterwasserschüttverfahren trotz aller Vorsicht immer wieder je und dann schlechte Erfahrungen gemacht und das Anwendungsgebiet zur Erreichung größtmöglicher Sicherheit für die errichteten Bauwerke auf ein Mindestmaß beschränkt. Darauf deuten Veröffentlichungen, ferner auch die mehrfach angestellten Versuche, die Gefahren der Entmischung zu vermindern, sowie die Hinweise auf die Erfolglosigkeit dieser Versuche hin. Dies ergibt ferner die Tatsache, daß man etwa seit dem Jahre 1910 auch für den Bau der Fundamente von der Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens immer mehr abgekommen und dazu übergegangen ist, Grundwassersenkungen oder Luftdruckgründungen vorzunehmen. Auch dies läßt nur den Schluß zu, daß die Praxis sich von der Unzuverlässigkeit des Unterwasserschüttverfahrens überzeugt und nach sichereren Ausführungsarten der Gründungen gesucht hat.

Wenn die Sachverst. Bt. und Bk. demgegenüber darauf hingewiesen haben, daß für die Errichtung von Brückenpfeilern zwar regelmäßig Wasserhaltung üblich gewesen sei, daß aber auch die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens für die ganzen Pfeiler den Regeln der Baukunst entsprochen habe, da Stropfweiler tatsächlich in diesem Verfahren hergestellt worden seien, so ist dies keinesfalls geeignet, an den festgestellten Regeln etwas zu ändern.

Nach der unwiderlegten Behauptung des Angekl. L. ist von diesem allerdings im Jahre 1908 der Stropfweiler einer Brücke über die Lenne bei Husberg im Kreise Altena im Unterwasserschüttverfahren hergestellt worden. Nach der Bauentwurfszeichnung aus den Bauakten des Kreises Altena war ein Stropfweiler vorgesehen, der auf Felsboden gegründet werden mußte. Über die geplante Gründungsart des Pfeilers ist aus der Zeichnung nichts zu ersehen; jedoch ist nach dem Kostenanschlag Wasserhaltung vorgesehen gewesen. Das Rammen von Spundwänden ist in dem Kostenanschlag nicht erwähnt. Aus der Zeichnung ergibt sich ferner, daß der Normalwasserstand 1,6 m über Fundamentoberkante, der Hochwasserstand 4,2 m über Fundamentoberkante lag.

Nach der Angabe des Angekl. L. ist zunächst ein Fangedamm um die Baugrube errichtet und ein Auspenden der Grube versucht worden. Dieses Auspenden ist jedoch nicht geglückt, da die Baugrube auf dem Felsboden nicht dicht zu bekommen war. Der Stropfweiler ist daraufhin im Unterwasserschüttverfahren errichtet worden.

Dieser Sachverhalt ergibt, daß die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens auch bei der Lennebrücke nur ein Notbehelf gewesen ist. Das Verfahren kam zur Anwendung, weil eine Wasserhaltung mit den gegebenen Mitteln nicht möglich war.

Nach der Angabe des Sachverst. Bt. sind ferner Stropfpfeiler zweier Brücken über die Mosel im Unterwasserschüttverfahren betoniert worden. Auch in diesen Fällen ist das Verfahren offenbar — wie der Sachverst. T. angibt — nur aus Not angewandt worden, da die Wasserhaltung auf Felsboden auf Schwierigkeiten stieß. Es kann dahingestellt bleiben, ob diese Bauwerke in einer Art entstanden sind, die einen Verstoß gegen die allgemeinen Regeln der Baukunst enthielt. Ganz besondere Verhältnisse können in Einzelfällen Abweichungen bedingen und rechtfertigen. Solche Einzelfälle können aber eine allgemein anerkannte Regel wie hier nicht aufheben. Eine Notlage zur Wahl des Unterwasserschüttverfahrens für die Betonierung eines Teiles der aufgehenden Stropfpfeiler bestand bei der Errichtung der Brücke in Gartz nicht. Nach der Angabe der Angeklagten sollte das aufgehende Mauerwerk der beiden Stropfpfeiler bis — 4,5 NN deshalb in Schüttbodyen unter Wasser ausgeführt werden, weil die Ausführung unter Wasserhaltung hierfür nicht durchführbar schien. Es habe die Möglichkeit bestanden, daß das Fundament bei einem Auspumpen der Baugrube infolge des Wasserauftriebs hochgekommen bzw. durchgebrochen wäre.

Um den beim Leerpumpen der Baugrube an der Bausohle wirkenden Auftrieb (beim stadtseitigen Stropfpfeiler nach der Angabe des Sachverst. G. rd. 10,5 t/m², beim wiesenseitigen Stropfpfeiler rd. 12,5 t/m²) aufzuheben, mußte eine Betonschicht von 4,8 bzw. 5,7 m eingebracht werden. Es mußten somit nicht nur das 2,5 bzw. 4,6 m starke Fundament, sondern auch noch mindestens 2,3 bzw. 1,1 m des Pfeilerschaftes unter Wasser geschüttet werden. Diese theoretische Berechnung ist an sich richtig, doch werden mit ihr nicht alle in Frage kommenden Kräfte erfaßt. Nach der Angabe der Sachverst. L. und G. ist es eine Erfahrungstatsache, daß man bei der Gründung von Brückenpfeilern schon mit wesentlich geringeren Stärken der unter Wasser geschütteten Betonfundamente, als sie nach der oben angegebenen Rechnungsart erforderlich sind, auskommen kann, ohne daß Aufbrüche oder Durchquellungen zu befürchten sind. Insbesondere spielt dabei der Erddruck, die Reibung eine Rolle.

Eine Gefahr von Aufbrüchen oder Durchquellungen bestand bei der Brücke in Gartz jedoch um so weniger, als unter der 2,5 m starken Fundamentsohle des stadtseitigen Stropfpfeilers eine wasserundurchlässige Geschiebemergelschicht von mehreren Metern Stärke angetroffen war. Unter dem wiesenseitigen Stropfpfeiler befand sich zwar eine 3 m starke Schicht von grobem Kies, also wasserundurchlässiger Boden, die Spundwände sollten jedoch bis in den unter dieser Schicht liegenden Geschiebemergel gerammt werden. Im übrigen war das Fundament mit 4,6 m so stark bemessen, daß ein Aufbruch oder Durchquellungen nicht mehr zu befürchten waren.

Irgendeine Notlage zur Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens für die aufgehenden Pfeiler bis zur Ordinate — 4,5 unter NN bestand somit nicht. Die Angeklagten konnten nur das Fundament, also bis zur Ordinate — 7,5 im Unterwasserschüttverfahren herstellen und die aufgehenden Stropfpfeiler unter Wasserhaltung im Trocken herstellen.

Es ist mithin festzustellen, daß die Errichtung der beiden aufgehenden Stropfpfeiler der Brücke in Gartz im Unterwasserschüttverfahren einen Verstoß gegen die im Jahre 1926 geltenden, allgemein anerkannten Regeln der Baukunst darstellte.

Über die Frage, ob die Verwendung von Gußbeton beim Unterwasserschüttverfahren zulässig war, ist eingehend verhandelt worden. Die „Deutschen Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton“ vom September 1925 schreiben im § 8, Abschn. 3 für „Schüttbodyen“ vor: Die Betonmasse muß im weichen Zustande eingebracht werden.

Die 2. Instanz sagt hierzu:

Die Anwendung von Gußbeton bei der Errichtung der Stropfpfeiler in Gartz ist bautechnisch nicht zu beanstanden. Der Gußbeton bot nach dem Gutachten der Sachverst. Bt., Bk. und L. die größte Gewähr für die Entstehung eines gleichmäßigen Betons. Durch den höheren Wasserzusatz wurde die bei erdfeucht angemachtem Beton regelmäßig entstehende Bildung von Luftblasen, die bei einer Unterwasserschüttung das Eindringen des Wassers in die Schüttbodyen begünstigen konnte, vermieden. Es bedurfte ferner auch nicht einer mechanischen Kraft zur gleichmäßigen Verteilung und Dichtung der Schüttbodyen.

Frage 3: Ist das von der „Aba“ beim Bau der Stropfpfeiler angewandte Bauverfahren die alleinige Ursache des Pfeilereinsturzes gewesen?

Beide Instanzen stellen fest, daß bei der Ausführung der Betonierungsarbeiten an den unter Wasser liegenden Teilen der Stropfpfeiler erhebliche Mängel vorgekommen sind. In dem Urteil der 2. Instanz wird etwa folgendes hierzu ausgeführt:

„Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme hat das in Anwendung gebrachte Schüttverfahren bei den Bauanlagen und bei der Bauausführung nicht unerhebliche Fehler gezeigt, die objektiv als Verstöße gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst angesehen werden müssen.

Bei Errichtung der beiden Stropfpfeiler wurde von den Angeklagten ein Schüttverfahren angewandt, das nach dem Gutachten der Sachverst.

T., G. und F. in wesentlichen Punkten eine Verschlechterung des bis dahin gebräuchlichen Unterwasserschüttverfahrens darstellte. Bei dem bis dahin üblichen Unterwasserschüttverfahren hing ein hölzerner Trichter, dessen unterer Rand 0,8 × 0,8 und dessen oberer Rand 0,6 × 0,6 m Durchm. betrug, oder ein eisernes Rohr von etwa 0,6 m Durchm. starr befestigt an dem Schüttbodyen. Der Trichter bzw. das Rohr waren so groß, daß der Inhalt eines Transportkübels mit Mischgut ohne Schwierigkeiten aufgenommen, auch bei unregelmäßigem Auslaufen aus dem Trichter bzw. Rohr stets so viel Masse nachgegeben werden konnte, daß die Oberfläche des Mischgutes über dem Wasserspiegel gehalten, ein Abreißen des Betonfadens daher weitmöglichst vermieden werden konnte.

Das untere Ende des Trichters bzw. Rohres durfte während des Schüttvorganges nicht im Beton stecken, sondern lag in geringer Höhe über der Schüttstelle, bei späteren Schüttungen über der geschütteten Betonoberfläche. Während des Schüttvorganges wurde der Wagen dauernd verfahren; dabei griff das untere Ende des Trichters bzw. Rohres über die Böschung des geschütteten Teils der Betonschicht, das zähflüssige Mischgut rutschte heraus und legte sich gegen die Böschung und die geschüttete Schicht. Der austretende Beton kam hierbei zwar stets mit dem Wasser in Berührung; da der Zufluß des Mischgutes aber stetig und langsam vor sich ging, blieb die bei der Berührung des Wassers unvermeidliche Entmischung in erträglichen Grenzen.

Von diesem Unterwasserschüttverfahren sind die Angeklagten abgewichen. Nach den von der Bauleitung erteilten Generalanweisungen sollte das senkrechte Schüttrohr bei Beginn der Betonierungsarbeiten auf den Untergrund abgesetzt und mit Beton gefüllt werden. Dann sollte das Rohr höchstens 20 cm angehoben und dabei darauf geachtet werden, daß das Mischgut nie vollständig aus dem Rohr herauslief. Das Rohr sollte stets im Beton stecken. Ein Verfahren sollte erst stattfinden, wenn mehrere Mischungen an eine Stelle gebracht waren. Während also bei dem bis dahin üblichen Verfahren das Auslaufen des Schüttbodyens aus dem Trichter zwangsläufig durch seitliches Verfahren bewirkt wurde, war es bei dem von den Angeklagten zur Anwendung gebrachten Schüttverfahren notwendig, das gefüllte Rohr langsam anzuheben, um ein Auslaufen des Mischgutes herbeizuführen. Dieses Anheben erfolgte nur nach Gefühl, da irgendwelche praktische Erfahrungen mit einem solchen Schüttvorgang unter Wasser nicht vorlagen und irgendwelche andere Beobachtungen als das Absinken des Mischgutes in das dunkle Rohr hinein über das Austreten des Mischgutes unter Wasser unmöglich waren. Bei zu starkem Anheben bestand die Gefahr, daß sich das Rohr je nach der Gewalt des Hineinschüttbodyens des Mischgutes in das Rohr ganz oder zum überwiegenden Teil entleerte, daß dann sofort Wasser in das Rohr hineindrängte oder in kurzer Zeit das im Rohr verbliebene Mischgut durchspülte und im Rohre anstieg, daß dann die folgenden Schüttungen durch ihr Hinein- und Hindurchfallen durch Wasser sich stark entmischten. Es bestand bei dem Gießvorgang mithin ein erhebliches Moment der Unsicherheit. Denn das gefühlsmäßige Anheben des Rohres entzog sich jeder auch nur halbwegs zuverlässigen Kontrolle.

Auch das Einbringen mehrerer Mischungen an derselben Stelle stellte eine Verschlechterung des alten Verfahrens dar. Während bei dem alten Verfahren ein gleichmäßiges ununterbrochenes Ausströmen des Mischgutes aus dem Schütttrichter bzw. -rohr während des Verfahrens des Wagens erfolgte, fand bei dem in Gartz zur Anwendung gebrachten Schüttverfahren eine Weiterbewegung des Wagens während des Gießvorganges nicht statt. Durch das Abfließen mehrerer Schüttungen, das mit großem Druck erfolgen mußte, an ein und derselben Stelle bestand die Gefahr von Aufwirbelungen der geschütteten Betonmassen. Denn der Inhalt des Rohres bei 12 m Länge hatte, unter Berücksichtigung des Wasserdruckes errechnet, ein Gewicht von mehr als 1000 kg. Kamen diese Massen auf einmal ruckweise aus dem Rohr heraus, so konnte sich dies in ungünstiger Weise auf die geschütteten Betonschichten auswirken. Die Gefahr einer Entmischung wurde also weiter erhöht.

Dies war schließlich auch bei dem Verfahren des Schüttwagens der Fall. Ein Verfahren war nur möglich, wenn das senkrechte Schüttrohr entweder ganz aus dem Beton herausgezogen oder so weit angehoben wurde, daß es nur noch wenig im Beton stand. Wurde es ganz herausgezogen, so war ein Leerlaufen des Rohres und ein Nachdringen des Oderwassers in das Rohr zu befürchten. blieb es im Beton stecken, so mußte das Rohr durch die geschüttete Betonmasse gezogen, diese Masse also durchpflügt werden. In beiden Fällen ergaben sich Aufwirbelungen und damit eine weitere Erhöhung des Gefahrenmoments einer Entmischung.

Zu Unrecht berufen sich die Angeklagten in ihren Schutzbehauptungen darauf, sie hätten die bei dem bei Bauausführungen in Schweden mit gutem Erfolg zur Verwendung gekommenen Unterwasserschüttverfahren mit gießfähig angemachtem Beton, dem sog. Kontraktorverfahren, angewandten Grundsätze allerdings von sich aus ohne nähere Kenntnis dieses Verfahrens zur Anwendung gebracht. Nach den Angaben des Sachverst. T., der im Jahre 1928 in Schweden unter Verwendung des Kontraktorverfahrens ausgeführte Bauten besichtigt hat, wird dieses Ver-

fahren nach wesentlich anderen Grundsätzen²⁾, als sie in Gartz zur Anwendung gekommen sind, gehandhabt.

Ein Verfahren des senkrechten Schüttrohres in horizontaler Richtung findet überhaupt nicht statt. Das untere Ende des Schüttrohres bleibt — abgesehen vom Beginn der Betonierung — stets etwa 1 m unter der Oberfläche der geschütteten Betonmasse. Der Abfluß des Mischgutes aus dem gefüllten Rohr wird durch Anheben des Rohres bewerkstelligt. Sobald der Beton infolge Anhebens des Schüttrohres anfängt auszufließen — was durch Absenken des Betons im Trichter erkennbar wird —, wird das Rohr sofort wieder gesenkt und damit ein weiteres Abfließen des Betons unterbunden. Der ausgeflossene Beton wird durch Nachfüllen aus der Mischmaschine sofort wieder ersetzt. Hier wirkt also der Druck des Mischgutes sich dahin aus, daß das ausfließende Gut unter der oberen Schicht aus dem Rohr entströmt, daß diese obere Schicht im Laufe des Schüttvorgangs immer höher gehoben wird und beim Hinauskommen aus dem Wasser abgenommen wird, daß das zufließende Mischgut also nicht mit dem Wasser beim Gießvorgang in Berührung kommt, daß Aufwirbelungen der Masse im Wasser vermieden werden.

Ein Sinken des Mischgutes im Rohr unter den Wasserspiegel wird unter allen Umständen vermieden. Der aus dem Rohr austretende Beton verteilt sich nach den in Schweden gemachten Erfahrungen unter der oberen Schicht nach allen Seiten 3 bis höchstens 4 m. Bei Bauwerken größerer Ausmessungen müssen daher zwei und mehr Rohre nebeneinander zur Verwendung gebracht werden.

Dieses Verfahren ist also mit dem in Gartz zur Anwendung gebrachten in keiner Weise in Vergleich zu setzen. Nach den von der Bauleitung in Gartz erteilten Anweisungen sollte das Rohr zwar gleichfalls stets im Beton stecken. Es war aber keine erprobte Anordnung dafür gegeben, wie tief das Rohr jeweils im Beton verbleiben sollte. Vielmehr entschied hier das Gefühl, und es bestand im Zusammenhang mit dem Verfahren des Rohres das Bestreben, das Rohr nur ganz wenig im Beton stecken zu lassen, damit das Verfahren leicht vonstatten ging. Ein Ausfließen unter der oberen Schicht fand daher meist nicht statt, sondern der zufließende Beton mischte sich in den in geringerer Dichte über ihm lagernden Beton hinein, das ergab Aufwirbelungen, Berührung mit dem Wasser, jeweiliges Vermischen der oberen Schicht mit dem Zufluß. Der Sachverst. T. hat daher mit Recht darauf hingewiesen, daß der Plan, das Rohr im Beton zu halten und nach Einbringen mehrerer Mischungen zu verfahren, einen Widerspruch in sich selbst bedeutet, da ein Verfahren des in wirksamer Tiefe im Beton steckenden Rohres eine Unmöglichkeit war, weil der Widerstand der oberen Schicht das Rohr festhielt und es verbiegen mußte, wenn es nicht fast ganz aus dem Beton herausgezogen wurde.

Schon mit dem bei der Errichtung der Strompfeiler der Brücke in Gartz angewendeten Schüttverfahren war mithin eine ganze Reihe von Gefahrenquellen verbunden, die sich auf die Güte des Bauwerks in ungünstiger Weise auswirken konnten. Diese Gefahren wurden noch verstärkt durch Mängel der Bauanlage.

Nach dem Gutachten des Sachverst. G. war die Konstruktion des schrägen Schüttrohres, das von dem Gießturm in den Trichter am Schüttwagen führte, unzweckmäßig. Das geschlossene Rohr begünstigte in hohem Maße eine Verstopfung, wenn das Mischgut nicht durch vermehrten Wasserzusatz dünn gehalten wurde. Bei Anwendung halbkreisförmiger, offener Rinnen wären diese Gefahr und damit Betriebsunterbrechungen, die nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme infolge von Verstopfungen bis zu viermal in jeder Schicht vorgekommen sind, vermieden worden.

Das schräge Schüttrohr war nach den Angaben von zwei Zeugen auch nicht lang genug, um von dem stromaufwärts oder stromabwärts gelegenen Gießprahm aus die ganze Baugrube beherrschen zu können. Das Rohr konnte vielmehr nur bis etwa zur stumpfen Kante des Schalungsmantels — etwa 1,5 bis 2 m vor der Pfeilerspitze — herangeführt werden. Nur bei einem Verholen des Gießprahms, das aber nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme nicht erfolgt ist, konnte auch die Pfeilerspitze bestrichen werden. Das Mischgut mußte sich also ziemlich große Strecken weit verteilen. Dadurch war bei der bereits besprochenen Folge des in Gartz angewendeten Verfahrens, daß das Mischgut nicht unter einer genügend starken oberen Schicht sich verteilte, ein längeres Berühren des ausfließenden Betons mit dem Wasser und weiter die Gefahr einer Entmischung gegeben.

Der über der Fundament-OK. auf der Ordinate — 7,5 unter NN liegende Schalungsmantel für den aufgehenden Pfeiler wurde ferner in den Spundwandkasten eingehängt, bevor das Fundament betoniert worden war. Während der Spundwandkasten, der mit seinem unteren Teil die Schalung für das Fundament bildete, ein Rechteck von $13,2 \times 5,5$ m darstellte, hatte der schräg anlaufende Schalungsmantel in der Höhe des Wasserspiegels nur ein Ausmaß von $11,3 \times 3$ m. Der Abstand des Spundwandkastens betrug somit von der Schalungsspitze 0,95 m, von der stumpfen Kante der Schalung $0,95 + 1,5 = 2,45$ m, von den Seiten 1,25 m.

²⁾ Vgl. Bautechn. 1930, Heft 8 u. 10; 1931, Heft 12.

Diese Strecken mußte das Mischgut bei der Betonierung des Fundaments ebenso — wie zuvor auseinandergesetzt — durchfließen, und es ergab sich auch hier das längere Berühren des Betons mit dem Wasser und die Gefahr weiterer Entmischung, da ja eine, wie beim Kontraktor-Verfahren vorgesehen, genügend hohe obere Schicht selbst dann fehlte, wenn das Rohr beim Ausfließen des Mischgutes gemäß der in Gartz geübten Weise im Beton steckte. Es steckte hier eben nur etwas im Beton.

Schließlich zeigte auch die Gießanlage selbst Mängel. Der am Kopf des Gießturms befindliche Turmsilo hatte keinen Verschuß. Sobald also die rd. 300 l enthaltende Mischung im Aufzugskübel hochbefördert und in den Turmsilo ausgekippt war, floß sie sofort durch die Schrägrohre ab. Der Abfluß mußte verhältnismäßig schnell vor sich gehen, da die Schrägrohre eine Neigung von 30 bis 40° hatten. So kam jede Mischung für sich in den Schütt-Trichter, und zwar stoßweise in einem Zuge. Ein gleichmäßiges, ununterbrochenes Zu- und Abfließen des Betonmischgutes zu und vom Schütt-Trichter konnte nicht stattfinden.

Die Folge war, wenn das Mischgut nicht flüssig genug war, eine weitere Erhöhung der Verstopfungsgefahr. Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme ist ferner der Betonierungsvorgang ruckweise vor sich gegangen; nach dem Abfließen jeder Mischung trat eine Pause von 1 bis 2 Minuten ein. Bei dem ruckweisen Abfließen bestand im übrigen nicht hinreichende Gewähr, daß Beton im senkrechten Schüttrohr blieb. Denn eine sichere Kontrollmöglichkeit war nicht vorgesehen. In dem nur 30 cm weiten Schüttrohr war der Stand des Mischgutes nur schwer festzustellen. Jede Kontrolle wurde weiterhin noch dadurch erschwert, daß ein Deckel auf dem Trichter angebracht war, um ein Überspritzen von Mischgut zu verhindern. Nur bei einer — wenn auch nur kurzen Einstellung der Betonierungsarbeiten konnten mithin Feststellungen über den Inhalt des Schüttrohres getroffen werden.

Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme muß ferner als erwiesen angesehen werden, daß auch während der Bauausführung Mängel im Arbeitsvorgang vorgekommen sind, die eine mechanische Entmischung hervorrufen konnten. Insbesondere ist nach dem Beweisergebnis den Arbeiten an der auf dem Schüttwagen befindlichen Winde nicht das Gewicht beigemessen und das Verständnis entgegengebracht worden, das für diese Arbeit zu verlangen war. Nach den Aussagen von Zeugen ist das Rohr häufiger hochgedreht worden, bevor das Mischgut vom Turmsilo in das Rohr gelangt war. Zwei Zeugen bekunden sogar, daß nach dem Anheben des Rohres die Sperrvorrichtung an der Winde eingeklinkt, das Rohr also in angehobenem Zustande festgelegt worden sei, um ein Überspritzen der mit großem Druck in das senkrechte Schüttrohr kommenden Mischgutmassen und dadurch die Beschmutzung der Arbeitenden zu vermeiden. Auch das Maß des Heraufdrehens des Rohres scheint sehr verschieden gewesen zu sein. Es scheint zwischen 10 und 40 cm geschwankt zu haben. Die Entleerung des Rohres erfolgte nach den übereinstimmenden Angaben der über den Schüttvorgang vernommenen Zeugen ruckweise. Dabei zeigten sich mitunter im Wasser Blasen und Strudelbildungen. Nach dem Schüttvorgang wurden Pendelbewegungen des Rohres wahrgenommen. Das Gewicht des Rohres erschien dabei leicht.

Bei diesem Beweisergebnis besteht durchaus die Möglichkeit, daß durch unsorgfältige Arbeit an der Winde häufiger ein Leerlaufen des Rohres erfolgt ist. Das Gericht hat auch nach dem Beweisergebnis den Eindruck gewonnen, daß in einzelnen Schichten, und zwar besonders in den Nachtschichten unter dem Angekl. F. und dem Hilfspoller Z., besonders gleichgültig an der Winde gearbeitet worden ist.

Zu sicheren Feststellungen gab das Beweisergebnis jedoch keine Möglichkeit.

Zunächst sind hinreichend bestimmte und fortlaufende Beobachtungen darüber, daß Wasser im Schüttrohr stand, von den Zeugen nicht gemacht worden. Zwei Zeugen geben zwar an, mitunter Wasser im Rohr gesehen zu haben; ob es sich hierbei jedoch tatsächlich um eingedrungenes Oderwasser oder aber um die Oberfläche des Mischgutes, auf der sich nach einigem Stehen das Wasser des Mischgutes ansammelte, gehandelt hat, war nicht festzustellen. Auch der Zeuge E. gibt an, einen Spiegel im Rohr gesehen zu haben; er will aber nicht haben feststellen können, ob es sich um eingedrungenes Oderwasser oder die Masse des Betons gehandelt hat.

Der Umstand, daß es nach den Angaben der Zeugen, die an der Winde gearbeitet haben, mitunter bei dem Einkommen einer neuen Mischung spritzte, ist nicht beweiskräftig dafür, daß Oderwasser im Rohr stand. Denn es ist aus den Zeugenaussagen nicht ersichtlich geworden, daß es sich hierbei um tatsächlich eingedrungenes Oderwasser gehandelt hat. Ein derartiges Spritzen ist vielfach schon bei dem Einlaufen des Mischgutes in den Trichter beobachtet worden. Es kann in diesem Falle also nur von der Mischung hergeführt haben. Daraus, daß das Rohr sich manchmal gewichtslos anfühlte und pendelte, sind gleichfalls sichere Schlüsse nicht zu ziehen. Nach dem Gutachten des Sachverst. Bt., das insoweit von dem Gutachten der anderen übrigen Bausachverständigen nicht entkräftet werden konnte, besteht die Möglichkeit, daß den an der Winde tätigen Arbeitern das Rohr leicht und völlig geleert vorkam, ob

wohl sich noch in dem Rohr eine in ihrer Höhe von dem Wasserdruck abhängende Betonsäule befand.

Wie nämlich der Sachverst. Bt. angibt, ist das Gewichtsverhältnis von dem hier fraglichen Betongemisch zum Wasser wie 2:1. Der von dem das Schüttrohr umgebenden Wasser ausgehende Druck auf den das Rohr unten abschließenden Beton muß beim Ausgleich der Höhe des Wasserdrucks zu der im Rohr befindlichen Betonmenge und ihrem Druck zum Abfließen die entsprechende Menge Betonmasse im Rohr festhalten und zugleich die Gewichtswirkung für die Leute an der Winde aufheben. Wenn mithin den an der Winde beschäftigten Arbeitern das Rohr leicht erschien, so kann dies eine Folge des Gleichgewichtsverhältnisses, das insoweit eine Gewichtlosigkeit herbeiführte, gewesen sein. In diesem Zustand ist es nach dem Gutachten des Sachverst. Bt. auch durchaus möglich, daß das Rohr gependelt hat.

Wenn sich dieses Gleichgewichtsverhältnis entgegen den theoretischen Berechnungen des Sachverst. Bt. auch bei der Bauausführung durch den besonderen weiteren Druck der in das Rohr im Sturze einkommenden Mischgutmassen verschoben haben mag, so kann ihm doch eine Wirkung nicht abgesprochen werden, zumal nicht notwendig jede Mischung mit besonderer Sturzeschwindigkeit in das Schüttrohr geflossen sein muß.

Ebensowenig konnte die Annahme des Sachverst. Bt., daß, wenn beim Entleeren des Rohres Oderwasser hineingeschossen wäre, das Wasser mit großem Druck in das leere Rohr eingedrungen wäre und dabei bis über den Trichter hinausgeschossen sein müsse, widerlegt werden. Derartige Beobachtungen sind nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme jedoch von keinem der über den Arbeitsvorgang vernommenen Zeugen gemacht worden. Dieses Fehlen solcher Beobachtungen spricht mithin dafür, daß das Rohr nicht häufiger leergelaufen ist.

Die Ausführungen des Sachverst. Bt. werden im gewissen Umfange noch durch das Ergebnis der Beweisaufnahme unterstützt. Nach der Aussage eines Zeugen ergab sich einmal in den ersten Tagen des Betonierens am stadtseitigen Strompfeiler, daß das senkrechte Schüttrohr auffallend leicht geworden war und pendelte. Da dem Zeugen diese Tatsache auffallend und bedenklich erschien, stellte er die Betonierungsarbeiten ein. Er meldete den Vorfall dem Angeklagten R. Beide peilten mit einer 5 m langen Latte in dem senkrechten Schüttrohr. Dabei stellten sie fest, daß sich nicht Wasser, sondern Mischgut im Rohr befand.

Mangels jedes sicheren Ergebnisses der Beweisaufnahme ließen sich daher über den Umfang des durch schlechte Arbeit an der Winde verursachten Leerlaufens des Rohres und Eindringens von Oderwasser hinreichend bestimmte Feststellungen nicht treffen. Immerhin war aber festzustellen, daß die Arbeit an der Winde nicht mit der Sorgfalt ausgeführt ist, die ihrer Wichtigkeit entsprach. Hinreichend bestimmte Beobachtungen über den Abflußvorgang sind überhaupt nicht angestellt, es ist auch nicht versucht worden, den Betonspiegel möglichst hoch im Rohr zu erhalten. Ferner ist verabsäumt worden, fortlaufend sichere Feststellungen über den Inhalt von Trichter und Rohr zu machen. Sechs Zeugen bekunden, daß sie zwar wiederholt versucht haben, durch Hineinsehen in den Trichter sich von dem Inhalt des Rohres zu überzeugen, daß in dem dunklen Rohr jedoch nichts zu sehen gewesen ist. Ebensowenig zeitigte das Hineinleuchten mit einer elektrischen Lampe, wie ein Zeuge bekundet, irgendeinen Erfolg. Obwohl es sich mithin bei dem Bauvorgang ergab, daß die getroffenen Maßnahmen sichere Feststellungen über den Inhalt des Rohres nicht zuließen, wurde nichts veranlaßt, sich irgendeine Sicherheit zu verschaffen. Insbesondere wurden Peilungen, für die die erforderlichen Arbeitswerkzeuge an der Arbeitsstelle vorhanden waren — abgesehen von zwei besonderen Fällen — nicht vorgenommen. Irgendeine Kontrollrichtung für etwaiges Ausfließen des Mischgutes aus dem Rohr bestand somit nicht.

Auch eine einheitliche Regelung des Arbeitsvorganges bei dem Verfahren des Trichterwagens hat nicht vorgelegen. Mehrere Zeugen T., K., Kk., B. und R. geben an, daß regelmäßig in ihrer Schicht zunächst versucht worden sei, den Wagen ohne Anheben des Rohres zu verfahren. Dabei habe das senkrechte Schüttrohr sich schräg gestellt; erst bei Einbringen einer neuen Schüttung habe das Rohr sich geradegerichtet. Nur in Ausnahmefällen, wenn eine andere Möglichkeit nicht bestanden habe, sei das Rohr angehoben und dann verfahren worden. Demgegenüber bekunden andere Zeugen, daß von ihnen das Rohr bei jedem Verfahren so weit angehoben worden sei, daß es ohne Schwierigkeiten in senkrechter Stellung verfahren werden konnte.

Diese Ungleichmäßigkeit in der Art des Verfahrens war zweifellos bei Erteilung ausreichender Anweisungen und hinreichender Aufsicht zu vermeiden. Auch hierbei ist nach Ansicht des Gerichts, und zwar wiederum insbesondere in den Nachtschichten, nicht mit der nötigen Sorgfalt und Einheitlichkeit gearbeitet worden.

Auch die vielfachen Unterbrechungen während des Schüttvorganges deuten auf eine mangelnde Sorgfalt hin. Obwohl in der gesamten einschlägigen Literatur auf die Gefahren derartiger Unterbrechungen, insbesondere auf die dabei unvermeidbare Bildung von Schlamm-schichten, hingewiesen war und ein ununterbrochener Arbeitsvorgang als eine un-

erläßliche Voraussetzung für ein gutes Gelingen des Bauwerks gefordert war, ist bei der Ausführung der Strompfeiler der Brücke in Gartz nichts zur Vermeidung derartiger Unterbrechungen getan worden.

Den Angeklagten war vor Beginn der Betonierungsarbeiten auf eine an das Elektrizitätswerk gerichtete Anfrage mitgeteilt worden, daß eine Garantie für eine ununterbrochene Lieferung von Strom nicht gegeben werden könne. Es mußte also mit dem Versagen des Kraftstroms gerechnet werden. Trotz Kenntnis dieser Gefahr ist jedoch Vorsorge, Arbeitsunterbrechungen infolge Strommangels zu meiden — etwa durch Bereitstellung eines Reservemotors —, nicht getroffen worden.

Ebenso zeugen eine ganze Reihe kleinerer Unterbrechungen dafür, daß die Angekl. bei der Betonierung der Strompfeiler im Unterwasserschüttverfahren die Gefahren dieses Verfahrens unterschätzt haben.

Diese Unterbrechungen waren bei sorgfältiger Arbeitseinteilung zu vermeiden, zum mindesten aber auf eine erheblich kürzere Dauer im Einzelfalle zu beschränken.

Alle diese Fehler sind nach den Gutachten der Sachverst. T. und G., denen sich das Gericht angeschlossen hat, als Verstöße gegen die Regeln der Baukunst anzusehen. Sie können in ihrer Gesamtheit eine mechanische Entmischung herbeigeführt haben. Das Gericht war jedoch auf Grund des Ergebnisses der Hauptverhandlung nicht in der Lage, mit hinreichender Sicherheit den Umfang der durch diese Mängel hervorgerufenen Entmischung, insbesondere die Ausmaße dieser Entmischung gegenüber der bei dem früher beschriebenen, als das übliche zu bezeichnende Unterwasserschüttverfahren üblichen und unvermeidbaren Entmischung, für die die Angeklagten nach dem früher Angeführten nicht verantwortlich zu machen sind, festzustellen.

Ebensowenig war das Gericht in der Lage, mit Sicherheit festzustellen, daß die durch die Mängel des von den Angeklagten angewandten Gießverfahrens sowie die Mängel der Bauanlage und der Bauausführung hervorgerufene mechanische Entmischung zu dem Einsturz des wiesenseitigen Pfeilers beigetragen haben, also als dessen Mitursache anzusehen und damit als Verstöße gegen die Regeln der Baukunst für den Eintritt einer Gefahr für andere kausal gewesen sind.

Die Mängel bei der Bauausführung mußten in ihrer Mehrzahl schon um deswillen ausscheiden, weil durch die Beweisaufnahme nicht zu klären war, bei der Errichtung welches der beiden Strompfeiler diese Mängel zur Auswirkung gekommen sind, geschweige denn, daß gerade in der Bruchzone des Wiesenseitigen von etwa — 7,5 bis — 4,5 unter NN diese Arbeitsmängel aufgetreten sind.

Insbesondere hat dies von den festgestellten Mängeln bei den Arbeiten an der Winde und bei dem Verfahren des Schüttwagens zu gelten. Aus den Lohnlisten ließ sich nicht feststellen, welche Arbeiter in dem Zeitraum, in dem die Bruchzone am wiesenseitigen Strompfeiler betoniert wurde, bei den Betonierungsarbeiten tätig gewesen sind. Ein erheblicher Teil der über den Bauvorgang gehörten Zeugen hat vielmehr bei der Betonierung beider Strompfeiler gearbeitet. Bei der Länge der seit der Verrichtung der Arbeiten verstrichenen Zeit erinnern sich die Zeugen nicht mehr, an welchem der Pfeiler die verschiedenen in der Hauptverhandlung festgestellten Mängel im Arbeitsvorgang ausschließlich oder überwiegend hervorgetreten sind. Dabei war, wie auch von den Sachverst. Bk. und Bt. betont worden ist, zu berücksichtigen, daß die Arbeiter bei der Betonierung des wiesenseitigen Strompfeilers bereits Erfahrungen hinsichtlich des Arbeitsvorganges gesammelt hatten, daß also insbesondere bei den Arbeiten, die — wie die Arbeiten an der Winde und das Verfahren des Schüttwagens — mehr gefühlsmäßig zu machen waren, manches dafür spricht, daß gröbere Fehler nach der Einarbeitung vermieden sein werden. Es war ferner zu berücksichtigen, daß die Betonierung des Teils vom wiesenseitigen Strompfeiler, in dem die Bruchzone von 3 m liegt, nach der unwiderlegten Angabe des Angekl. R. in seiner Schicht ausgeführt worden ist. Denn hiernach hatte dieser die Schicht übernommen, als der Pfeiler bis etwa 0,50 bis 0,90 cm über Fundament-OK betoniert worden war. Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme ist aber als erwiesen anzusehen, daß gerade in der Schicht des Angekl. R. fast durchweg sorgfältig gearbeitet worden ist. Wenn gröbere Verstöße vorgekommen sind, so ist dies in der Nachtschicht des Angekl. F. und des Hilfspoliers Z. geschehen. Gerade der Angekl. R. war, wie die Zeugen übereinstimmend bekundet haben, auf größte Sorgfalt bei dem Betonierungsvorgang bedacht. Verstöße gegen die von ihm erteilten Anweisungen hat er stets sofort unterbunden. Danach ist die Annahme, daß in dieser Schicht so schlecht gearbeitet, wie es nach dem Befund der Bruchzone der Fall gewesen sein müßte, schon an sich nur bei dem Vorliegen besonderer Anhaltspunkte gerechtfertigt.

Die Gutachten der Bausachverständigen gehen in der Beurteilung der durch die Beweisaufnahme festgestellten Mängel der Bauanlagen und -ausführungen erheblich auseinander. Nach der Überzeugung des Gerichts bauen sich diese Gutachten auch nicht auf sicheren Erkenntnisquellen, sondern im wesentlichen auf Vermutungen auf. Hinreichend bestimmte Anhaltspunkte über die Ursachen der Entmischung geben sie nicht.

Die Sachverst. Bt. und Bk. haben das Vorliegen einer mechanischen Entmischung als Ursache des Einsturzes für ausgeschlossen erklärt. Nach ihrer Ansicht sind die erwähnten Mängel der Bauanlage und der Bauausführung, wenn man sie als genügend erwiesen ansehen wollte, keinesfalls von solcher Bedeutung, daß durch sie die umfangreichen Entmischungserscheinungen an den beiden Strompfeilern erklärt werden könnten. Insbesondere die bei beiden Pfeilern vorgefundene sogenannte Ausflußmasse (d. i. die zwischen Spundwand und Schalung aufgefundene Zementmasse, vgl. Abb. 24) lasse sich durch mechanische Entmischung nicht erklären. Diese Massen seien so fein zerteilt, daß sie nur durch eine dauernde Bewegung, durch die die Zementteilchen in der Schwebe gehalten seien, erklärt werden könne. Derartige Bewegungen könnten durch das Gießverfahren, selbst bei schlechtester Ausführung, nicht hervorgerufen sein.

Demgegenüber nehmen die Sachverst. G., T., F. und R. als Ursache des Einsturzes eine durch das mangelhafte Bauverfahren entstandene mechanische Entmischung an. Das Gericht hat sich jedoch den Ausführungen dieser Sachverständigen nicht anzuschließen vermocht.

Der Sachverst. T. nimmt an, daß bei dem Anheben des Schüttrohres fast stets ein Leerlaufen des Rohres erfolgt sein werde. Da die Mischung nicht nur im Rohr, sondern auch bei dem Auslaufen auf der Schüttfläche ständig mit dem Wasser in Berührung gekommen sei, sei eine Entmischung in großem Umfange erfolgt. Die ausgespülten Zementteile seien durch ständige Bewegung des Wassers lange in der Schwebe gehalten worden; dadurch hätten sie ihre Fähigkeit zum Abbinden verloren. Diese Zementteile seien bei dem ständigen Wasserausgleich, der im Schalungskasten durch den Wasserüberdruck bei dem Einbringen jeder neuen Mischung von 300 l herrschte, durch die Fugen des Schalungskastens in den Raum zwischen Spundwand und Schalung gelangt. Dort seien diese Teile zur Ruhe gekommen. Hieraus seien die zwischen Spundwand und Schalung vorgefundene Massen zu erklären.

Nach der Berechnung des Sachverst. T. haben diese Massen bei jedem der Pfeiler etwa einen Raumgehalt von 35,6 m³ gehabt. Da man etwa 50% auf das Aufschwimmen des Zements und sonstige Zusätze rechnen könne, so sei die Masse aus etwa 17,8 m³ reinen Zementes entstanden. Wie der Sachverst. T. angibt, kann die sogenannte Ausflußmasse daher nur die infolge mechanischer Entmischung in Schwebe gehaltenen Zementteile aus dem unter Wasser eingebrachten Mischgut der ganzen Pfeiler darstellen.

Nach dem Gutachten des Sachverst. G. ist die mechanische Entmischung in erster Linie auf die bei jeder eingebrachten Mischung, also in ständiger Wiederholung innerhalb eines Zeitraumes von 2 bis 6 Minuten, entstandene Aufwirbelung der geschütteten Mischgutmassen zu erklären. Das Anheben des senkrechten Schüttrohres habe ein Auslaufen nach allen Seiten erlaubt. Es seien nicht nur die eingebrachten Mischgutmassen entmischt, sondern auch die bereits geschütteten Schichten immer wieder aufgewirbelt und in ihrem Abbindevorgang gestört worden. Dabei sei eine Berührung des Mischgutes mit dem Wasser auch dann unvermeidlich erfolgt, wenn das Rohr etwa bis 30 cm im Beton gestanden habe, da sich die Massen durch ihren großen Druck durch die geschütteten Schichten an die Oberfläche gedrückt hätten. Die sogenannte Ausflußmasse erklärt der Sachverst. G. damit, daß die durch Aufwirbelung bei der Betonierung des Fundaments in der Schwebe gehaltenen Zementteile bei der Betonierung des aufgehenden Pfeilerschaftes über das Fundament hinaus in den Zwischenraum zwischen Schalung und Spundwand gedrängt wären und sich dort abgesetzt hätten; der übrige Teil der Ausflußmasse sei durch die Schalungsritzen in den Spundwandraum gelangt. Die aus der für das Fundament bestimmten Betonmasse herrührenden Zementteile müßten daher bis zur Hochführung des Fundaments in der Schwebe geblieben und noch so unverbunden gewesen sein, daß der beim Hochbetonieren des Pfeilerschaftes am wiesenseitigen Pfeiler eingebrachte Kies zwischen Schalung und Spundwand durch diese schwebende Zementmasse hindurchgefallen sei. Dann erst werde sich diese zur Ruhe gekommene Masse zu festerer Form verbunden haben.

Beide Sachverständige gehen, soweit sie ein ständig wiederholtes Leerlaufen des Schüttrohres und eine ständige Aufwirbelung der geschütteten Schichten bei dem Betonierungsvorgang annehmen, von Feststellungen aus, die das Gericht in dem angegebenen Umfang nicht hat treffen können. Nach der Überzeugung des Gerichts erscheint auch eine Aufwirbelung auf größere Entfernung, wie sie von den Sachverständigen zur Erklärung des Schwebezustandes der Zementteilchen angenommen wird, nicht wahrscheinlich. Die Ausmaße der aufgehenden Pfeiler innerhalb der Schalung betragen etwa 11,30 x 3 m. Diese Fläche wurde in einer Schicht nach den durch die Beweisaufnahme bestätigten Angaben der Angeklagten zweimal bei der Betonierung befahren, und zwar dergestalt, daß der Schütt-Trichter nach etwa acht Stunden wieder an der gleichen Stelle stand. Wenn mithin Aufwirbelungen vorgekommen sind, können diese nur in unmittelbarer Nähe der jeweiligen Schüttstelle, nach der Überzeugung des Gerichts höchstens auf eine Entfernung von etwa 3 m, Wirkungen ausgeübt haben, während der Arbeitsvorgang in größeren Entfernungen nur geringe Bewegungen des Wassers hervorgerufen haben kann. Die im Schwebezustand befindlichen Zementteile hatten also Zeit und Ruhe sich abzusetzen.

Vor allem kann jedoch die von den Sachverständigen gegebene Erklärung für die große Menge sogenannter Ausflußmassen nicht zutreffen.

Der stadtsseitige Strompfeiler ist im Unterwasserschüttverfahren in der Zeit vom 19. bis 24. 4. 1926 bis zur Ordinate — 2 unter NN aufbetoniert worden. Es sind folgende Mischgutmassen eingebracht worden:

am 19. 4.	80 m ³ von — 10,10 bis — 9,16,
20. 4.	Arbeitspause,
21. 4.	127 m ³ von — 9,16 — 7,67,
22. 4.	80 „ — 7,66 — 5,77,
23. 4.	128 „ — 5,77 — 2,50,
24. 4.	12,5 „ — 2,50 — 2,14.

Nach den unwiderlegten, durch den Reisebericht des Angekl. H. vom 23. 4. 1926 auch voll bestätigten Angaben der Angekl. R. und H. ist am 23. 4. 1926 nachmittags in Gegenwart des Angekl. H. zwischen Spundwand und Schalung des stadtsseitigen Strompfeilers mit einem Peillot — einer an einer Schnur hängenden Schraubenmutter im Gewicht von 10 bis 15 Pfd. — gepeilt worden.

Die Oberkante des Betons der Fundamentsohle zeigte keine wesentliche Erhöhung. Sie lag auf — 7,60 bis — 7,30 unter NN, wick also von dem Normalstand von — 7,50 nur unwesentlich ab.

Am 24. 4. 1926 morgens hat dann der Zeuge B. nach seiner eidlichen Angabe kurz nach der Übernahme der Schicht von dem Hilfspolier Z. nach den ersten Schüttungen die Wahrnehmung gemacht, daß der Pfeiler im Schalungskasten bei der Schüttstelle nicht mehr wuchs und daß das Wasser sich sowohl im Mantel wie in dem Raum zwischen Mantel und Spundwand auffallend trübte. Er machte noch einige Probeschüttungen. Da das Bild unverändert blieb, stellte er die Arbeit ein und meldete den Vorgang dem Angekl. R. In dessen Gegenwart wurden noch einige Probeschüttungen gemacht. Da der Befund sich nicht änderte, wurde die Arbeit eingestellt.

Um die Ursache dieses Befundes festzustellen, sind von dem Angekl. R. zunächst allein, dann in Gegenwart des Angekl. H. am 24. April morgens Peilungen in dem Raum zwischen Spundwand und Schalung, und zwar in einem Abstand von je 2 m vorgenommen worden (Abb. 39).

Die Peilungen haben das in der folgenden Zusammenstellung in Spalte 3 angegebene Ergebnis, bezogen auf NN, gehabt.

Am 25. April abends hat der Angekl. R. die Peilungen zwischen Spundwand und Schalung nochmals wiederholt. Diese Peilung hat das in Spalte 4 angegebene Ergebnis gehabt, bezogen auf NN.

Dieses Peilergesnis hat der Angekl. R. an das Büro der „Aba“ in Berlin gesandt.

1	Peilpunkt (vgl. Abb. 39)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
2	Peilung am 23. 4. 26 nachmittags	Oberkante Fundamentsohle lag auf — 7,60 bis 7,30												
3	Peilung am 24. 4. 26 morgens	— 5,74	— 5,29	— 5,11	— 6,12	— 6,49	— 5,77	— 6,39	— 6,49	— 6,72	— 6,59	— 6,54	— 6,04	— 6,02
4	Peilung am 25. 4. 26 abends	— 5,64	— 5,29	— 5,11	— 6,12	— 6,49	— 5,77	— 6,39	— 6,49	— 6,72	— 6,59	— 6,54	— 6,40	— 6,12
5	Peilung des Taucher- meisters am 11. bis 13. 2. 27	— 5,75	—	— 5,04	— 6,39	— 7,09	— 6,44	—	— 6,44	— 6,25	—	— 5,99		

Nach diesen Peilerggebnissen, deren Richtigkeit den Angeklagten nicht widerlegt werden kann, muß angenommen werden, daß die im Raum zwischen Spundwand und Schalung festgestellten Massen in der Zeit



Wiesenseite
Stadtsseite
Abb. 39.

vom 23. April nachmittags bis zum 24. April morgens, also in einem Zeitraum von höchstens 16 bis 18 Stunden entstanden sind, und daß sich diese Massen auch in den nächsten 24 Stunden nicht verändert haben.

Auch später ist eine wesentliche Veränderung dieser Massen nicht eingetreten. Bei der Untersuchung des stadtseitigen Strompfeilers durch den Tauchermeister H. vom 11. bis 13. 2. 1927 wurde die Höhe der im Spundwandraum vorgefundenen Massen, wie in Spalte 5 angegeben, festgestellt.

Es zeigten sich also nur geringe Abweichungen. Auch die vorher am 10. Oktober 1926 vorgenommenen Feststellungen des Tauchermeisters Sch. hatten ein wesentlich abweichendes Bild nicht gezeigt. Die aufgenommene Masse stimmte an den Oberstromecken mit den von H. festgestellten Massen überein. An der Unterstromseite wurde eine Tiefe von 6,5 m ermittelt mit dem Hinweis, daß über der Masse noch eine etwa 0,80 bis 1 m starke Klesschicht liege³⁾.

Dieses Ergebnis ist mit den von den Sachverst. G. und T. gegebenen Erklärungen der sogenannten Ausflußmasse nicht zu vereinigen. Während der ganzen Zeit der Unterwasserbetonierung des stadtseitigen Strompfeilers bis zum Nachmittag des 23. 4. 1926, in der nach den getroffenen Feststellungen insgesamt 427,50 m³ Mischgutmasse geschüttet worden sind, ist eine irgendwie feststellbare Masse zwischen Schalung und Spundwand nicht entstanden.

Die Entstehung dieser Massen als sogenannte Ausflußmasse in einem Zeitraum von 16 bis 18 Stunden vom 23. zum 24. April kann durch den in dieser Zeit erfolgten Gießvorgang nicht erklärt werden. Da in der Zeit etwa 75 bis 90 m³ Beton gegossen sein werden, sind bei dem Verhältnis 1:6 etwa 13 m³ reiner Zement in dem Beton gewesen. Es steht fest, daß der damals gegossene Teil des Pfeilerschaftes eine ganze Menge Zement bei seiner späteren Sprengung enthielt. Es kann also nur eine geringe Menge Zement in dieser Zeit ausgeschwemmt sein, höchstens 5 m³. Fehlt schon eine Erklärung für die weiteren 12 m³, so kommt hinzu, daß dieser ausgeflossene Zement sich sofort abgesetzt, verbunden haben müßte, da ja am Morgen des 24. April eine feste Masse erpeilt wurde. Hier hätte sich also die Masse sofort gebildet, während beim Wiesenpfeiler G. annimmt, daß sie beim Fundamentguß tagelang in der Schwebe blieb, so daß nachher der Kies hindurchfallen konnte. Eine Erklärung für ein so verschiedenes Verhalten des Zements bei völlig gleichen Verhältnissen ist nicht zu finden. Ferner wäre zu berücksichtigen, daß sich verbindender Zement, der innerhalb 16 bis 18 Stunden als feste Masse feststellbar ist, eine ganz feste, harte Masse wird. Die Ausflußmasse war von Anfang an eher bröcklig und weich. Die Annahme, daß die erpeilte Masse am 24. April aus dem bisherigen Guß bis zum 23. April herrühren könne, ist auch nicht haltbar. 280 m³ waren zuvor gegossen in vier Tagen. Wenn diese Masse sich nun gerade in den mehrerwähnten 16 bis 18 Stunden gesetzt haben soll, so müßten in dieser Zeit besonders günstige Verhältnisse dafür geherrscht haben. Die Sachverst. G. und T. meinen, daß solche Verhältnisse in fast völliger Ruhe im Wasser gegeben seien. Da die ganze Nacht gegossen ist, muß es ebenso unruhig im Spundwandkasten gewesen sein wie sonst. Es ist also nicht zu verstehen, warum nicht der aus dem am 19. und 21. April gegossenen 200 m³ entmischte Zement sich vorher gesetzt hat und am Nachmittag des 23. April nicht erpeilt ist. Auch hier könnte nur die Annahme verschiedenen Verhaltens des entmischten Zements bei völlig gleichen Verhältnissen eine Erklärung geben. Ein Grund für ein solches verschiedenes Verhalten ist aber nicht ersichtlich. Es muß daher als Erklärung ausfallen. Auffallend ist ferner, daß eine erhebliche Zunahme der Ausflußmasse aus dem in der Nacht zum 24. April gegossenen Beton durch die H.sche Feststellung nicht festzustellen war, daß also dieser gegossene Beton auffallend wenig, wenn überhaupt, Zement ausgeschieden hat. Die in dem Spundwandraum des stadtseitigen Strompfeilers festgestellten Massen können daher nicht damit erklärt werden, daß sie die durch die von

³⁾ Hier dürfte ein Irrtum des Gerichts vorliegen, da diese Feststellungen sich meines Erachtens nicht auf den Stadtpfeiler, sondern den Wiesenpfeiler beziehen.

den Sachverst. G. und T. angenommene mechanische Entmischung entstandenen Zementschlammmassen darstellen. Sie müssen vielmehr zu ihrem größten Teil bei dem Schalungsbruch ausgeflossene Betonmasse sein.

Der Befund der aus dem Spundwandraum am Stadtpfeiler gehobenen, wenig umfangreichen Proben gibt für eine abweichende Annahme keinen sicheren Anhaltspunkt. Er hat nur ergeben, daß es sich um eine sehr leichte, fast reine Zementmasse, die mit feinstem Sand vermischt ist, handelt. Aus diesen Proben kann jedoch irgendein Schluß auf die Beschaffenheit der übrigen Masse nicht gezogen werden. Es ist ferner die Möglichkeit, daß es sich um Zementschlamm handelt, der bei dem Bruch des Schalungsmantels und dem Auslaufen der Betonmassen entstanden ist, nicht auszuschließen.

Es kann den Angeklagten demgemäß nicht mit hinreichender Sicherheit nachgewiesen werden, daß die bei dem stadtseitigen Strompfeiler zwischen Spundwand und Schalung vorgefundenen Massen während des Betonierungsvorganges entstanden und ausgetretenen Zementschlamm darstellen.

Diese Feststellung konnte auch nicht hinsichtlich der am wiesenseitigen Pfeiler zwischen der Spundwand und der Schalung vorgefundenen Massen getroffen werden.

Der wiesenseitige Strompfeiler ist in der Zeit vom 26. April bis 2. Mai 1926 bis etwa + 0,40 m über NN aufbetoniert worden. In dieser Zeit sind folgende Mischgutmassen eingebracht worden:

am 26. April	100 m ³	von	— 12,10	bis	— 10,96
„ 27. „	122 „	„	— 10,96	„	— 9,95
„ 28. „	83 „	„	— 9,95	„	— 8,61
„ 29. „	150 „	„	— 8,61	„	— 6,32
„ 30. „	100 „	„	— 6,32	„	— 3,86
„ 1. Mai	130 „	„	— 3,86	„	— 0,30
„ 2. „	75 „	„	— 0,30	„	+ 0,44

Der Angekl. R. hat nach seiner Angabe am 2. Mai 1926 in dem Raum zwischen Schalung und Spundwand gepieilt. Eine Erhöhung der Fundamentsohle zwischen Schalung und Spundwand über die Ordinate — 7,5 unter NN hat er nicht festgestellt.

Diese Angabe des Angekl. R. läßt sich nicht widerlegen⁴⁾. Das Gericht hat auch, zumal das Peilergesult am stadtseitigen Strompfeiler vom 23. April seine volle Bestätigung durch den Bericht des Angekl. H. gefunden hat, nicht den Eindruck gewonnen, daß der Angekl. R. insoweit die Wahrheitsfindung durch unrichtige Angaben zu verhindern gesucht hat.

Auch die Ausflußmasse des wiesenseitigen Strompfeilers kann dann nicht, wie von den Sachverst. G. und T. angenommen wird, während des Betonierungsvorganges durch mechanische Entmischung entstanden und allmählich mit dem Fundament zwischen Schalung und Spundwand hochgekommen oder durch die Ritzen im Mantelkasten ausgetreten sein. Selbst wenn man das behauptete Peilergesult R.'s für falsch halten wollte⁵⁾, würde es im übrigen an jeder Erklärung dafür fehlen, daß, während für den stadtseitigen Pfeiler die Entstehung der Ausflußmasse auf andere Weise als durch Annahme mechanischer Entmischung im Sinne der Sachverst. G. und T. erklärt werden muß, die Ausflußmasse beim Wiesenpfeiler bei der gleichen Arbeitsweise und dem gleichen Arbeitsvorgang an dem wiesenseitigen Pfeiler durch eine solche mechanische Entmischung hervorgerufen sein soll.

Bei dieser Sachlage kann die Entstehung der zwischen Spundwand und Schalung des wiesenseitigen Strompfeilers vorgefundenen Massen durch Mängel im Bauverfahren sowie Mängel der Bauausführung nicht als hinreichend geklärt angesehen werden. Damit ist auch jede sichere Feststellung über den Umfang der mechanischen Entmischung und der Kausalität für den Einsturz des wiesenseitigen Pfeilers unmöglich. Es kommt hinzu, daß auch die Möglichkeit, daß andere Einflüsse bei der Entmischung und der Entstehung der sogenannten Ausflußmasse mitgewirkt haben, nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme nicht auszuschließen ist⁶⁾.

Frage 4: Haben andere, nicht vorherzusehende Einflüsse den Einsturz des wiesenseitigen Strompfeilers allein verursacht oder ihn begünstigt?

Diese Frage wird von beiden Instanzen bejaht.

A. Chemische Einflüsse.

Das Urteil 1. Instanz sagt:

„Die Verteidigung der Angeklagten kann nicht von der Hand gewiesen werden, daß chemische Einflüsse als letzte Ursachen des Zusammenbruchs zu gelten hätten. Die gleiche Vermutung sprechen die chemischen Sachverst. Dr. G. und Dr. T. aus, ohne allerdings über die Art der angeblich schädlichen Substanz mehr sagen zu können, als daß

⁴⁾ Die Angabe des R. dürfte unzutreffend sein, da am 30. April Kies bis 1,2 m Höhe auf das fertig betonierete Fundament zwischen Spundwand und Schalung eingebracht ist.

⁵⁾ Auf diese Ausführungen des Gerichts wird im III. Teil dieses Aufsatzes noch eingegangen werden.

es sich um eine organische Säure handeln müsse, wie sie in Moorwässern und in Humusboden vorkommt. Dieser Annahme steht nicht entgegen, daß nach dem Einsturz der Brücke und vor dem Beginn des Baues das Grundwasser und das zum Anmachen benutzte Oderwasser auf beton-schädliche Bestandteile eingehend untersucht ist, da die Analysen auf anorganische Substanzen beschränkt blieben. Ebenso wenig spricht dagegen der Umstand, daß sich eine solche schädliche Substanz in der Pfeilermasse nicht mehr hat nachweisen lassen; das ist nach einmütiger Ansicht der chemischen Sachverständigen auch bei bekannten Stoffen aggressiver Wirkung zu beobachten. Der Sachverst. Dr. G. stützt seine Vermutung auf die Untersuchung eines Falles in Sterkrade^{5a)}, wo zahlreiche Betonsäulen nach Auspumpen des Grundwassers im Trocknen hergestellt und, obwohl sie bereits erhärtet waren, binnen kurzem bis zur Höhe des aufsteigenden Grundwassers, das Zufluß aus benachbarten Mooregebieten erhielt, zerfressen worden sind. Auch dort stand die Bauwelt vor einem Rätsel und hat bis heute noch nicht die wahre Natur der chemischen Zersetzung aufzuklären vermocht. In Gartz würde der Fall allerdings insofern anders liegen, als keine Zerstörung des abgeordneten Betons eingetreten, sondern überhaupt die Erhärtung von vornherein verhindert sein soll. Ein gewichtiges Anzeichen hierfür mag der Befund sein, daß bei beiden Strompfellern die Betonmasse, soweit sie unter Wasserspiegel gelegen hat, durchgehend, sei es auch in steigendem Maße nach unten, von auffallend schlechter Beschaffenheit war, die bereits kurz unter dem Wasserspiegel einsetzte. Die besprochenen bautechnischen Mängel können zwar eine starke Entmischung, die Bildung der Ausflußmasse und das Auftreten von Kiesschichten erklären, sie hinderten aber nicht, daß der eingebrachte Beton nachträglich erhärtete. Denn Zement ist trotz der aufgefundenen Ausflußmasse in den Pfeilerschäften noch genügend enthalten gewesen, um eine gewisse Standfestigkeit zu gewährleisten. Nach der Berechnung des Sachverst. Bt. muß das Mischungsverhältnis der Pfeilermasse immerhin noch 1:8 gewesen sein, selbst wenn man von dem ungünstigsten Falle ausgeht, daß der Beton, der abweichend vom Verträge allgemein im Verhältnis von 1:6 gemischt werden sollte, durch Nachlässigkeit der Arbeiter nur eine Mischung von 1:7 erhalten hätte.

Die Brücke in Gartz war nur für eine Nutzlast von 4,5 kg/cm² vorgesehen und ist trotz der großen Ausmaße des Pfeilerdurchschnitts, eigentlich nur unter dem Eigengewicht der Betonbogen, in einem Augenblick zusammengebrochen, als sich wenige Menschen auf ihr befanden. Dieser Mangel an Standfestigkeit ist schwerlich durch bautechnische Ursachen allein zu erklären. Er enthält eine starke Stütze für die Verteidigung der Angeklagten, daß chemische Einflüsse mitgewirkt haben müssen. Nimmt man nun den Ursprung der schädlichen Substanz mit den Sachverst. Dr. G. und Dr. T. in den Abwässern der Oderwiesen an, so kann ihr Eindringen in die Baugrube durch das Frühjahrshochwasser erfolgt sein, das kurz vor dem Beginn der Betonierungsarbeiten die Spundwände überflutet hat. Vielleicht kann als Anzeichen unbekannter chemischer Stoffe das auffällige Fischsterben dienen, das damals in den Poldern erfolgte, und weiter die seltene Erscheinung zahlreicher Schwärme von toten Ameisen, die derzeit auf der Oder herabkamen und ihr Wasser vom Ufer aus teilweise als schwarz erscheinen ließen."

In der Urteilsbegründung der 2. Instanz heißt es:

Nach dem Gutachten der Sachverst. Dr. T. und Dr. G. besteht eine durchaus beachtliche Wahrscheinlichkeit, daß chemische Einflüsse auf die im Unterwasserschüttverfahren hergestellten Strompfeiler bei der Brücke in Gartz, insbesondere auf den wiesenseitigen Strompfeiler, eingewirkt haben, da die Möglichkeit ganz besonderer Verhältnisse bei diesem Bau nicht von der Hand zu weisen ist.

Wie die Sachverständigen Dr. Ta. und Dr. T. angeben, enthält die Oderniederung, insbesondere oberhalb der Stadt Gartz, in ihren unteren Erdschichten ausgedehnte Niedermoores von einer Stärke bis zu 6 m. Diese Moore stellen ein unerschöpfliches Reservoir für Schwefeleisen wie auch für Humusstoffe dar. Der Sachverständige Dr. Ta. hat im Verlauf der letzten Jahrzehnte eine Reihe von Bodenproben aus der Oderniederung auf ihren Gehalt an pflanzenschädlichen Stoffen, insbesondere auf ihren Gehalt an Schwefeleisen untersucht. Diese Untersuchungen haben bei einer großen Anzahl von Proben das Vorhandensein von Schwefeleisen ergeben. Dabei wurde festgestellt, daß das Schwefeleisen in der Oderniederung in der Hauptsache in einer fein zerteilten, leicht oxydierenden Form vorkommt. Im Jahre 1908 vorgenommene Bodenuntersuchungen von aus den Oderufern von Nipperwiese bis Marienhof und aus den Ufern der Reglitz von Greifenhagen bis Marienhof entnommenen Proben ergaben auf 100 Teile der trockenen Masse 0,02 bis 0,22 Teile Schwefeleisen. Im Jahre 1925 vorgenommene Bodenuntersuchungen von aus den Ufern der Westoder vom Welsensee bis Unterwerder entnommenen Proben ergaben ferner, daß nur 5 von 42 Proben frei von Schwefeleisen waren;

die übrigen zeigten einen Gehalt an Schwefeleisen von 0,02 bis 1,8%. Danach könnten rechnerisch, wenn die Bedingungen dafür gegeben wären, auf 1 ha Boden bei einer 20 cm starken Erdschicht je nach dem Gehalt der Proben 403 bis 16701 kg Schwefelsäure in schädlicher Form frei werden. Auch das Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. O. hat vor Beginn der Bauausführungen an der neuen Gartzter Brücke Untersuchungen von in unmittelbarer Nähe der eingestürzten Brücke aus der Flußsohle der Oder entnommenen Bodenproben vorgenommen. In 6 bis 8 Proben wurde schwefelsaures Anhydrid von 0,055 bis 0,054% gefunden. Diese Mengen an Schwefeleisen konnten sich, wenn sie mit dem Sauerstoff der Luft und des Wassers in Berührung kamen, in freie Schwefelsäure, die stets betonangreifend wirkt, verwandeln.

Auch günstige Bedingungen für derartige Umwandlungen, die sich regelmäßig über eine Reihe von Jahren erstrecken, waren gegeben. Anlässlich der Oderregulierung hatten an den Oderarmen Ausbaggerungen stattgefunden. Der ausgebagerte Boden war zum größten Teil zu Wiesenauflösungen verwendet worden. So sind in der Zeit vor dem Kriege auf dem der Stadt Gartz gegenüberliegenden Polder 11 mit Baggerboden, der aus der Ost-Oder stammte, 70,72 ha Wasserläufe mit 3 Mill. m³ Baggergut zugespült und 438,70 ha Wiesenland mit 7,25 Mill. m³ Baggergut aufgespült worden. Im Jahre 1925/26 ist ferner auf den Poldern oberhalb der Stadt Gartz Baggerboden, der aus den West-Oder-Ufern, und zwar aus der Gegend des Welsendurchstiches und aus der Gegend unterhalb Gartz stammte, also nach den Untersuchungen der Moorversuchsstation Bremen zweifelsfrei in erheblichem Maße schwefeleisenhaltig war, aufgespült worden. Nach der Bekundung des Zeugen E. haben hierbei zwei Spüler gearbeitet, die rd. 100000 bzw. 68000 m³ feste Masse aufgespült haben.

Sowohl bei der Ausbaggerung wie bei der Aufspülung kam der sulfathaltige Boden mit dem Sauerstoff des Wassers oder dem Sauerstoff der Luft in Berührung. Es konnten also Umsetzungen von Schwefeleisen in freie Schwefelsäure stattfinden.

Nach der Bekundung des Zeugen E. ist es ferner bei der Aufspülung von Baggerboden an der Glambeckmündung, in unmittelbarer Nähe der Brückenbaustelle, vorgekommen, daß der Moorboden aus den unteren Schichten durch den Druck der schwereren aufgespülten Erdmassen hochgequollen ist. Auch dabei kann Schwefeleisen mit dem Sauerstoff der Luft in Berührung gekommen sein.

Ferner kann auch die anlässlich der Oderregulierung vorgenommene Eindeichung und Aufhöhung der Polder mit der gleichzeitig vorgenommenen Grundwassersenkung den Oxydationsvorgang gefördert haben. Nach der Angabe des Zeugen B. sind auf den Poldern Windmotoren eingebaut worden, um den Wasserstand in den Poldergräben nach Bedarf absenken zu können. Da diese Poldergräben zum Teil mit dem Grundwasser, das nach Angabe des Sachverst. Ta. nur 50 bis 60 cm unter der Erdoberfläche liegt, in Verbindung stehen, so kann das Absenken und Ansteigen des Wassers in den Poldergräben auch einen entsprechenden Wechsel des Grundwasserstandes zur Folge gehabt haben. Gerade hierdurch wird der Oxydationsvorgang befördert. Schließlich kann auch das Sommerhochwasser vom 20. 6. bis 10. 7. 1926, bei dem der Wasserstand der Oder am Pegel in Gartz von dem Normalstand von 0,80 bis 0,90 bis auf 2,36 m gestiegen und bei dem Polder 10 und 11 überflutet und wochenlang überflutet geblieben sind, die Umsetzung befördert haben. Nun hat sich in späterer Zeit allerdings in den Poldergewässern ein großer Sauerstoffmangel, durch den nach dem Gutachten des Sachverst., Oberfischmeister G. das Fischsterben in diesen Gewässern verursacht ist, gezeigt⁶⁾. Dies ist jedoch erst gegen Ende Juli beobachtet worden, nachdem das Wasser wochenlang auf den Poldern gestanden hatte. In der ersten Zeit kann jedoch das sauerstoffreiche Hochwasser eine Umsetzung begünstigt haben.

Daß tatsächlich Umsetzungen von Schwefeleisen in freie Schwefelsäure, und zwar in durchaus ungewöhnlicher Weise vorgekommen sein werden, ergibt ferner der stark schwankende Sulfatgehalt des Ober- und Grundwassers.

Anfang 1925, vor Beginn der Bauausführungen, hat die „Aba“ von dem Chemischen Laboratorium für Tonindustrie eine Untersuchung des Oderwassers vornehmen lassen. Nach dem Attest vom 8. 1. 1925 wurden 0,213 g Schwefelsäureanhydrid und 0,072 g Humussubstanzen im Liter gefunden. Im Oktober 1925 hat die „Aba“ ferner zwei Grundwasserproben, die in der Gegend des wiesenseitigen Landwiderlagers aus einer Tiefe von 6 und 14 m entnommen worden waren, untersuchen lassen. Die Untersuchung ergab 0,028 g und 0,018 g Schwefelsäureanhydrid im Liter.

Drei am 5. März 1927 von der „Aba“ aus den Poldergräben entnommene und vom chemischen Untersuchungsamt Breslau untersuchte Wasserproben ergaben ferner 95,13 und 34 mg SO₃ im Liter. Bei Auslaugung von Bodenproben in destilliertem Wasser ergaben sich:

^{5a)} Vgl. Fußnote 7.

⁶⁾ Vgl. Teil I in Heft 12 der Bautechn. 1931, S. 173.

bei Baggerboden aus dem Glambeckgraben	524 mg SO ₃ ,
in oberhalb der Brücke hinter dem Deich entnommenem Schlick	19 mg SO ₃ ,
bei oberhalb der Brücke am Deich entnommenem Boden	140 mg SO ₃ .

Zwei weitere vom Materialprüfungsamt untersuchte, am 30. April 1927, 10 m ober- und 10 m unterstrom des stadtseitigen Strompfeilers der Brücke in Gartz entnommene Oderwasserproben ergaben 26 und 31 mg gebundene Schwefelsäure SO₃ im Liter. Schließlich hat auch das Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt Grundwasseruntersuchungen vorgenommen. Es ist Schwefelsäureanhydrid von 12,6 bis 180,7 mg im Liter vorgefunden worden, und zwar hat eine aus — 2 unter NN entnommene Grundwasserprobe aus einem am stadtseitigen Ufer hergestellten Bohrloch 180,7 mg, ein aus einem Mitte Strom 10 m von der Brückenachse der eingestürzten Brücke hergestelltes Bohrloch aus Tiefen von — 12,65 entnommenes Grundwasser 133,6 mg und aus einem 10 m unterstrom vom wiesenseitigen Strompfeiler hergestellten Bohrloch aus Tiefen von — 15,90 entnommenes Grundwasser 128,5 mg SO₃ ergeben. Nach diesen Feststellungen bestehen starke, nach dem Gutachten des Sachverst. Dr. Ta. durchaus ungewöhnliche und nicht erklärliche Schwankungen in dem Gehalt des Ober- und Grundwassers an Schwefelsäure. Es ist daher nicht auszuschließen, daß stark sulfathaltige, betonschädliche Wasser an die Strompfeiler gekommen und auf diese eingewirkt haben.

Für diese Annahme sprechen auch die von dem chemischen Laboratorium für Tonindustrie, von Dr. Kü. und den Sachverst. Dr. G. und Dr. T. vorgenommenen Analysen der zwischen Schalung und Spundwand gefundenen Masse. Denn in diesen Analysen ist eine wenn auch geringe Kalkverarmung festgestellt worden. Das Ergebnis dieser Analyse, deren Richtigkeit in Zweifel zu ziehen kein Anlaß besteht, wird durch die vom Materialprüfungsamt vorgenommenen Analysen der sog. Ausflußmasse und einer Betongeröllprobe, nach denen sich eine Kalkverarmung nicht ergeben hat, nicht in Frage gestellt. Ein Teil dieser Analysen muß nach dem Ergebnis der Hauptverhandlung unberücksichtigt bleiben, da zweifelhaft geworden ist, ob bei der Berechnung der Kalkgehalt des Zuschlagmaterials in Rücksicht gezogen ist. Im übrigen ist es aber auch sehr gut möglich, daß die Kalkverarmung sich nicht gleichmäßig, sondern je nach Art und Stärke der Einwirkung von Sulfaten verschieden oder überhaupt nicht zeigt.

Eine Kalkverarmung wird, wie die Sachverst. G., Dr. H. und Dr. T. übereinstimmend bekunden, in der Hauptsache dann vorgefunden, wenn Sulfatlösungen auf Beton eingewirkt haben. Bei der Erhärtung des Zements werden stets erhebliche Mengen Kalkhydrate frei, und es bilden sich lösliche Aluminate. Wirken nunmehr schwefelsalzhaltige Lösungen auf den Beton, so bilden sie mit dem Kalk Gips bzw. durch Zersetzung der Aluminate den sog. Zementbazillus. Dieser Vorgang ist nicht immer chemisch nachweisbar. Es besteht die Möglichkeit, daß der leicht lösliche Gips durch strömendes Wasser ausgespült wird. Als Anzeichen der chemischen Zersetzung verbleibt dann nur die Kalkverarmung.

Die Gefahr derartiger Einwirkungen ist um so größer, je weniger dicht der Beton, je höher der Sulfatgehalt des Wassers und je intensiver die Wirkung durch ständige Erneuerung der Sulfate, wie sie in fließendem Wasser durch Heranführen stets neuer Sulfatlösungen erfolgen kann, ist.

Nun geben allerdings die Sachverst. Dr. G., Dr. H., Dr. Kl., Dr. D. und Dr. Ta. übereinstimmend an, daß die Sulfate auf im Abbinden begriffenen Beton ohne schädlichen Einfluß sind, vielmehr nur auf bereits erhärteten Beton schädlich wirken können. Diese Einwirkung dauert nach den Angaben der Sachverständigen längere Zeit, sie erstreckt sich in der Regel auf Jahre. Der Beton wird rissig und bröcklig, insbesondere der Raumgehalt der Masse nimmt durch Gipsbildungen zu. Die Einwirkung allein von Sulfaten kann daher, da die Zeitdauer für die Einwirkung auf die Strompfeiler bei der Brücke in Gartz zu kurz gewesen ist, den Einsturz der Brücke nicht verursacht haben.

Nach dem Gutachten der Sachverst. Dr. G. und Dr. Tr. muß jedoch ferner auch die Einwirkung organischer Stoffe unbekannter Art insonderheit von aus den Niederungsmooren der Oder stammenden Humusstoffen auf den im Abbinden begriffenen Beton als möglich angenommen werden.

Der erhärtete Beton ist ein künstliches Gestein mit einem verhältnismäßig hohen Gehalt an Kalk und chemisch gebundenem Wasser. Der verarbeitete Beton ist nach dem Gießen zunächst plastisch. Erst nach einigen Stunden setzt der Abbindevorgang ein. Schon bei dem Anmachen des Zements mit Wasser ergeben sich chemische Neubildungen. Sie bilden bei dem Abbinden unter gleichzeitiger chemischer Anlagerung von Wasser neue chemische Verbindungen, die teilweise kristallinischer, teilweise gelartiger Natur sind. Die bei diesem Prozeß entstehenden Kristalle verfilzen sich gegenseitig, während die Gele im Verlauf des Abbindeprozesses austrocknen. Durch diese Vorgänge werden die Zuschlag-

stoffe Sand und Kies fest zu dem sog. Beton verbunden. Der Beton wird im Verlaufe des Abbindeprozesses zunächst eine unplastische, zwar erstarrte, aber noch nicht erhärtete Masse, die gegen Einflüsse aller Art besonders empfindlich ist. Erst nach Verlauf von etwa 8 bis 24 Stunden tritt die endgültige Erhärtung, die im Verlaufe der Jahre noch weitere Steigerungen erfährt, ein.

Nach dem Gutachten des Sachverst. Dr. T. bestehen gerade in Humusstoffen wissenschaftlich noch nicht hinreichend erforschte organische Substanzen, die jeder Geißbildung feindlich sind und diese verhindern. Der Umfang dieser chemischen Einflüsse auf im Abbinden begriffenen Beton ist wissenschaftlich gleichfalls noch nicht festgestellt worden.

Es sind jedoch nach dem Gutachten des Sachverst. Dr. G. in den letzten Jahren mehrere Fälle bekanntgeworden, in denen wissenschaftlich nicht festgestellte organische Substanzen auf im Abbinden begriffenen Beton zerstörend eingewirkt haben. So sind bei der Errichtung eines Eisenbetonbauwerks in Sterkrade die im Grundwasser stehenden Füße von Säulen durch Einwirkung unbekannter organischer Substanzen zerstört worden⁷⁾. Diese Säulen waren unter Wasserhaltung in Stampfbeton, zu dem ein als besonders gut bekannter rheinischer Portlandzement Verwendung gefunden hatte, hergestellt worden. Bald nach dem Einbringen und Stampfen des Betons hatte man die Wasserhaltung abgestellt, so daß das Grundwasser den noch nicht erhärteten, im Abbinden begriffenen Beton der Säulenfüße überschwemmte. Nach der Ausschalung ergab sich, daß die Säulenfüße völlig zermürbt waren.

Bei der Untersuchung des Grundwassers wurden chemische Substanzen in bisher als schädlich bekanntem Umfange nicht festgestellt. Versuche mit in dem Grundwasser unter gleichen Bedingungen hergestellten Probekörpern ergaben die gleichen Zerstörungen wie an der Baustelle, während in Leitungswasser hergestellte Probekörper normale Erhärtung zeigten. Die Analyse des Betons ergab eine Kalk- und Zementverarmung. Es wurden Kristalle einer schwefelhaltigen organischen Verbindung gefunden, deren nähere Konstitution nicht aufgeklärt werden konnte. Nach der Ansicht des Sachverst. Dr. G. enthielt das Grundwasser schädliche organische Stoffe, die das Erhärten des Betons verhindert hatten.

Ein ähnlicher Fall hat sich nach den Darlegungen des Sachverst. Dr. G. bei dem Bau von zwei großen Wasserdurchlässen aus Beton in Nordhorn ereignet. Auch diese Bauten waren unter Wasserhaltung hergestellt, die Wasserhaltung aber bald nach dem Einbringen des Betons abgestellt worden. Bei einer elf Tage nach der Herstellung vorgenommenen Besichtigung zeigte sich, daß der Beton, soweit er mit dem Wasser in Berührung gestanden hatte, völlig mürbe war. An einigen Stellen der Sohle war der Beton noch so weich wie frisch angemachter Beton. Die Festigkeit nahm nach unten zu in steigendem Maße ab. Ganz unten war der Beton so mürbe, daß er mit einem Spaten weggeräumt werden konnte.

Die Wasseranalysen ergaben für schädliche Einwirkungen anorganischer Stoffe, insbesondere von Sulfaten keine Anhaltspunkte. Dagegen fanden sich organische Substanzen. Es gelang, eine geringe Menge einer in langen wasserhellen Nadeln kristallisierenden Substanz festzustellen, deren wissenschaftliche Bestimmung jedoch nicht möglich war. Mit dem gleichen Wasser an Probekörpern im Laboratorium vorgenommene Versuche zeigten gleichfalls, daß das Grundwasser schädliche Wirkungen hatte, wenn auch der Umfang dieser Zerstörung geringer war, was wohl auf die Zusammensetzung des zum Mischen benutzten Kieses zurückzuführen ist.

Auch an der Baustelle in Gartz waren, wie die Ausführungen der Sachverst. Dr. G. und Dr. T. ergeben, die örtlichen Bedingungen für eine Einwirkung organischer, aus den Niederungsmooren der Oder stammender Substanzen außerordentlich günstig. Die festgestellten Schwankungen des Oder- und Grundwassers an Sulfatgehalt, die nach der Angabe des Sachverst. Ta. durchaus ungewöhnlich und wissenschaftlich nicht erklärlich sind, zeigen, daß in den Mooren dauernde Veränderungen und Umsetzungen vor sich gegangen sein müssen.

Wie die schädlichen Sulfate, so können also auch organische Stoffe an das Bauwerk gelangt sein. Dies kann einmal mit dem Oderwasser geschehen sein, denn die West-Oder wird zu einem erheblichen Teil mit dem Wasser der Poldergräben und der sonstigen durch die Niederungsmoore des Odertals gehenden Nebenflüsse gespeist. Sämtliche Poldergräben haben ihre Vorflut zu der West-Oder. Ebenso geht der Grundwasserstrom in den tieferen Schichten in die Niederung des West-Oder-Bettes und dann, gleichlaufend mit der Stromrichtung, unter der Flußsohle entlang. Auch das Grundwasser kann somit auf die Pfeiler eingewirkt haben. Die Spundwände waren nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme nicht völlig dicht. Es kann ein Wasserzustrom, wenn auch in geringerem Umfange stattgefunden haben. Bei dem wiesenseitigen Pfeiler konnte im übrigen das Grundwasser auch von der Fundamentsohle her an den Pfeiler gelangen. Die eisernen Spundbohlen standen bei dem wiesen-

⁷⁾ Vgl. Bauing. 1926, Heft 10, S. 191.

seitigen Pfeiler nicht in der wasserundurchlässigen Geschiebemergelschicht⁸⁾, sondern in einer Schicht von grobem Kies, die wasserundurchlässig ist. Der über dem Geschiebemergel in der Kiesschicht entlanglaufende Grundwasserstrom konnte daher ungehindert in das Fundament eindringen und hochsteigen. Dabei kann auch nach dem Gutachten des Sachverst. Dr. T. die Diffusion und der osmotische Druck eine Rolle gespielt haben.

Es ist mithin die Möglichkeit, daß organische Stoffe auf den Pfeilerbeton im Abbindeprozeß eingewirkt haben, nicht auszuschließen. Von dem Sachverst. Dr. G. sind auch tatsächlich an einer Betonprobe an dem Wiesenpfeiler Kristallbildungen in Form von Blättchen und aufrechtstehenden Nadeln festgestellt worden, die nach der Ansicht dieses Sachverständigen nicht aus dem Zement selbst herrühren können, sondern durch äußere Einflüsse hervorgerufen sein müssen. Diese Kristalle zeigten einen geringen Sulfatgehalt; ihre wissenschaftliche Bestimmung ist nicht gelungen.

Auch der sonstige Befund der Pfeiler steht der Annahme von chemischen Einflüssen nicht entgegen. Der Beton hat sich, wie eine erhebliche Anzahl von Proben ergab, als bröcklig erwiesen. Die Taucher Sch., E. und H. waren nach ihren eidlichen Angaben in der Lage, mit der bloßen Hand ohne Werkzeuge einen Teil dieser Geröllproben zu entnehmen. Der Beton hat also eine gewisse Ähnlichkeit mit dem von dem Sachverst. Dr. G. vorgetragene Aussehen des Betons der Bauwerke in Sterkrade und Nordhorn gehabt. Auch die auffällige Schichtenbildung läßt sich durch chemische Einflüsse erklären; denn nach dem Gutachten der Sachverst. Dr. T. und Dr. G. ist es nicht ungewöhnlich, daß chemische Einwirkungen lagenweise auftreten. Die Probe IX⁹⁾, die von dem stadtsseitigen Pfeiler aus einer Tiefe von — 2 abwärts stammt und an ihrer oberen Kante die Arbeitsfuge mit den Aufrauhungen zeigt, macht schließlich das Vorhandensein chemischer Einflüsse gleichfalls wahrscheinlich. Die Probe hat, wie durch die Beweisaufnahme festgestellt worden ist, bei dem Auspumpen am 4. Mai 1926 eine gute Erhärtung gezeigt. Die Aufrauhung war nur möglich unter Anwendung von Spitzhacken, an der Ausflußstelle sogar nur unter Anwendung von Meißel und Hammer. Bei und unmittelbar nach dem Heben des als Probe IX bezeichneten Blockes hat sich diese gute Erhärtung nicht mehr gezeigt. Nach der Aussage eines Zeugen hatte der Block keine harten Kanten. Der Zeuge war in der Lage, mit dem Daumen an den durch die Spitzhackeneinschläge entstandenen Vertiefungen Kies abzubrecken. Die Einschlagstellen hatten sich auch auseinandergelöst. Nach den Angaben der Zeugen K. und B. zeigte Block IX bei seinem Heben auf der Oberfläche ferner eine seifige glitschige Masse von 1½ bis 2 cm Stärke. K. hatte den Eindruck, daß der Block an dieser Stelle weich wie Lehm war. Darunter war der Block etwas fester. Schließlich bekundet auch der Zeuge P., daß der Beton des Blockes IX nicht vorschriftsmäßig erhärtet gewesen sei. Der Teil des Blockes, der unter Wasserhaltung gegossen sei, sei zwar hart, nach unten hin aber bröcklig gewesen.

Nach diesem Beweisergebnis muß angenommen werden, daß der Block IX am 4. Mai 1926 eine einwandfreie und gute Erhärtung gezeigt hat, daß bei dem Heben eine einwandfreie Erhärtung aber nicht mehr bestanden hat. Dieses eigenartige Verhalten des Betons des Blockes IX ist, wie sämtliche Bausachverständige angegeben haben, durch bautechnische Fehler nicht zu erklären. Auch hier besteht somit die Wahrscheinlichkeit, daß chemische Einflüsse eingewirkt haben.

Schließlich kann auch der Umstand, daß die Pfeiler nach unten zu mit wachsender Wassertiefe schlechter wurden, in den Fundamenten sogar kaum noch einwandfreier Beton gefunden werden konnte, auf chemische Einflüsse hindeuten.

Jede Einwirkung organischer Substanzen im Anschluß an das Gutachten des Sachverst. Dr. Ta. um deswillen zu verneinen, weil der Gehalt des Wassers an organischen Substanzen bei der großen Verdünnung durch das übrige Oderwasser nur gering sein könne, erschien nicht angelegentlich, weil es einmal an jeder Bestimmung dieser Stoffe fehlt, sodann aber auch der Umfang ihrer Einwirkungen auf im Abbinden begriffenen Beton nicht festgestellt werden konnte, mithin die Möglichkeit besteht, daß auch bereits geringe Mengen dieser Substanzen auf im Abbinden begriffenen Beton schädlich wirken können.

Muß man aber die Möglichkeit einer Einwirkung bejahen, so kann diese Einwirkung durch Unterbindung des Erhärtungsprozesses den Einsturz des wiesenseitigen Strompfeilers, bei dem die Bedingungen für eine Einwirkung besonders günstig waren, herbeigeführt haben. Zu sicheren Feststellungen war das Gericht, da sowohl der Abbindeprozeß des Betons selbst wie die schädlichen Einflüsse organischer Substanzen auf diesen Prozeß wissenschaftlich keineswegs hinreichend geklärt sind, außerstande.

⁸⁾ Die Spundwände sollten planmäßig bis in den Geschiebemergel hinein gerammt werden (vgl. Abb. 30).

⁹⁾ Vgl. die Ausführungen im Teil I, Bautechn. 1931, Heft 12, S. 166.

B. Der Sog.

Der durch die an der Baustelle vorbeifahrenden Dampfer auf die Spundwände und damit auf den frischen Beton im Schalungsmantel ausgeübte „Sog“ hat bei den Gerichtsverhandlungen eine wesentliche Rolle gespielt. Das Urteil 2. Instanz sagt folgendes:

„Ebensowenig wie bei den chemischen Einwirkungen vermag das Gericht bei der sogenannten Sogwirkung die Möglichkeit stärkerer, für den Betonierungsvorgang schädlicher Einflüsse auszuschließen.“

Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme haben in der Zeit vom 19. März bis 29. Mai 1926, also während der Betonierungsarbeiten an den beiden Strompfeilern täglich etwa 12 Schleppdampfer mit 1 bis 2 Schleppkähnen die Baustelle passiert, und zwar stromauf beladen, stromab leer. Ferner haben in der Zeit vom 19. April bis 2. Mai die Motorreiseboote der Wasserbauverwaltung etwa 20 mal (10 mal stromauf und 10 mal stromab) und andere staatlichen Motorboote etwa 18 mal (9 mal stromauf und 9 mal stromab) die Baustelle durchfahren.

Der Verkehr an anderen Schiffen ist, wie auf den Eventualbeweisanspruch der Staatsanwaltschaft als wahr unterstellt werden kann, nur gering gewesen, da der Hauptverkehr durch die Ostoder geht.

Fast sämtliche auf dem Gießprahm beschäftigt gewesenen Zeugen betonen, daß insbesondere die staatlichen Motorboote häufiger ohne Herabsetzung ihrer Geschwindigkeit durch die Baustelle gefahren und daß die Wirkung der Wellenbewegungen auf den Gießprahm erheblich gewesen sind. Insbesondere die auf dem Gießprahm beschäftigten Arbeiter wurden nach ihren Angaben in ihren Arbeitsverrichtungen empfindlich gestört. Die Fahrgeschwindigkeit der staatlichen Motorboote ist erst nach Einreichung einer Beschwerde seitens des Magistrats der Stadt Gartz an das Wasserbauamt vom 1. Mai 1926, wie die Aussage des Zeugen E. ergibt, entsprechend den bestehenden Vorschriften beim Durchfahren fast stets herabgesetzt worden.

Dieser Verkehr, insbesondere soweit schnellfahrende Schiffe in Betracht kommen, kann schädliche Folgen für den Arbeitsvorgang bei der Betonierung gehabt haben. Das Durchfahren von Schiffen in einer enger begrenzten Wasserstraße übt in der Fahrtrichtung eine Kraft auf die Wassermassen dergestalt aus, daß ein Teil des Wassers in der Fahrtrichtung vorwärtsgedrängt wird. Das Wasser nimmt schon eine erhebliche Strecke vor dem fahrenden Schiff die Bewegungsrichtung des Schiffes an. Zu Anfang ist diese Bewegung gering, sie wächst mit dem Näherkommen des Schiffes. Unmittelbar vor und neben dem Schiff schlägt die Bewegung in einen starken Rückstrom nach der entgegengesetzten Richtung um. Vor dem fahrenden Schiff zeigt sich daher eine Wasserspiegelhöhung, die neben dem Schiff in eine verhältnismäßig starke Absenkung übergeht, während sich hinter dem Schiffe wiederum eine fast plötzliche Wasserspiegelhebung zeigt.

Diese Wellenbewegung steigert sich mit zunehmender Fahrgeschwindigkeit; ihre Auswirkungen sind um so größer, je stärker der Böschungswinkel, in dem die Wellen auf einen Gegenstand auftreffen, ist.

Nach dem Gutachten der Sachverst. Dr. Sch., Bt. und T. können die Wellenbewegungen ein Schwanken der mit etwa 8,5 m frei im Wasser stehenden Spundbohlen verursacht haben. Die Absenkung des Wasserspiegels und damit der im Innern des Spundwandkastens hervorgerufene Wasserüberdruck muß ein Ausbiegen dieser Spundwände und damit zunächst ein Absenken und sodann Anstegen, also Pendelbewegungen des Wassers im Spundwandraum zur Folge gehabt haben. Tatsächlich ist ein derartiges Ausbiegen der Spundbohlen nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme auch festgestellt worden. Nach der Aussage des Zeugen E. ist es vorgekommen, daß die Spundwandbohlen in der Pfeilermitte um etwa 20 cm ausschlugen.

Wieweit die Pendelbewegungen des Wassers im Spundwandraum durch die Zwischenräume in den Schalungsbrettern auch Wirkungen auf das Wasser im Mantelkasten ausgeübt und damit eine Aufwirbelung nicht abgegebener oder noch nicht im Abbinden begriffener Zementteile verursacht haben, konnte mit Sicherheit nicht festgestellt werden. Die Möglichkeit, daß durch die Wellenbewegungen auch eine Wasserbewegung im Mantelkasten, insbesondere durch ein langsames Ab- und Zuströmen des Wassers verursacht worden ist, kann jedenfalls nicht ausgeschlossen werden.

Daß die Wellenbewegungen zum mindesten bis in den Raum zwischen Schalung und Spundwand Wirkungen hervorgerufen haben werden, ergeben die im Verlaufe der Berufungsverhandlung von der Geologischen Landesanstalt, dem Chemischen Versuchslaboratorium für Hochofenzement und dem Materialprüfungsamt vorgenommenen Untersuchungen des Sandgehaltes der zwischen Schalung und Spundwand der Strompfeiler vorgefundenen Massen. Nach dem Gutachten der Sachverst. Dr. G. und Dr. T., denen das Gericht sich angeschlossen hat, sind in einem Teil der zur Untersuchung gegebenen Proben sowohl feinste Bestandteile des als Zuschlagmaterial verwandten Pareykieses wie auch Bestandteile des Odersandes gefunden worden. Die als Odersand angesprochenen Sandteilchen haben von den Sandteilen des Pareykieses sowohl in mineralogischer

Beziehung wie hinsichtlich ihrer Struktur grundlegende Unterschiede gezeigt. Während die Sandkörner des Pareykleses vorwiegend eckige Formen zeigten, waren die Ecken bei dem Odersand, wie durch Vergleiche einer großen Anzahl Mikrophotogramme zweifelsfrei festgestellt werden konnte, abgeschliffen und rund.

Dieser Odersand muß, da er aus der Baugrube nach dem Gießen der Fundamente nicht stammen kann, durch eine äußere Gewalt, — wie sie durch Sogwirkungen hervorgerufen sein kann —, durch die Schlösser der Spundwandbohlen in den Raum zwischen Spundwand und Schalung gelangt sein. Soweit Proben vom Stadtpfeiler untersucht sind, waren besondere Rückschlüsse nicht zu ziehen, da hier zum Teil mit einem aus der Neiße stammenden Kies der Beton gemischt war, so daß der vorgefundene Flußsand nicht notwendig Odersand sein muß.

Bei diesen Feststellungen ist es unmöglich, jede schädliche Einwirkung der durch vorüberfahrende Schiffe hervorgerufenen Wellenbewegungen jedenfalls bei dem Wiesenpfeiler auf den Betonierungsvorgang auszuschließen. Der Sachverst. Dr. Sch. hat diese Möglichkeit stark betont und darauf hingewiesen, daß es sich hier um Kräfte handle, die stark genug sein könnten, den Abbindeprozeß beim Aufschütten der Pfeiler durch Herausspülen der Zementteilchen zu beeinträchtigen.

Die Möglichkeit chemischer Einflüsse wie die Möglichkeit von Einwirkungen durch Sog als Ursache der Entmischung und damit des Einsturzes des wiesenseitigen Pfeilers macht es aber im Zusammenhang mit dem früher Erörterten unmöglich, als alleinige oder nur Mitursache des Unglücks die durch Mängel des zur Anwendung gebrachten Bauverfahrens, der Bauanlage und der Bauausführungen unter Umständen entstandene Entmischung festzustellen.

Frage 5: Hätte der Einsturz durch eine Abnahmeprüfung der Strompfeiler verhütet werden können?

Das Urteil 1. Instanz bejaht diese Frage:

„Es bleibt das schwere Verschulden der Angekl. L. und H., daß sie ein Bauwerk für den öffentlichen Verkehr bewußt unter Abweichung von der damals üblichen Bautechnik errichtet haben, ohne sich in einem geeigneten Bauabschnitt vor völliger Fertigstellung der Brücke über den Ausfall und die Zuverlässigkeit des Arbeitsergebnisses auch nur annähernd zu vergewissern.“

An anderer Stelle heißt es:

„Ebensowenig konnte man sich bei dem Befund beruhigen, der sich nach Trockenlegung des Stadtpfeilers von — 2 m ergeben hatte. Mochte die zutage tretende Oberfläche immerhin eine gewisse Erhärtung zeigen, so hätten andere gleichzeitige Erscheinungen doch um so bedenklicher stimmen müssen. Der Beton wies große Kiesnester und eine auffällige Schlammsschicht auf, beides deutliche Anzeichen, die seine Güte in Frage stellen. Mehr noch stieß man auf eine Ausflußmasse im Zwischenraum der Baugrube, über deren Ursprung und Beschaffenheit man nicht hinweggehen konnte. Obwohl es sich bei der Brücke um ein Bauwerk handelte, das für den öffentlichen Verkehr bestimmt war und schon darum größtmögliche Sicherheit hätte verbürgen müssen, setzten sich die Angeklagten über alle Gründe hinweg, die ihnen eine vorherige gewissenhafte Prüfung zur Pflicht machten, bevor sie den Bau vollendeten und zur Übergabe an die Auftraggeberin bereitstellten. Die Schuld trifft hier allein die Angekl. L. und H., nach deren Anweisungen der Bau ausgeführt wurde und bei denen es daher auch lag, sich über sein Gelingen Gewißheit zu verschaffen. Welche Mittel hierzu geeignet waren, ist eine Frage der Zweckmäßigkeit und entschied sich nach ihrem Ermessen. Es bot sich die Möglichkeit, bevor mit dem Oberbau über Wasser begonnen wurde, einzelne Spundbohlen zu ziehen und durch Bohrungen die Festigkeit des Betons zu ermitteln oder etwa in einer besonderen Form neben dem Pfeilersockel einen Probekörper unter den gleichen Bedingungen wie in der Baugrube zu gießen, der gehoben und eingehend hätte untersucht werden können. Auf beiden Wegen würde sich, gerade wenn im Sinne der Verteidigung mit chemischen Einflüssen zu rechnen ist, die mangelnde Erhärtung des Betons so unzweideutig ergeben haben, daß an eine Weiterführung des Baues nicht zu denken gewesen wäre.“

Das Urteil 2. Instanz dagegen verneint die obige Frage und sagt: „Schließlich kann den Angekl. H. und L. auch entgegen der Annahme des Gerichts I. Instanz die Verletzung einer ihnen obliegenden Pflicht, die Brückenstrompfeiler nach ihrer Fertigstellung auf Festigkeit und Tragfähigkeit zu prüfen, nicht zur Last gelegt werden. Wie die Sachverst. T., Bt., Bk. und G. übereinstimmend angegeben haben, sind Untersuchungen von neu errichteten Brückenpfeilern auf ihre Festigkeit im Baugewerbe nicht üblich. Irgendwelche besonderen Gründe, die eine Nachprüfung der Bauwerke vom Standpunkt der Angekl. L. und H. aus notwendig gemacht haben könnten, bestanden nicht.“

Die „Aba“ hat vor Inangriffnahme der Bauarbeiten alles getan, um eine unbedingte Sicherheit für das gute Gelingen des Bauwerkes zu gewinnen, wie sämtliche Angeklagten auch nach der Überzeugung des Gerichts bestrebt gewesen sind, das Beste zu leisten, und den Ruf der

Firma durch einwandfreie Ausführung der Brückenbauarbeiten in Gartz weiter zu heben. Die „Aba“ hat, wie die Beweisaufnahme ergeben hat, zunächst durch Bohrungen den Untergrund auf seine Tragfähigkeit festgestellt, sie hat sowohl das Oder- wie das Grundwasser auf betonschädliche Stoffe untersuchen lassen und schließlich auf den Vorschlag des Angekl. H. vor und während der Bauausführung sehr eingehende und sorgfältige Untersuchungen der in Frage kommenden Baustoffe angestellt. Während der Bauausführungen ist insbesondere der gelleferte Zement auf seine Abbindefähigkeit geprüft. An der Baustelle sind, und zwar zunächst von dem Angekl. R., dann von dem Zeugen L., fortlaufend Probekörper hergestellt und auf ihre Druckfestigkeit geprüft worden. Das Mischgut für diese Balken wurde nach der Bekundung des Zeugen L. aus der Mischmaschine entnommen; die Balken enthielten somit das gleiche Mischgut, wie es bei den Betonierungsarbeiten Verwendung fand. Die bei diesen Druckfestigkeitsprüfungen erzielten Ergebnisse waren ausgezeichnet.

Die Angekl. L. und H. konnten mithin der Auffassung sein, daß insoweit jede Gewähr für die Herstellung eines einwandfreien Betons gegeben war.

Diese Auffassung mußte noch bestärkt werden durch den Befund des stadtsseitigen Strompfeilers nach dem Auspendeln. Bei dem ersten Auspendeln am 4. Mai 1926 hatten sich zwar auf dem Pfeiler nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme eine 2 bis 3 cm breite Schlammsschicht und an verschiedenen Stellen geringe Kiesbildungen gezeigt. Da eine Schlammsschicht bei jedem Unterwasserschüttverfahren jedoch, wie die Angekl. L. und H. wußten, unvermeidbar war, die Schicht auch nicht als außergewöhnlich groß anzusehen war, konnte diese Erscheinung keineswegs auffallen. Auch das Vorhandensein von geringen Kiesanhäufungen an der Oberfläche war nicht geeignet, Besorgnisse irgendwelcher Art bei den Angeklagten zu erwecken, denn der unter der Schlammsschicht und den Kiesanhäufungen liegende Beton zeigte bereits nach 10 Tagen eine sehr gute Erhärtung. Es kommt hinzu, daß nach der unwiderlegten Angabe R.'s ein Teil der Kiesbildungen dadurch entstanden sein soll, daß man bei dem Abbruch der Arbeit den letzten Inhalt des Schüttrohres achtlos auslaufen ließ. Ebensowenig mußte sich eine Besorgnis bei Entdeckung der sogenannten Ausflußmasse zwischen Spundwand und Schalung am 24. April 1926 ergeben; denn für diese Masse hatten die Angeklagten die nach Lage der Sache durchaus verständliche Erklärung gefunden, daß es sich zum überwiegenden Teil um aus der Bruchstelle im Schalungsmantel ausgeflossene Betonmasse handeln müsse.

Zu irgendwelchen über das übliche Maß hinausgehenden Prüfungen lag somit bei dem Befund des stadtsseitigen Strompfeilers, der auf die Güte des wiesenseitigen Strompfeilers die gleichen Schlüsse zuließ, ein Anlaß für die Angekl. L. und H. nicht vor, und zwar um so weniger, als auch die von dem Zeugen L. eingebauten Dehnungsmesser nach Ausführung der Brückenbogen durchaus normale Ergebnisse zeigten, an den Pfeilern auch bei den Absenkungen der Brückenbogen, die zweifellos eine erhebliche Zwischenbelastung darstellten und sehr wohl als Prüfsteine für die Tragfähigkeit angesehen werden konnten, irgendwelche Veränderungen nicht wahrgenommen wurden. Dabei mußte insbesondere berücksichtigt werden, daß die Angeklagten des Glaubens waren, nicht ein völlig neues Verfahren bei der Betonierung der Strompfeiler zur Anwendung gebracht, sondern das alte bis dahin übliche Unterwasserschüttverfahren mit einigen von ihnen als Verbesserung angesehenen Änderungen angewendet zu haben.

Ferner konnte auch der Umstand, daß nach den statischen Berechnungen die Druckbeanspruchung der Strompfeiler von rd. 5 kg/cm² rechnermäßig mehr als das 17-fache unter der vorhandenen Druckfestigkeit lag, den Angeklagten die Gewißheit geben, daß geringere, durch die Unterwasserschüttung verursachte Druckfestigkeitsminderungen in keiner Weise schädliche Folgen für die Sicherheit der Pfeiler haben konnten.

Schließlich ist nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme auch keineswegs wahrscheinlich, ob von den Angeklagten vorgenommene Prüfungen, die über das übliche Maß hinausgingen, das Vorliegen der Entmischung zweifelsfrei ergeben hätten. An Prüfungen wäre nach dem Gutachten des Sachverst. T. vor allem ein Abklopfen der Pfeilerschäfte unter Beseitigung von einigen Schalungsbrettern in Frage gekommen. Da aber nach den Bekundungen der Tauchermeister bei den Untersuchungen gerade an den Außenseiten die Pfeiler in einer allerdings verhältnismäßig dünnen Schicht härteren Beton aufwiesen, erscheint es durchaus zweifelhaft, ob ein Abklopfen das Vorliegen von Entmischungen gezeigt hätte, zumal in dem oberen Teil die Pfeilerschäfte allgemein von härterer Beschaffenheit waren.

Die Abnahme der Brücke stand noch bevor. Die Probelastung sollte erst noch erfolgen. Bis zum Einsturz hatten sich keinerlei Anzeichen ergeben, daß hinsichtlich der Pfeiler irgend etwas in Unordnung war. Irgendwelche Mängel im Gießverfahren waren von keinen Seiten den Angekl. L. und H. angegeben worden. Alle Besichtigungen durch

interessierte Bausachverständige waren ohne jede Beanstandung verlaufen. Der viel auf der Baustelle anwesende Ingenieur E. hatte ebenso wie alle anderen niemals an dem Bauvorgang etwas beanstandet. Der Gedanke, daß die Angeklagten sich hätten ansehen müssen, was unter Wasser entstanden war, wäre eine Überspannung ihrer Pflicht. Sie mußten davon ausgehen, daß der einfache Gießvorgang den gleichen Erfolg gezeitigt habe, wie sonst beim Gießen, da ja die Pfeiler bislang allen Anforderungen voll genügt hatten. Bei solcher Sachlage ist es nach Ansicht der Sachverständigen selbstverständlich, daß man mit dem normalen Lauf der Dinge rechnet und die Probebelastung abwartet, ohne vorher durch Bohrungen und Beklopfen den Pfeiler zu untersuchen und dadurch zum Teil zu beschädigen. Die etwaige Anfertigung eines Probekocks konnte nichts ergeben, da natürlich hierbei genau die Verhältnisse wie bei dem Pfeilerbau nicht nachgeahmt werden konnten, dann hätte man einen dritten Pfeiler bauen müssen. Das ist nicht zu verlangen. Auch insoweit kann den Angekl. L. und H. also eine Fahrlässigkeit nicht zur Last gelegt werden*.

Die Schlußfolgerungen der Gerichte.

Urteil 1. Instanz:

„So läßt sich denn nur sagen, daß die Fehler der Bauweise zwar die Gefahr eines Einsturzes begründeten, was die Strafbarkeit der beiden Angeklagten aus § 330 StGB. zur Folge hat, nicht aber, daß sie in Wirklichkeit ohne das Hinzukommen anderer Ursachen den Einsturz für sich allein bewirkt haben. Anders ausgedrückt, wenn auch an einem Verschulden der beiden Angeklagten an der mangelhaften Betonierung nicht zu zweifeln ist, so steht doch mit hinreichender Sicherheit nicht fest, daß dies Verschulden für den Unfall ursächlich gewesen wäre. Solch ursächliches Verschulden ergibt sich dagegen aus der Erwägung, daß die Angekl. L. und H. verpflichtet waren, bevor mit dem Trockenbeton der oberen Pfeilerschäfte begonnen wurde, sich von der Festigkeit des Unterwasserbaues zu überzeugen, daß sie bei Vornahme dieser Prüfung die mangelnde Haltbarkeit erkannt und durch rechtzeitige Einstellung der weiteren Arbeiten den Einsturz hätten verhindern können und müssen. Die pflichtwidrige Unterlassung jeder Untersuchung begründet ihre Verantwortlichkeit für den Unfall als ihrer notwendigen Folgerschuldung.

Was das einfachste Verantwortungsgefühl jeden lehrt, persönliche Leistungen, die für eine gewisse Dauer und für andere bestimmt sind, nicht ungeprüft aus den Händen zu geben, das forderte von den Angekl. L. und H. in erhöhtem Maße ihre Berufspflicht, die sie strengerer Anforderungen unterwarf. Ihr selbstsicheres Vertrauen in das Gelingen, das sie von der Vornahme jeder Prüfung abhielt, stellt sich rechtlich als eine grobe Verletzung dieser Berufspflicht dar, als ein Verschulden, das mit dem Brückeneinsturz den Tod und die Körperverletzung von Menschen zur ursächlichen Folge gehabt hat (§ 222, 223, 230 StGB.). Von den verschiedenen Strafgesetzen, gegen die sie sich nach allem gleichzeitig vergangen haben, war die Bestimmung des § 222 StGB., die die schwerste Strafindrohung enthält, ihrer Verurteilung zugrunde zu legen. Die Schuld verteilt sich auf beide gleichmäßig; denn wenn auch der Angekl. L. der verantwortliche Bauunternehmer war, so hatte der Angekl. H. doch ihm gegenüber die sachgemäße Bauausführung als Oberleiter selbständig übernommen und insbesondere den Übergang zum Gußbeton vorgeschlagen. Für die Bemessung der Strafe war außer dem Grade des Verschuldens, wie bei allen Fahrlässigkeitsdelikten, weniger der tatsächliche Erfolg in Betracht zu ziehen, als derjenige, der sich den Umständen nach mit größter Wahrscheinlichkeit erwarten ließ. Unter diesem Gesichtspunkt ist es aber nur ein glücklicher Zufall, der den Angeklagten nicht als Verdienst zugute kommt, daß der Einsturz bereits bei den Aufräumungsarbeiten erfolgte, und nicht erst, als die Brücke ihre erste Belastung durch den Verkehr hätte tragen sollen. Das Gericht erachtet daher die erkannten Strafen von je sechs Monaten Gefängnis für notwendig und angemessen.

Die Angekl. R. und F. waren dagegen wegen mangelnden Schuldbeweises freizusprechen.“

Urteil 2. Instanz.

A. Die Frage der Verantwortung.

„Verantwortlich für die Wahl des Unterwasserschüttverfahrens ist die Bauleitung. Diese lag in den Händen der Angekl. L. und H.

Der Angekl. L. war als Direktor der „Aba“ derjenige, nach dessen Anordnung die technische Errichtung der Brücke in ihrer Gesamtheit vor sich ging. Die Entwürfe und statischen Berechnungen für den Brückenbau wurden zunächst im Büro der „Aba“ hergestellt, sodann dem Angekl. L. vorgetragen bzw. zur Durchsicht vorgelegt. Erst, wenn er die Entwürfe gutgeheißen hatte, konnten diese zur Ausführung gelangen. Der Angekl. L. ist daher als Bauleiter anzusehen.

Neben ihm war aber auch der Angekl. H. Bauleiter. Dieser hat allerdings keine selbständige Stellung bekleidet, war vielmehr als Angestellter der „Aba“ dem Angekl. L. unterstellt. Abgesehen davon, daß der Angekl. H. an der Durchkonstruktion der Bauentwürfe bei der Bauanlage und Geräte in hervorragendem Maße beteiligt gewesen ist, hat der Angekl. H. aber hinsichtlich der Bauaufsicht die gleiche Tätigkeit wie der Angekl. L., nämlich die Überwachung und Beaufsichtigung des Bauwerkes, der örtlichen Bauleitung und der Arbeiter ausgeübt, auch seine Gebote und Verbote in technischer Beziehung waren für das ganze ausführende Personal maßgebend.

In dem Zeitpunkt, in dem die Wahl des Unterschüttverfahrens für die ganzen aufgehenden Pfeiler erfolgte, war der Angekl. H. allerdings noch nicht von der Firma zum Bauleiter bestellt worden. Denn bis zum 17. April war der Regierungsbaumeister a. D. M. Bauleiter. Erst von diesem Tage ab wurde die Bauleitung dem Angekl. H. übertragen. Am 17. April war aber die Wahl des Unterwasserschüttverfahrens für die Errichtung der aufgehenden Stropfpfeiler bereits erfolgt, denn schon am 19. April ist mit dem Schütten des stadtsseitigen Stropfpfeilers begonnen worden. Was die Wahl des Schüttverfahrens selbst anbetrifft, muß mithin angenommen werden, daß der Angekl. H. als Bauleiter vor eine vollendete Tatsache gestellt worden ist.

Nach der Überzeugung des Gerichts trifft den Angekl. H. jedoch gleichfalls eine Verantwortung. Denn er hat zur Durchführung des geplanten Bauverfahrens seine Hand geboten. Dabei hat er Anstände gegen das Unterwasserschüttverfahren nicht erhoben. Er wäre jedoch verpflichtet gewesen, seine Mitwirkung unter Hinweis auf die Gefahren des geplanten Verfahrens abzulehnen. Dadurch, daß der Angekl. H. widerspruchslos das Verfahren zur Anwendung brachte und unter seiner Bauleitung die aufgehenden Pfeiler in diesem Verfahren errichten ließ, hat er sich die Wahl des Bauverfahrens zu eigen gemacht.

Es kommt hinzu, daß der Angekl. H. sich, wenn auch vor Übernahme der Bauleitung, in hervorragendem Maße an der Auswahl und der Ausarbeitung des Unterwasserschüttverfahrens beteiligt hat. Nach den Aussagen zweier Zeugen sowie nach seinen eigenen Angaben hat gerade der Angekl. H. Versuche mit dem Unterwasserschüttverfahren gemacht. Er hat im Februar oder März 1926 dem Zeugen E. Versuche vorgeführt, um diesem die Vorteile des Unterwasserbetonierungsverfahrens mit gußfähigem Beton gegenüber dem Unterwasserbetonierungsverfahren mit erdfeuchtem Beton, also die Vorteile von Gußbeton gegenüber erdfeucht angemachtem Beton darzulegen. Um die gleiche Zeit hat er auch dem Zeugen E. den Plan vorgetragen, die ganzen Pfeiler im Unterwassergußverfahren zu errichten. Er hat die statischen Berechnungen unter teilweiser Zuziehung des Zeugen E. neu aufgestellt und die Ergebnisse dieser Berechnungen unter Darlegung der Gründe für die Abänderung des Bauplanes dem Rgbrt. B. zur Einholung seiner Zustimmung vorgetragen.

Nach der Aussage der Zeugen E. und B. ist ferner unter der Leitung des Angekl. H. ein weiterer Versuch zur Prüfung der Geeignetheit des Unterwasserschüttverfahrens gemacht worden. In Anwesenheit der Angekl. L. und H. wurde in ein Glasgefäß von etwa 30 cm Höhe Gußbeton unter Wasser mit einem Trichter und Schüttrohr eingebracht. Diese Versuche wurden ferner unter der Leitung des Angekl. H. in einem etwas größeren Maßstabe in einer mit Oderwasser gefüllten Tonne wiederholt.

Alles dieses läßt erkennen, daß der Angekl. H. auch an der Auswahl des Verfahrens, wenn auch vor Übernahme der Bauleitung, beteiligt gewesen ist, läßt also ohne weiteres den Schluß zu, daß er die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens voll gebilligt und später als Bauleiter die Wahl sich zu eigen gemacht hat.

Die Verantwortlichkeit für die Wahl des Unterwasserschüttverfahrens auch für den aufgehenden Teil der Stropfpfeiler trifft somit die Angekl. L. und H.

Soweit diese Angeklagten sich darauf berufen, daß verantwortlicher Bauleiter nicht sie, sondern der Rgbrt. B. gewesen sei, geht ihr Vorbringen fehl.

Der Zeuge Rgbrt. B. hatte sich, als die Stadt Gartz durch den Rücktritt des Bürgermeisters St. und die Nichtanerkennung des von diesem mit der „Aba“ abgeschlossenen Vertrages in eine schwierige und verworrene Lage geraten war, in einer Besprechung mit dem damaligen Regierungspräsidenten bereit erklärt, der Stadt Gartz als technischer Berater zur Seite zu stehen. Als solcher hat er dann für die Stadt Gartz sämtliche Verhandlungen mit der „Aba“ geführt. Nach Abschluß des Vertrages vom 25. August 1925 hat er, wie die Aussagen zweier Zeugen ergeben, in einer Sitzung der Magistratsmitglieder der Stadt Gartz erklärt, daß er seine Tätigkeit als technischer Berater für beendet ansehe; die Übernahme einer Bauaufsicht hat er unter Berufung auf die durch seine Dienstgeschäfte nur beschränkt zur Verfügung stehende Zeit und unter Hinweis auf die Zwecklosigkeit einer besonderen Bauaufsicht wegen der mit der

„Aba“ für die Errichtung des Bauwerks vereinbarten Pauschalsumme abgelehnt.

Diese Änderung im Verhältnis des Zeugen B. zu der Stadt Gartz ist aber über den Kreis der Mitglieder des Magistrats nach außen nicht zum Ausdruck gekommen. Denn der Zeuge B. ist auch weiterhin als Berater der Stadt Gartz aufgetreten; auch bei ihm vorgetragene Zweifelsfragen über bautechnische Angelegenheiten hat er, und zwar vor und während der Bauausführung, seine Mitwirkung bei der Entscheidung niemals abgelehnt.

Nach außen ist der Zeuge B. somit vor wie nach Abschluß des Vertrages technischer Berater der Stadt geblieben. Er ist jedoch niemals Bauleiter im Sinne des § 330 StGB. gewesen.

Die Stadt Gartz als Bauherrin oder ein von ihr bestellter Vertreter konnte nur dann Bauleiter im Sinne dieser Gesetzesbestimmung sein, wenn die gesamte technische Leitung des Baues von ihr ausgeübt wurde und die „Aba“ als ausführende Unternehmerin ihren Anordnungen als den des ihr übergeordneten Technikers grundsätzlich zu gehorchen hatte (vgl. RG. 32, S. 356; 37, S. 588 von Olshausen Komm. StGB. 3. Aufl., § 330, Anm. 3a). Die technische Leitung hat jedoch niemals in den Händen des Zeugen B. gelegen. Nach den eigenen Angaben der Angeklagten sind Eingriffe des Zeugen B. in den Gang der Bauausführungen, geschweige denn in die bautechnischen Anordnungen der „Aba“ oder des örtlichen Bauleiters R. niemals erfolgt. Die Aussage des Zeugen E. ergibt sogar, daß B. dem Zeugen jede Einmischung in die Bauausführung untersagt und ihn nur auf die Überprüfung der verwendeten Materialien und die Nachprüfung der bereits fertiggestellten Bauteile verwiesen hat.

Der Rgbrt. B. kann daher als Bauleiter im Sinne der Bestimmung des § 330 StGB. nicht angesprochen werden. Aus den gleichen Gründen ist dies auch hinsichtlich des Zeugen E. abzulehnen. Durch die Stellung des Zeugen B. sowie des Zeugen E. wird somit die Verantwortlichkeit der Angekl. L. und H. nicht berührt.

Es konnte jedoch nicht festgestellt werden, daß diese beiden Angeklagten bei der Wahl des Unterwasserschüttverfahrens für die Errichtung des aufgehenden Teiles der Strompfeiler die pflichtgemäße, von ihnen billigerweise zu erwartende Sorgfalt außer acht gelassen und damit fahrlässig gehandelt haben.

Wie die Angeklagten unwiderlegt vorgetragen haben, im übrigen auch durch die Aussage des Regierungsbaumeisters a. D. M. bestätigt ist, hat der Angekl. L. vor der Wahl des bei der Errichtung der Strompfeiler anzuwendenden Verfahrens die einschlägige Literatur durchgesehen. Er hat dem Zeugen M. den Auftrag erteilt, sich mit dieser Literatur zu befassen und das Ergebnis seines Studiums ihm vorzutragen. U. a. hat der Zeuge M., wie er angibt, auch den in der Zeitschrift „Die Bautechnik“ im Jahre 1923 veröffentlichten Bericht des Wasserbaudirektors Rogge und des jetzigen Oberbaudirektors Dr. Lohmeyer über die Erfahrungen bei dem Bau der Kaimauer an der Südmole in Holtztau durchgearbeitet und dem Angekl. L. vorgetragen.

In diesem Bericht ist ausgeführt, daß bei der Errichtung der Kaimauer im Unterwasserschüttverfahren außerordentlich schlechte Erfahrungen gemacht seien, daß sich insbesondere eine hochgradige Entmischung gezeigt habe. Eine unbedingte Ablehnung der Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens für frei stehende Mauerwerke enthält der Bericht jedoch nicht. Vielmehr ist in ihm gesagt, daß die Trichterbetonierung unter Wasser

„bei nicht zu großen Wassertiefen, vorsichtiger Bauausführung, zweckmäßiger Form und Anordnung der Trichter und Verwendung eines genügend geschmeidigen und fetten Betons nach wie vor als brauchbare Bauweise angesehen werden müsse“.

Dieser Aufsatz war also nur geeignet, auf die bestehenden Gefahren des Unterwasserschüttverfahrens aufmerksam zu machen, nicht aber in zwingender Weise die Unzulässigkeit der Anwendung dieses Verfahrens für aufgehende Brückenpfeiler den Angekl. L. und H. vor Augen zu führen.

Nach den Angaben der Sachverst. G., T., L. und Bt. ist auch bis zum Jahre 1926 in der einschlägigen Literatur nie mit aller Bestimmtheit zum Ausdruck gebracht worden, daß das Unterwasserschüttverfahren nur für Fundamente und ihnen praktisch gleichzustellende Bauvorhaben, nicht aber für aufgehendes Mauerwerk nach Art von Brückenpfeilern wegen der mit diesem Verfahren verbundenen Gefahren der Entmischung und einer geringeren Druckfestigkeit zur Anwendung gebracht werden dürfe. Zwar ergaben nach der Angabe des Sachverst. G. verschiedene Veröffentlichungen, daß das Verfahren im allgemeinen auf die Errichtung der von den stehbleibenden Spundwänden oder vom Baugrund umschlossenen Fundamente beschränkt worden war. Es fehlte aber in der Literatur ein genügend bestimmter Hinweis, daß die Anwendung des Verfahrens darüber hinaus gegen die Regeln der Baukunst verstieß.

Erst in der im Jahre 1927 erschienenen vierten Auflage des Werkes „Der Grundbau“ von dem Geh. Admiralitätsrat Dr. J. H. Brennecke,

herausgegeben von dem Ministerialrat Dr.-Ing. Lohmeyer, ist klar zum Ausdruck gebracht, daß Schüttbeton unter Wasser nur für Gründungen in Betracht komme.

Auch die deutschen Bestimmungen für Ausführungen in Beton aus dem Jahre 1925 enthalten irgendeinen Hinweis, daß bestimmte Bauteile von der Ausführung in Unterwasserschüttbeton ausgeschlossen sind, nicht. In diesen Bestimmungen ist vielmehr die Ausführungsart für Unterwasserschüttbeton genau beschrieben. Wenn sich diese Bestimmungen auch ihrem Inhalte nach nur mit der Art der Ausführung des Schüttbetons, nicht aber mit seinem Anwendungsgebiet befassen, konnten sie doch in Verbindung mit der übrigen Literatur die Angekl. L. und H. in den Glauben versetzen, daß die Anwendung des Unterwasserschüttverfahrens zwar mit gewissen Gefahren verbunden sei, daß aber bei Anwendung gehöriger Sorgfalt bei der Ausführung gegen die Anwendung des Verfahrens auch für das aufgehende Mauerwerk keine Bedenken beständen.

In diesem Glauben wurde der Angekl. L. noch erheblich bestärkt durch die Tatsache, daß er im Jahre 1908 den Strompfeiler der Brücke über die Lenne bei Husberg im Unterwasserschüttverfahren hergestellt hat. Denn dieses Bauwerk hatte sich durchaus bewährt.

Hierzu trug ferner die unwiderlegt vorgetragene Tatsache bei, daß der Angekl. L. seit einer Anzahl von Jahren in einem ihm patentierten Verfahren die sogenannten Aba-Lorenz-Pfähle im Wege einer Unterwasserschüttung herstellte. Da diese Pfähle sich gut eingeführt hatten und für das Tragen großer Lasten gedacht sind, so konnte er daraus entnehmen, daß Unterwasserschüttungen in der Bauwelt nicht mit dem Mißtrauen betrachtet wurden, wie es sich im Laufe dieses Verfahrens aus den Darlegungen der Sachverst. L., T. und G. ergeben hat.

Weder die eigenen mit dem Unterwasserschüttverfahren gemachten Erfahrungen noch die in der einschlägigen Literatur enthaltenen Berichte konnten somit dem Angekl. L. zu besonderen Bedenken gegen die Anwendung des Verfahrens Anlaß geben. Es kommt hinzu, daß auch von maßgebender dritter Seite Bedenken gegen das geplante Bauverfahren nicht erhoben worden sind. Der Rgbrt. B. hatte, wie er selbst einräumt, volle Kenntnis davon, daß die Hochführung der Strompfeiler bis zu der Ordinate — 4 oder — 4,5 im Unterwasserschüttverfahren geplant war. Er hat jedoch Bedenken irgendwelcher Art nicht erhoben, obwohl ihm aus den Gründungsarbeiten für die Strompfeiler einer Brücke in Danzig, an denen er seinerzeit teilgenommen hatte, dieses Verfahren mit seinen Nebenerscheinungen, insbesondere der unvermeidbaren Entmischung und Zementschlammabildung, bekannt war. Ebensowenig sind dem Reg.-Baumeister a. D. M., dem Mitarbeiter bei den ersten Bauteilwürfen für die Brücke, nach dem Studium der Literatur Bedenken gegen die Unterwasserschüttung der Strompfeiler bis — 4 oder — 4,5 gekommen, geschweige denn von ihm gegenüber den Angeklagten geäußert worden.

Aus der Stellungnahme dieser Personen konnte der Angekl. L. bei Berücksichtigung der von ihm mit Unterwasserschüttbeton gemachten Erfahrungen ebenso wie der Angekl. H. nur entnehmen, daß auch andere mit dem Wasserbauwesen durchaus vertraute Persönlichkeiten Anstände gegen das von ihm gewählte Verfahren nicht zu erheben hatten.

Schließlich können den Angekl. L. und H. auch im Verlauf der Bauausführung Bedenken gegen die Erprobtheit des von ihnen erwählten Verfahrens nicht gekommen sein. Denn die Baustelle in Gartz ist, insbesondere während der Errichtung der Strompfeiler, von einer ganzen Reihe leitender Beamten der Wasserbauverwaltung besucht worden. Wenn es sich hierbei auch nur um kurze Besuche, die vielfach anderen Zwecken, als lediglich einer Besichtigung der Baustelle dienen, gehandelt hat, so war die Art des Betonierungsvorganges nach Lage der Sache doch auch für einen nur flüchtigen Beobachter klar erkennbar. Bedenken gegen das Verfahren sind nach dem Ergebnis der Hauptverhandlung auch von diesen Seiten damals nicht geäußert worden.

Die Angekl. L. und H. berufen sich schließlich auch zu Recht darauf, daß sie ohne Fahrlässigkeit annehmen durften, die Errichtung der Strompfeiler im Unterwasserschüttverfahren bis zu der Ordinate — 4 habe die vorbehaltlose landespolizeiliche Genehmigung erhalten.“

„Auch dieser Umstand mußte die Angeklagten in der von ihnen getroffenen Wahl des Bauverfahrens unbedingt bestärken. Bei dieser Sachlage ist mithin festzustellen, daß die Angeklagten bei der Wahl des Unterwasserschüttverfahrens für die Errichtung der aufgehenden Strompfeiler bis — 4 oder — 5 NN jede pflichtgemäße, von ihnen billigerweise zu erwartende Sorgfalt beobachtet haben. Wie sollten sie nach ihrer Einstellung zu dem Verfahren selbst, nach ihren Erfahrungen, nach dem Ergebnis der Prüfung der Literatur noch Zweifel an der Berechtigung zum Bau auch des aufgehenden Teiles der Pfeiler im Unterwasserschüttverfahren haben, wenn diesem von ihnen offen dargelegten Verfahren der alle Vorgänge kennende Baurat B., der an der gleichen Behörde arbeitende Beamte für die Erteilung der landespolizeilichen Genehmigung, die mit diesem Beamten in enger Verbindung stehenden leitenden Beamten des

Wasserbauamtes und der Wasserbaudirektion, das das Bauvorhaben nachprüfende Ministerium mit seiner aus vielen derartigen Genehmigungsfällen sich ergebenden weitreichenden Kenntnis schlechthin und ohne jeden Vorbehalt zustimmten. Eine Fahrlässigkeit bei der Auswahl des Bauverfahrens ist somit nicht erwiesen."

Zu der ursprünglich nicht geplanten Fortführung der Unterwasserschüttung der Strompfeller bis zum Wasserspiegel sagt das Gericht:

„Es ist also schon zweifelhaft, ob die Abweichung vom genehmigten Bauentwurf eine wesentliche Abänderung darstellte und von den Angeklagten auf jeden Fall als solche angesehen werden mußte. Es kommt hinzu, daß die Abänderung dem Rgbrt. B. von dem Angekl. H. zur Genehmigung vorgetragen ist, und daß dieser seine Zustimmung, und zwar nach der Aussage des Zeugen E. mit den Worten: ‚Wenn das Verfahren so besser ist, dann könne es gemacht werden, die Verantwortung trage die Firma‘, erteilt hat. Bei dieser Gelegenheit ist von dem Zeugen E. auch die Frage angeschnitten worden, ob die Änderung vom Ministerium genehmigt werden müsse. Die Bedenken des Zeugen E. hat der Angekl. H. mit dem Hinweis zu zerstreuen gesucht, daß für die Unterwasserschüttung bis zur Ordinate — 4 die Genehmigung ja erteilt sei und die Höherbetonierung bis zur Wasseroberfläche keinen großen Unterschied mache. Auch hierzu hat der Zeuge B. geschwiegen. Die Angeklagten mußten also des Glaubens sein, daß auch der Zeuge B. die Abweichung vom Bauplan nicht als eine wesentliche Abänderung ansah und durch sein Stillschweigen auf den Hinweis des Zeugen E., daß die Genehmigung des Ministeriums eingeholt werden müsse, auch zu der Unterlassung der Einholung einer Zusatzgenehmigung seine Zustimmung gab. Sie mußten ferner aus dem Verhalten des Zeugen B. den Schluß ziehen, daß irgendwelche Gefahren für das Bauwerk durch die Höherbetonierung im Unterwasserschüttverfahren bis zur Wasseroberfläche auch nach der Ansicht des Zeugen B. nicht bestand. Denn die von B. gegebene Einschränkung, die Firma trage die Verantwortung, konnte von den Angeklagten als eine ernsthafte Beanstandung des Verfahrens keinesfalls verstanden werden. Die Wiederholung dieser bereits vertraglich festgelegten Verpflichtung ohne Anführung sachlicher Anstände gegen die gewählte Betonierungsart war keinesfalls geeignet, in dem Angeklagten Zweifel über die Zweckmäßigkeit und Erprobtheit des Verfahrens zu erwecken.

Der Stellungnahme des Zeugen B. gegenüber dem gewählten Schüttverfahren überhaupt wie gegenüber der Abweichung von dem genehmigten Bauvorhaben konnten die Angekl. L. und H. um so größere Bedeutung beimessen, als sie den Rgbrt. B. nach ihrer unwiderlegten Behauptung nicht nur als den technischen Berater der Stadt Gartz, sondern auch als den mit der Wahrnehmung der landespolizeilichen Belange, insbesondere der landespolizeilichen Aufsicht betrauten Beamten ansahen und nach Lage der Sache auch ansehen konnten. Denn die Stellung des Zeugen B. in seinem Verhältnis zu der Stadt Gartz und der ‚Aba‘ wie in seiner Eigenschaft als Beamter war gänzlich ungeklärt.

Nach dem Ergebnis der Beweisaufnahme, insbesondere nach den Bekundungen des früheren Regierungspräsidenten in Stettin sowie des R.- u. BR. M. sind dem Rgbrt. B. landespolizeiliche Befugnisse hinsichtlich des Brückenbaues in Gartz nicht übertragen gewesen. Eine besondere landespolizeiliche Aufsicht über den Brückenbau in Gartz hat überhaupt nicht bestanden. Zur Ausübung einer staatlichen Bauaufsicht durch die in Frage kommenden Behörden besteht grundsätzlich eine Verpflichtung nicht, es genügt die Prüfung bei der Abnahme. Die Ausübung einer Aufsicht hängt regelmäßig davon ab, ob die Persönlichkeit des Bauleiters den Behörden Gewähr für eine gute Durchführung des Bauprojektes bietet. Da die eingereichten Anträge auf Genehmigung wie auch die diesen Anträgen beigelegten Bauzeichnungen der Rgbrt. B. als ‚Bauleiter‘ unterzeichnet hatte, so nahm die landespolizeiliche Behörde an, daß B. auch Bauleiter war. Seine Person gab der Landespolizeibehörde hinreichende Gewähr für eine gute Durchführung des Bauprojektes. Aus diesem Grunde wurde von der Bestellung einer besonderen Bauaufsicht Abstand genommen.

Während demnach eine landespolizeiliche Aufsicht nicht bestand, konnte nach außen, insbesondere für die mit der Behördenorganisation keineswegs vertrauten Angeklagten, die Stellung des Zeugen B. den Eindruck erwecken, daß er sowohl technischer Berater der Stadt Gartz, als auch mit der Bauaufsicht betrauter Beamter der Landespolizei war. Diese Annahme wird um so erklärlicher, als nach der Bekundung des Zeugen M. der Rgbrt. B. auch, da die Brückenbaustelle in dem Deichverband, dem B. vorstand, und in seinem Kulturamtsbezirk lag, in der Tat derjenige Beamte gewesen wäre, der für die Übertragung der landespolizeilichen Aufsicht wohl in erster Linie in Frage gekommen sein würde.

Die sachlich uneingeschränkte Zustimmung des Zeugen B. zu dem gewählten Bauverfahren, wie zu der Abweichung von dem genehmigten Bauplan konnte für die Angeklagten also nur eine Bestärkung in der Wahl des Bauverfahrens und ihres Bauvorhabens darstellen.“

B. Die Begründung des Freispruches:

„Daß die Angeklagten weder die Einwirkungen chemischer Substanzen noch die Einwirkung von Wellenbewegungen vorausgesehen haben, kann ihnen als ein Verschulden nicht zugerechnet werden. Nach den Forschungsergebnissen hinsichtlich schädlicher Einflüsse von Sulfaten auf Beton aus dem Jahre 1926 wurde allgemein angenommen, daß erst ein Sulfatgehalt des Wassers von 300 mg im Liter auf Beton schädlich wirken könne. Daher wurde der ‚Aba‘ auch von dem Chemischen Laboratorium für Tonindustrie, das bei der Untersuchung des Oderwassers 213 mg SO₃ festgestellt hatte, im Begleitschreiben mitgeteilt, daß, das geprüfte Wasser noch nicht schädlich erscheine, daß aber die Verwendung der fetteren Mischung bzw. des sog. wasserdichten Zements zweckmäßig‘ sein dürfte.

Erst in neuerer Zeit ist man dazu gelangt, auch schon geringere Sulfatmengen im Wasser für den Beton schädlich zu halten.

Die Möglichkeit schädlicher Einwirkungen von organischen Stoffen auf im Abbinden begriffenen Beton war, wie der Sachverst. Dr. G. hervorgehoben hat, im Jahre 1926 kaum erkannt; sie ist auch bis heute noch nicht wissenschaftlich einwandfrei festgestellt worden. Den Angeklagten kann also daraus, daß sie an diese Möglichkeiten nicht gedacht haben, ein strafrechtlich zu verfolgender Vorwurf nicht gemacht werden. Ebenso wenig kann dies deswegen geschehen, weil die Angeklagten den durch vorüberfahrende Schiffe hervorgerufenen Wellenbewegungen und deren möglichen schädlichen Einwirkungen auf den Betonierungsgang nicht hinreichende Beachtung geschenkt haben. Das Entstehen derartiger Wirkungen war für die Angeklagten keinesfalls voraussehbar. Denn sie ist von einer Reihe der gehörten Sachverständigen als durchaus unwahrscheinlich auch noch in der Berufungsverhandlung abgelehnt worden. Es wäre eine Überspannung, wenn man demgegenüber von den Angeklagten verlangen wollte, daß sie diese Möglichkeit hätten erkennen und irgendwie in Rechnung stellen sollen. Selbst wenn man einen anderen Standpunkt einnehmen wollte, würde vorliegend nichts daraus gegen die Angeklagten folgen, da nicht festzustellen ist, daß und inwieweit der Sog tatsächlich als Entmischungursache gewirkt hat.

Die Anwendung des Unterwassergußverfahrens bei Hochführung der beiden Pfeilerschäfte widersprach den anerkannten Regeln der Baukunst. Aus den bereits erörterten Gründen sind die Angekl. L. und H. als Bauleiter dafür nicht verantwortlich zu machen.

Das Verfahren bei der Unterwasserschüttung wies eine Reihe von Mängeln in der Anordnung und Durchführung auf. Hierbei kam die Mitwirkung der bei der Bauausführung beteiligten Angekl. R. und F. in Betracht. Soweit es sich hier nach den getroffenen Feststellungen um Verstöße gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst gehandelt hat, versagten die vorhandenen Beweismittel zu einer ausreichenden Klarlegung, welche Wirkung diese Verstöße in der Richtung gehabt haben werden oder können, daß hieraus für andere eine Gefahr entstand. Für den als Ursache der hier zu behandelnden Unfälle in Betracht kommenden Zusammenbruch des Schaftes des Wiesenpfeilers war nicht mit der erforderlichen Sicherheit festzustellen, daß er auf die Verstöße bei der Anordnung und Durchführung der Unterwasserschüttung des Wiesenpfeilers, vor allem des Schaftes in der Bruchzone zurückzuführen ist. Während man in den früheren Stadien dieses Strafverfahrens davon ausging, daß irgendwelche anderen Ursachen als eine schlechte Bauweise nicht erkennbar seien, hat die genaue Abwertung aller in Betracht zu ziehenden Gesichtspunkte im Zusammenhang mit den wissenschaftlichen Erörterungen der zu den dabei auftauchenden verschiedensten Fragen seitens der zahlreichen Sachverständigen aus den Gebieten der Baukunde, der Chemie und Physik ergeben, daß ohne Rücksicht auf mögliche Fehler der Bauausführung hier Kräfte am Werk gewesen sein können, die allein den Einsturz verursacht haben können. Daß diese neuen Möglichkeiten erst so spät in den Vordergrund gerückt sind, kann ihnen nichts von ihrer Bedeutung für die Beurteilung des Sachverhalts nehmen. Es ist in der Hauptsache daraus zu erklären, daß das Unterwasserschüttverfahren aus praktischer Übung emporgewachsen ist und eine wissenschaftliche Durchforschung in allen Einzelheiten zur Zeit noch nicht vorliegt. Die früher betonte Beschränkung dieses Verfahrens auf bestimmte Bauwerke oder Teile solcher, die Abkehr von ihm infolge anderer größerer Sicherheiten gewählender neuer Bauweisen hat das Interesse der beteiligten Kreise an einer genauen wissenschaftlichen Nachprüfung vermindert. Da schließlich aufgehende, frei im Wasser stehende, zur Tragung besonderer Last bestimmte Bauwerke höchst selten im Unterwasserschüttverfahren ausgeführt sind, zur besonderen Untersuchung führende Einstürze solcher Bauwerke nicht bekannt geworden sind, so fehlt es an genügend gesicherten Erfahrungen dahin, wie sich der geschüttete Beton bei einem Bau wie dem Wiesenpfeiler bei Anwendung des sonst üblichen Unterwasserschüttverfahrens im Abbinden, im Entmischen tatsächlich verhält, ob und welche Gefahren für die Standfestigkeit dabei tatsächlich gewöhnlich und vor allem in welchem Ausmaße entstehen. Das Auffinden der ausgeflossenen Masse bei den beiden Gartzter Brückenpfeilern mußte daher den Gedanken nahelegen, daß hier schlechte Arbeit und

durch sie hervorgerufene übermäßige Entmischung die Ursache des Unglücks war. Daß diese Massen keine sichere Unterlage für diese Annahme geben können, ist früher erörtert und dargelegt. Es fehlt damit der sichere Ausgangspunkt für die Eingliederung der Aussagen der Zeugen über die tatsächliche Arbeitsausführung bei dem Hochbringen der Pfeiler. Ihre Unbestimmtheit hinsichtlich der einzelnen Vorgänge konnte nicht ausgeschaltet werden, sondern begründete den berechtigten Zweifel, ob das angewandte und durchgeführte Verfahren überhaupt eine solche Entmischung herbeigeführt hat, daß dadurch eine Einsturzgefahr sich ergab. Zum Teil erst im Laufe dieses Strafverfahrens auftauchende neue Beobachtungen über chemische Störungen des Abbindevorganges und dabei wieder über Art, Wesen und Einwirkung organischer Stoffe in geringer Konzentration ergeben die Berücksichtigung solcher Störungen auch bei dem Gartzener Wiesenpfeiler. Hinzu kam die aufklärende Feststellung der ganz besonders gelagerten Verhältnisse der hier zu beachtenden Wasser, die möglicherweise auf den sich bildenden Beton beim Bau des Wiesenpfeilers eingewirkt haben. Damit war die Möglichkeit wissenschaftlich und auch hier praktisch zu vertreten, daß chemische Störungen im Abbinden hier erst die Gefahr geschaffen haben, die den Einsturz verursachte. Diese neue Erkenntnis war zugleich als in ihren Unterlagen für die Angeklagten nicht voraussehbar festzustellen. Es war dies ebenso wie die erörterte mögliche Sogwirkung ein nicht erkennbarer Zufall für sie. Mögen auch die Möglichkeiten solcher Abbindestörungen nur beschränkt sein, mag auch das seltene Zusammenkommen mehrerer Voraussetzungen erforderlich sein, um gefährliche Auswirkungen, wie bei

dem Wiesenpfeiler als möglich anzunehmen ist, herbeizuführen, nach den einleuchtenden Ausführungen mehrerer Sachverständiger muß hier mit ihnen gerechnet werden. Bei anderen Verfahren als dem Unterwasserschüttverfahren werden sie zumeist ausgeschaltet oder so schnell in ihrer Auswirkung erkennbar sein, daß dadurch die allgemein übliche Verwendung des Betons als bevorzugtes Baumittel nicht beeinträchtigt wird. Denn das offenbar höchst seltene Vorkommen solcher Erscheinungen gegenüber der übergroßen Zahl in Beton ausgeführter Bauten, die im Wasser stehen, zeigt, daß es sich um Ausnahmen handelt, mit denen im allgemeinen bei den heute üblichen Bauweisen bei Ausführung von Betonbauwerken nicht zu rechnen sein wird. Mit der anzuerkennenden Beachtlichkeit der Möglichkeit chemischer Einwirkung im Zusammenhang mit der Wirkung von Sog als Ursache des Einsturzes schied das Zurückgehen auf die Fehler der Bauausführung als die Ursache oder auch nur einer Mitursache am Einsturz aus. Sonach ist der Beweis gegen alle Angeklagte nicht geführt, daß aus ihrem Tun, soweit es bei der Leitung oder Ausführung des Baues wider die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst verstieß, für andere eine Gefahr entstanden ist (§ 330 StGB.), und daß sie durch Fahrlässigkeit den Tod oder die Körperverletzung der bei dem Einsturz Verunglückten verursacht haben (§§ 222, 223, 230 StGB.).

Die Angekl. L. und H. waren daher von der gegen sie erhobenen Anklage unter Aufhebung des Urteils des ersten Rechtszuges freizusprechen, die Berufung der Staatsanwaltschaft aber gegen den Freispruch der Angekl. R. und F. war zu verwerfen.*

Sicherheit statisch unbestimmter Fachwerke bei Veränderung einzelner Stabquerschnitte.

Beitrag zur wirtschaftlichen Verstärkung statisch unbestimmter Fachwerkträger mit geringsten Eingriffen.¹⁾

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. Fritz Stüssi, Zürich.

1. Gegenstand und Ziel.

Wenn ein statisch bestimmtes Fachwerk verstärkt werden muß, so sind, falls diese Verstärkung nicht durch eine Systemänderung erzielt werden kann, die Querschnitte aller Stäbe, deren Beanspruchung die zulässige übersteigt, grundsätzlich im Verhältnis $d_{\text{zul}} : d_{\text{vorh}}$ zu vergrößern (unmittelbare Verstärkung).

Die Kräfte im Innern eines statisch unbestimmten Tragwerks sind von seinen Formänderungen, also von seinen Querschnitts- und Elastizitätsverhältnissen abhängig. Eine Veränderung der Querschnittsabmessungen verursacht demnach eine Veränderung dieser Kräfte, wobei erfahrungsgemäß einer Materialvermehrung in einem Tragwerkteil eine Vergrößerung der ihn beanspruchenden Kräfte entspricht²⁾. Gleichzeitig nehmen die Kräfte in den nicht verstärkten Tragwerkteilen ab. Daraus folgt die Möglichkeit, in einem statisch unbestimmten Fachwerk durch Verstärkung einzelner Stäbe oder Stabgruppen andere Stäbe oder Stabgruppen so weit entlasten zu können, daß ihre unmittelbare Verstärkung nicht mehr notwendig ist (mittelbare Verstärkung). Diese Möglichkeit weist neben wirtschaftlichen auch technische Vorteile auf: Dadurch, daß eine Reihe von Stäben nicht unmittelbar verstärkt werden muß, wird die Zahl der notwendigen Eingriffe in das bestehende Tragwerk auf ein Mindestmaß beschränkt.

Ein weiterer charakteristischer Unterschied zwischen statisch bestimmten und statisch unbestimmten Fachwerken folgt ebenfalls aus der Abhängigkeit der Stabkräfte von den Formänderungen bei letzteren: Wird die Belastung eines statisch unbestimmten Fachwerks so weit gesteigert, bis die Beanspruchungen in einzelnen Stäben die Proportionalitätsgrenze überschreiten, so wachsen diese Stabkräfte langsamer als die Belastung, während dafür andere Stabkräfte stärker zunehmen müssen. Diese Erscheinung können wir kurz „Spannungsausgleich“³⁾ nennen. Dieser Ausgleich tritt, wie erwähnt, erst dann ein, wenn einzelne Beanspruchungen die Proportionalitätsgrenze überschritten haben. Er verändert also nur die Sicherheit des Tragwerks gegen Erreichen einer oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegenden Beanspruchungsstufe (Streckgrenze oder Bruchgrenze), nicht aber die unter der tatsächlich vorkommenden Belastung (Eigengewicht und Verkehrslast) auftretenden Stabkräfte. Wir werden an einem übersichtlichen Beispiel die Veränderung dieser Sicherheit untersuchen und mit Hilfe eines einfachen Begriffes — Sicherheitsverhältnis — zahlenmäßig mit der entsprechenden Sicherheit statisch bestimmter Tragwerke vergleichen. Dabei soll diese durch den Spannungsausgleich vergrößerte Sicherheit statisch unbestimmter Fachwerke so weit — und nur so weit — praktisch ausgenutzt werden, daß diese Tragwerke die gleiche Sicherheit besitzen, wie sie durch die zulässigen Beanspruchungen, deren Innehaltung durch Bauverordnungen vorgeschrieben ist, bei statisch bestimmten Trägern mittelbar gefordert wird.

¹⁾ Die vorliegende Untersuchung ist eine gekürzte Fassung meiner von der Eidg. Techn. Hochschule in Zürich genehmigten Promotionsarbeit vom Januar 1930 (Referent: Herr Prof. Dr. L. Karner, Korreferent: Herr Prof. Dr. M. Ritter), die aus einer eingehenden praktischen Beschäftigung mit der Verstärkung von Straßenbrücken heraus entstanden ist.

²⁾ Dieser Zusammenhang zwischen Querschnitt und Kraft muß schon von den Erbauern der vielfach statisch unbestimmten Holzbrücken früherer Jahrhunderte gefühlsmäßig erkannt worden sein. Ausdruck dieser Erkenntnis ist die allmähliche Entwicklung von durch fachwerkähnliche Stabzüge versteiften Sprengwerken oder Bogen zu mehr oder weniger reinen Fachwerken mit schließlich fehlender Sprengwerk- oder Bogenkonstruktion.

Im Eisenbetonbau wird diese Erscheinung bei durchlaufenden Balken schon seit Jahren bewußt ausgenutzt: Durch Vergrößerung der Trägheitsmomente über den Stützen wird die Feldmitte wirksam entlastet. (Dr. M. Ritter: Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken. Schweiz. Bauztg. 1910.)

³⁾ Aus diesem Spannungsausgleich ergibt sich eine gegenüber statisch bestimmten Tragwerken vergrößerte „Tragfähigkeit“ der unbestimmten Träger. Vgl. M. Grüning: Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung. Berlin 1926. Julius Springer. — Dr. Maier-Leibnitz: Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und Holz. Bautechn. 1928, Heft 1, S. 11.

Ein Spannungsausgleich kann nur dann eintreten, wenn nicht alle Beanspruchungen eines Tragwerks gleich groß sind. Der Ausgleich wird auch um so größer sein, je größer der Unterschied zwischen den in Frage kommenden Beanspruchungen ist. Bei der Verstärkung eines Trägers besitzen wir die Möglichkeit, mit geringen Mitteln (Vergrößerung des zusätzlichen Querschnittes, grundsätzlich gleiche Nietzahl bei den unmittelbar verstärkten Stäben) diese Bedingung für einen nennenswerten Spannungsausgleich zu erfüllen. Dabei wird, und dies ist praktisch von besonderer Wichtigkeit, die Sicherheit derjenigen Stäbe, die durch die Querschnittveränderungen entlastet werden, vergrößert, so daß die beiden Einflüsse der Verstärkung einzelner Stäbe auf die unverstärkten Stäbe (Entlastung, Vergrößerung der Sicherheit) sich in gleichem Sinne auswirken.

2. Das Grundbeispiel.

Die in Abb. 1 skizzierte Fachwerkconsole mit gekreuzten Diagonalen eignet sich dank ihrer Einfachheit besonders gut zur zahlenmäßigen Darstellung der im vorhergehenden Abschnitt angedeuteten Grundsätze. Wir setzen gelenkig ausgebildete Knotenpunkte und homogenes, für Zug und Druck gleich elastisches Material (Flußstahl) voraus. Das Ausknicken der gedrückten Stäbe und die Nietschwächung der Zugstäbe sollen bei diesen grundsätzlichen Überlegungen nicht berücksichtigt werden.

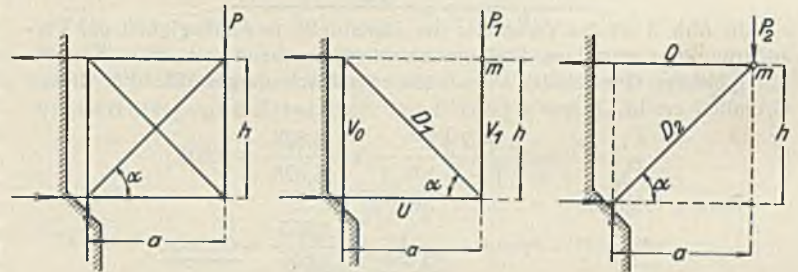


Abb. 1.

Abb. 2a. System 1.

Abb. 2b. System 2.

Jedes der beiden Teilsysteme, in die wir unser einfach statisch unbestimmtes Fachwerk zerlegen können, ist ein statisch bestimmtes Tragwerk (Abb. 2), das je durch einen Teil (Lastanteil P_1 bzw. P_2) der Gesamtlast P belastet wird.

Die Gleichgewichtsbedingungen liefern folgende Stabkräfte der Teilsysteme:

$$\text{System 1:} \quad \begin{cases} V_0 = V_1 = -P_1 \\ D_1 = \frac{P_1}{\sin \alpha} \\ U = -D_1 \cos \alpha = -\frac{P_1}{\tan \alpha} \end{cases} \quad (1)$$

$$\text{System 2:} \quad \begin{cases} D_2 = -\frac{P_2}{\sin \alpha} \\ O = -D_2 \cos \alpha = \frac{P_2}{\tan \alpha} \end{cases} \quad (2)$$

Beide Teilsysteme sind derart voneinander abhängig, daß die lotrechte Durchbiegung des Punktes m bei beiden gleich groß sein muß (Elastizitätsbedingung). Gleichzeitig muß die Gleichgewichtsbedingung

$$(3) \quad \underline{P_1 + P_2 = P}$$

erfüllt sein.

Wir bezeichnen die lotrechte Durchbiegung des Punktes m im Teilsystem 1 mit δ_1 , diejenige im Teilsystem 2 mit δ_2 . Eine virtuelle Arbeitsgleichung liefert uns

$$(4) \quad \delta_1 = s \frac{S_{P_1} S_{P_1=1}}{EF} \cdot s = P_1 s \frac{S_{P_1=1}^2}{EF} \cdot s,$$

wenn wir mit S_{P_1} die Stabkräfte infolge P_1 , mit $S_{P_1=1}$ diejenigen infolge $P_1 = 1$, ferner mit E den Elastizitätsmodul, mit F den Stabquerschnitt und mit s die Stablänge bezeichnen.

Führen wir die in den Gl. 1 berechneten Werte der Stabkräfte infolge

$P_1 = 1$ ein, so erhalten wir mit $h = a \operatorname{tg} \alpha$ und $s_D = \frac{a}{\cos \alpha}$;

$$(5a) \delta_1 = P_1 a \left(\frac{1,0}{\operatorname{tg}^2 \alpha E F_U} + \frac{1,0}{\cos \alpha \sin^2 \alpha E F_{D_1}} + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{E F_{V_0}} + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{E F_{V_1}} \right)$$

Ebenso folgt:

$$(5b) \delta_2 = P_2 a \left(\frac{1,0}{\operatorname{tg}^2 \alpha E F_O} + \frac{1,0}{\cos \alpha \sin^2 \alpha E F_{D_2}} \right)$$

Aus der Gleichsetzung der beiden Durchbiegungen $\delta_1 = \delta_2$ ergibt sich das Verhältnis der Lastanteile $P_1 : P_2$, aus dem sich unter Berücksichtigung der Gleichgewichtsbedingung Gl. 3 ihre Absolutwerte berechnen lassen.

3. Die Veränderung von Stabquerschnitten.

Wir untersuchen den Einfluß der Veränderung von einzelnen Stabquerschnitten auf die Lastanteile und damit auf die Stabkräfte bei Belastungen P , unter denen an keiner Stelle des Tragwerkes die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. Das Elastizitätsmodul E ist also konstant. Setzen wir

$$f = \frac{F_c}{F}, \text{ also z. B. } f_O = \frac{F_c}{F_O}, f_U = \frac{F_c}{F_U} \text{ usw.,}$$

wobei F_c einen beliebigen, konstanten Querschnittswert bedeutet, so folgt aus den Gl. 5a und Gl. 5b aus der Gleichsetzung $E \delta_1 = E \delta_2$:

$$(6) \frac{P_1}{P_2} = \frac{\frac{f_O}{\operatorname{tg}^2 \alpha} + \frac{f_{D_2}}{\cos \alpha \sin^2 \alpha}}{\frac{f_U}{\operatorname{tg}^2 \alpha} + \frac{f_{D_1}}{\cos \alpha \sin^2 \alpha} + f_{V_0} \operatorname{tg} \alpha + f_{V_1} \operatorname{tg} \alpha}$$

Das Verhältnis der Lastanteile ist nur von den Tragwerkabmessungen abhängig. Eine Vergrößerung von Stabquerschnitten des einen Teilsystems verursacht eine Vergrößerung des zugehörigen Lastanteils.

Für eine Konsole mit $h = a$, $\alpha = 45^\circ$ vereinfacht sich Gl. 6 zu

$$(6a) \frac{P_1}{P_2} = \frac{f_O + 2 \sqrt{2} f_{D_2}}{f_U + 2 \sqrt{2} f_{D_1} + f_{V_0} + f_{V_1}}$$

In Abb. 3 ist das Verhältnis der Lastanteile in Abhängigkeit der Veränderung der einzelnen Stabquerschnitte, ausgehend von einer Konsole mit gleichem Querschnitt aller Stäbe, graphisch dargestellt. Für diesen Grundfall ergibt Gl. 6a

$$\frac{P_{10}}{P_{20}} = \frac{1 + 2 \sqrt{2}}{1 + 2 \sqrt{2} + 1 + 1} = \frac{3,828}{5,828} = 0,655.$$

Daraus folgt für $P = 1$ mit Hilfe von Gl. 3:

$$\frac{P_{10}}{P} = P - P_2 = P - \frac{P_1}{0,655} = \frac{0,655}{1,655} = 0,396 P,$$

$$\frac{P_{20}}{P} = 0,604 P.$$

Die beiden Lastanteile, deren Größe nach üblichen Näherungsrechnungen gleich angenommen wird, unterscheiden sich also um rd. 53% voneinander, bezogen auf den kleineren Wert. Die Stabkräfte der Konsole ergeben sich mit den Gl. 1 und Gl. 2 direkt aus den Lastanteilen.

Die in Abb. 3 aufgetragenen Kurven teilen die Ordinate 1, entsprechend $P = 1$, in die beiden Lastanteile P_1 und P_2 . Die vier Kurven entsprechen je der Veränderung eines Stabquerschnittes, wobei für $\operatorname{tg} \alpha = 1$ die Veränderung eines Pfostenquerschnittes sich gleich auswirkt wie die Veränderung des Untergurtes.

Die Vergrößerung des Lastanteiles eines Systems durch die Querschnittsvergrößerung eines zugehörigen Stabes ist bis auf etwa $F = 5 F_c$, also im möglichen Anwendungsbereich, recht deutlich. Eine über $5 F_c$ hinausgehende Verstärkung eines Stabes bewirkt keine wesentlich weitergehende Veränderung der Lastanteile mehr.

Es ist einleuchtend und aus Gl. 6 ohne weiteres ersichtlich, daß durch die gleichzeitige Verstärkung aller Stäbe des gleichen Teilsystems eine bedeutend größere Veränderung der Lastanteile zu erreichen ist, als durch die Verstärkung eines Stabes allein. Eine weitere Diskussion dieser Verhältnisse scheint uns hier jedoch nicht notwendig.

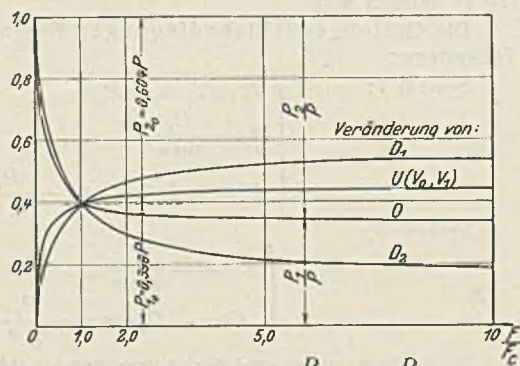


Abb. 3. Lastanteile $\frac{P_1}{P}$ und $\frac{P_2}{P}$ bei Veränderung eines Stabquerschnittes.

4. Begriff der zulässigen Belastung.

Nach den heute üblichen Bemessungsverfahren darf ein Tragwerk so stark belastet werden, daß in einem oder in mehreren Stäben die durch amtliche Vorschriften erlaubte „zulässige Beanspruchung“ gerade erreicht wird.

Wir nennen diese zugehörige Belastung die „zulässige“, den Stab, in dem unter ihr die zulässige Höchstbeanspruchung gerade erreicht wird, den „maßgebenden“. In unserem Beispiel ist bei gleichem Querschnitt aller Stäbe die Diagonale D_2 der maßgebende Stab, seine Beanspruchung bestimmt die zulässige Belastung:

$$(7) P_{zul} = \frac{\sigma_{zul} \cdot P}{\sigma_{vorh}} \text{ infolge von } P = \frac{P \cdot \sigma_{zul} \cdot F_{D_2}}{D_2 \text{ infolge von } P}$$

Die Verstärkung eines Tragwerkes ist gleichbedeutend mit der Vergrößerung seiner zulässigen Belastung. Wir können diese auf zwei Wegen erreichen:

1. Wir vergrößern den Querschnitt F des maßgebenden Stabes. (Unmittelbare Verstärkung.)
2. Wir vermindern die Stabkraft des maßgebenden Stabes infolge der Belastung P durch Verstärkung von Stäben des Gegensystems. (Mittelbare Verstärkung.)

5. Sicherheitsverhältnisse und Vergleichsspannungen.

Ist in einem Stabe die Proportionalitätsgrenze überschritten, so ist der Elastizitätsmodul nicht mehr konstant. Seine Abhängigkeit von der spezifischen Spannung ist im Spannungsdehnungsdiagramm des Materials durch die Beziehung

$$(8) E_m = 1000 \cdot \frac{\sigma}{\epsilon}$$

festgelegt. Dabei ist E_m derjenige Mittelwert des veränderlichen Elastizitätsmoduls E , der der gesamten spezifischen Dehnung ϵ , in % ausgedrückt, entspricht. Dieser Mittelwert E_m ist dann in die Berechnung von Verschiebungsgrößen einzuführen, wenn wir diese mit Hilfe einer virtuellen Arbeitsgleichung, die sich ja auf den Endzustand einer Formänderung bezieht, ermitteln.

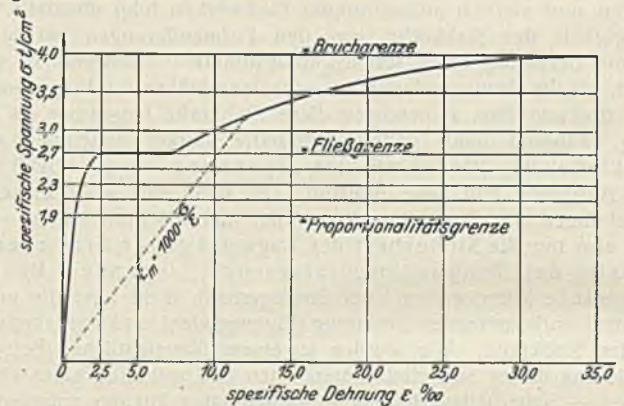


Abb. 4. Spannungsdehnungsdiagramm für Flußstahl nach E. M. P. A.

Wir führen die Untersuchung der Lastanteile bei oberhalb der Proportionalitätsgrenze liegenden Beanspruchungen für einen mittleren Flußstahl mit einer Proportionalitätsgrenze von 1,9 t/cm², einer physikalisch ausgeprägten Streck- oder Fließgrenze von 2,7 t/cm² und einer Bruchgrenze von 4,0 t/cm² durch. Abb. 4 zeigt das gewählte Spannungsdehnungsdiagramm, das wir einer Veröffentlichung der Eidgen. Materialprüfungs-

Tabelle 1.
Spezifische Dehnungen ϵ für Flußstahl (nach E. M. P. A.) und abgeleitete Werte.

σ t/cm ²	ϵ %	$E_m = 1000 \cdot \frac{\sigma}{\epsilon}$	$\frac{2150}{E_m}$	Bemerkungen
1,9	0,884	2150	1,00	Proportionalitätsgrenze
2,0	0,94	2130	1,01	
2,1	1,01	2080	1,03	
2,2	1,09	2015	1,06	
2,3	1,20	1915	1,12	
2,4	1,35	1775	1,21	
2,5	1,55	1600	1,34	
2,6	1,92	1350	1,59	
2,7	2,50	1080	1,99	untere Fließgrenze
2,7	7,2	375	5,74	obere
3,0	10,0	300	7,18	
3,5	17,0	206	10,42	
4,0	35,0	114	18,85	Bruchgrenze

anstalt an der E. T. H. (E. M. P. A.)⁴⁾ entnehmen. Die spezifischen Spannungen beziehen sich auf den ursprünglichen Stabquerschnitt.

In Tabelle 1 sind die zu spezifischen Spannungen oberhalb der Proportionalitätsgrenze gehörenden spezifischen Dehnungen ϵ ‰ zusammengestellt und daraus die Werte E_m und $\frac{2150}{E_m}$ abgeleitet.

Wir ersetzen in den Durchbiegungsformeln Gl. 5 den Elastizitätsmodul E durch $E_m = 1000 \cdot \frac{\sigma}{\epsilon} = 1000 \cdot \frac{S}{F \epsilon}$ und erhalten mit den Stabkräften aus Gl. 1 u. 2:

$$(9a) \delta_1 = \frac{a}{1000} \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \epsilon_U + \frac{1}{\cos \alpha \sin \alpha} \cdot \epsilon_{D_1} + \operatorname{tg} \alpha \epsilon_{V_0} + \operatorname{tg} \alpha \epsilon_{V_1} \right)$$

$$(9b) \delta_2 = \frac{a}{1000} \left(\frac{1}{\operatorname{tg} \alpha} \cdot \epsilon_O + \frac{1}{\cos \alpha \sin \alpha} \cdot \epsilon_{D_2} \right)$$

In unserem Beispiel mit $\operatorname{tg} \alpha = 1$ und $\cos \alpha \sin \alpha = 0,500$ vereinfachen sich diese Gleichungen zu

$$(10a) \delta_1 = \frac{a}{1000} (\epsilon_U + 2 \epsilon_{D_1} + \epsilon_{V_0} + \epsilon_{V_1})$$

$$(10b) \delta_2 = \frac{a}{1000} (\epsilon_O + 2 \epsilon_{D_2})$$

Die Auflösung der Elastizitätsbedingung $\delta_1 = \delta_2$ geschieht am einfachsten graphisch: Tragen wir in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Lastanteile P_1 und P_2 als Ordinaten, die zugehörigen Durchbiegungen δ_1 und δ_2 als Abszissen auf, so erhalten wir für jedes Teilsystem eine Kurve, die wir in Anlehnung an den Begriff des Spannungsdehnungsdiagramms mit Belastungs-Durchbiegungs-Diagramm bezeichnen. Jede Ordinate schneidet die beiden Diagramme der Teilsysteme in Punkten, die gleiche Durchbiegungen aufweisen. Die zugehörigen Belastungen erfüllen die Elastizitätsbedingung.

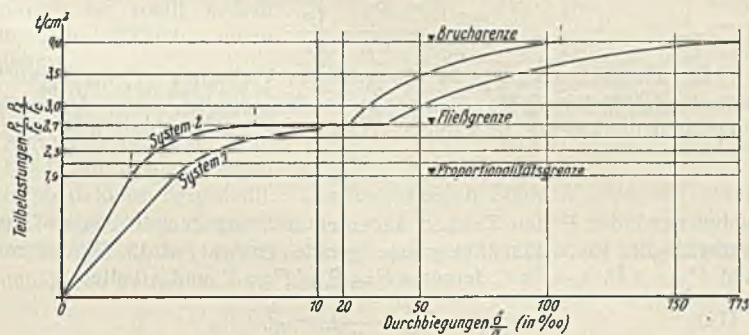


Abb. 5. Belastungs-Durchbiegungs-Diagramme der Teilsysteme.

In Abb. 5 sind die beiden Belastungs-Durchbiegungs-Diagramme für eine Fachwerkkonsole nach Abb. 1 mit $\alpha = 45^\circ$, mit den Stabquerschnitten F_c für Gurtstäbe und Pfosten und $\sqrt{2} F_c$ für die Diagonalen dargestellt. In jedem Teilsystem sind bei den gewählten Querschnitten alle Stäbe gleich beansprucht, folglich auch alle Dehnungen ϵ gleich groß. Die Durchbiegungsgleichungen Gl. 10 vereinfachen sich weiter zu

$$\delta_1 = \frac{a}{1000} \cdot 5 \epsilon_1, \quad \delta_2 = \frac{a}{1000} \cdot 3 \epsilon_2$$

Als Ordinaten sind die durch F_c dividierten Lastanteile P_1 und P_2 aufgetragen, zu denen als Abszissen die spezifischen Dehnungen des Spannungsdehnungsdiagramms, jedoch in verschiedenen Maßstäben (5 bzw. 3) aufgetragen, gehören.

In Abb. 6 sind die Belastungs-Durchbiegungs-Diagramme der Abb. 5 derart ausgewertet, daß auf der Abszisse $P = P_1 + P_2$ die Lastanteile P_1 und P_2 als Ordinaten aufgetragen sind. Abb. 6 stellt demnach den Verlauf der Lastanteile und damit der Stabkräfte bei bis zum Bruch der Stäbe eines Systems wachsender Belastung dar.

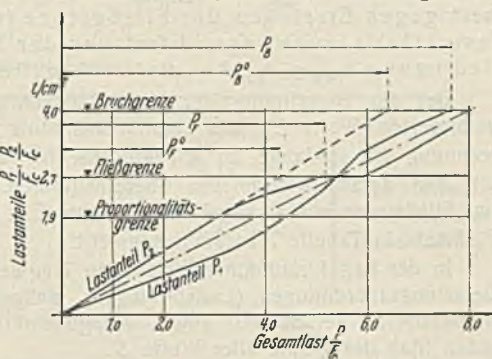


Abb. 6. Verlauf der Lastanteile.

Die den Verlauf der Lastanteile bis zum Bruch eines Stabes charakterisierenden Kurven werden durch diejenigen Belastungen des Tragwerks, die in mindestens einem Stabe die Proportionalitätsgrenze, die Fließgrenze oder die Bruchgrenze erzeugen, in folgende drei Abschnitte gegliedert:

a) $P \leq P_P$

Alle Beanspruchungen liegen unter der Proportionalitätsgrenze; der Elastizitätsmodul E ist konstant. Die Lastanteile und damit die Stabkräfte wachsen linear mit der Belastung.

b) $P_P \leq P \leq P_B$

Sobald die Beanspruchung eines Stabes die Proportionalitätsgrenze überschritten hat, nimmt seine spezifische Dehnung und damit die Durchbiegung des Teilsystems, dem er zugehört, mit gleichmäßig wachsender Belastung überproportional zu. Im Gegensystem wächst in diesem Momente aber die Durchbiegung immer noch proportional zur Belastung. Da beide Systeme durch die Elastizitätsbedingung zu gleicher Durchbiegung gezwungen sind, muß sich das Gegensystem stärker an der Lastaufnahme beteiligen als vorher. Diese größere Lastaufnahme verursacht ein stärkeres Anwachsen seiner größten spezifischen Spannung, die sich damit der größten Beanspruchung des Stabes nähert, der zuerst die Proportionalitätsgrenze überschritten hat, ohne jene größte Beanspruchung jedoch ganz zu erreichen. Das Verhältnis der Lastanteile verändert sich demnach im Sinne eines Spannungsausgleichs.

c) $P_B \leq P \leq P_F$

Nach dem Überschreiten der Fließgrenze in einem Stab verlaufen die Lastanteile, abgesehen von der eigentlichen Fließzone, angenähert linear oder im Sinne eines weiteren Spannungsausgleichs bis zum Bruche eines Stabes.

Die Belastung P_F erzeugt im ersten Stabe die Fließspannung σ_F , während bei linearem Anwachsen der Stabkräfte diese Fließspannung schon durch die Belastung P_F^0 erreicht worden wäre. Besitzt das Tragwerk also für irgendeine Belastung $P < P_P$ bei linearem Verlauf der Stabkräfte (wie bei statisch bestimmten Systemen) eine Sicherheit n_F^0 gegen das Erreichen der Fließgrenze in einem Tragwerkteil, so wächst diese Sicherheit dank dem Spannungsausgleich auf

$$(11) \quad n_F = \frac{P_F}{P_F^0} \cdot n_F^0 = \nu_F n_F^0$$

Wir definieren den Quotienten $\nu_F = P_F : P_F^0$ als Sicherheitsverhältnis gegen Erreichen der Fließgrenze. Da

$$P_F^0 = P_P \cdot \frac{\sigma_F}{\sigma_P} \quad \text{ist, folgt}$$

$$(12a) \quad \nu_F = \frac{P_F}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_F}$$

entsprechend

$$(12b) \quad \nu_B = \frac{P_B}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_B}$$

das Sicherheitsverhältnis gegen Erreichen der Bruchgrenze.

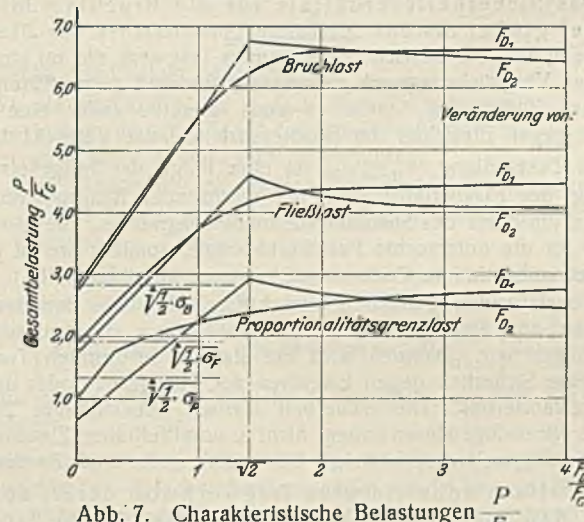


Abb. 7. Charakteristische Belastungen bei Veränderung eines Diagonalenquerschnittes.

In Abb. 7 sind die charakteristischen Belastungen, d. h. diejenigen Belastungen, unter denen in mindestens einem Stabe die Proportionalitätsgrenze, die Fließgrenze oder die Bruchgrenze erreicht werden, für den Grundfall unserer Fachwerkkonsole, alle $F = F_c$, bei Veränderung je eines Diagonalenquerschnittes dargestellt.

⁴⁾ Die Knicksicherheit von an beiden Enden gelenkig gelagerten Stäben aus Konstruktionsstahl. Bericht der Gruppe VI der T. K. V. S. B., erstattet von Dr.-Ing. ehr. Roß und Dr.-Ing. J. Brunner.

Die beiden Kurvengruppen stellen je ein Beispiel für unmittelbare und mittelbare Verstärkung dar. Bei den Unstetigkeitspunkten dieser Belastungskurven wird ein anderer Stab maßgebend.

Tabelle 2 enthält in ihren beiden ersten waagerechten Zeilengruppen die Zahlenwerte der in Abb. 7 dargestellten charakteristischen Belastungen. Daraus wurden die Sicherheitsverhältnisse ν_F und ν_B berechnet und in den unteren beiden Zeilengruppen eingetragen.

Tabelle 2.
Charakteristische Belastungen P ; Sicherheitsverhältnisse.

	P_1 bzw. ν	$F_D=0$	0,1	0,3	1,0	1,414	2,0	$4,0 F_c$	zum Vergleich
F_{D_1} veränderl.	$P_P \cdot \frac{1}{F_c}$	0,99	1,23	1,71	2,23	2,37	2,52	2,76	stat. best. Syst. 2. 1,34
	$P_F \cdot \frac{1}{F_c}$	1,88	2,08	2,47	3,71	4,18	4,36	4,46	1,91
	$P_B \cdot \frac{1}{F_c}$	2,77	3,06	3,63	5,53	6,24	6,58	6,62	2,83
F_{D_2} veränderl.	$P_P \cdot \frac{1}{F_c}$	0,62	0,81	1,14	2,23	2,92	2,71	2,46	stat. best. Syst. 1. 1,34
	$P_F \cdot \frac{1}{F_c}$	1,70	1,90	2,30	3,71	4,60	4,25	4,07	1,91
	$P_B \cdot \frac{1}{F_c}$	2,70	2,98	3,55	5,53	6,76	6,65	6,44	2,83
F_{D_1} veränderl.	$\frac{P_F}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_F}$	1,33	1,18	1,01	1,17	1,25	1,22	1,13	stat. best. Syst. 2. 1,00
	$\frac{P_B}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_B}$	1,33	1,18	1,01	1,18	1,25	1,24	1,14	1,00
F_{D_2} veränderl.	$\frac{P_F}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_F}$	1,98	1,65	1,42	1,17	1,10	1,10	1,16	stat. best. Syst. 1. 1,00
	$\frac{P_B}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_B}$	2,07	1,74	1,48	1,18	1,10	1,16	1,24	1,00

Aus dieser Zusammenstellung gehen zwei für uns wertvolle Ergebnisse hervor:

1. Alle Sicherheitsverhältnisse sind größer als eins. Die untersuchten statisch unbestimmten Tragwerke besitzen eine größere Sicherheit gegen das Eintreten der Fließgrenze oder Bruchgrenze als gleich bemessene statisch bestimmte Tragwerke. Dieses Ergebnis war schon mit der grundsätzlichen Feststellung des Spannungsausgleichs zwischen Proportionalitäts- und Fließgrenze bei statisch unbestimmten Systemen zu erwarten.

2. Das Sicherheitsverhältnis für die Bruchlast ist gleich groß oder größer als das Sicherheitsverhältnis für die Fließlast. Wenn also ein statisch unbestimmtes Tragwerk die für ein statisch bestimmtes Vergleichstragwerk geforderte Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze besitzt, so besitzt es auch dieselbe (oder eine höhere) Sicherheit gegen Erreichen der Bruchgrenze wie das Vergleichstragwerk.

Diese Feststellung, $\nu_B \geq \nu_F$, ist eine Folge der fortgesetzten Verkleinerung des Elastizitätsmoduls bei wachsender Beanspruchung, also eine Folge der Form des Spannungsdehnungsdiagramms. Sie gilt deshalb nicht nur für die untersuchte Fachwerkkonsole, sondern sie ist praktisch auf statisch unbestimmte Fachwerke überhaupt übertragbar.

Die bestehenden amtlichen Vorschriften über die Bemessung von Tragwerken aus Stahl schreiben die Innehaltung von zulässigen Beanspruchungen vor. Dadurch wird bei statisch bestimmten Tragwerken eine gewisse Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze oder der Bruchgrenze gewährleistet. Die Sicherheit statisch unbestimmter Tragwerke steht, wie wir nachgewiesen haben, nicht in unmittelbarem Zusammenhang mit der zulässigen Beanspruchung. Wir stellen deshalb die Forderung auf:

Ein statisch unbestimmtes Tragwerk soll derart bemessen werden, daß es in jedem Tragwerkteil die gleiche Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze besitzt, wie ein statisch bestimmtes Vergleichstragwerk, das auf die vorgeschriebene zulässige Beanspruchung bemessen ist.

In Form einer Gleichung angeschrieben, lautet dieser Satz:

$$(13) \quad \max P_{\text{vorh}} \leq \nu_F P_{\text{zul}}$$

Dabei ist P_{zul} durch Gl. 7 definiert.

Da das Sicherheitsverhältnis ν_B für die Bruchlast mindestens gleich groß ist wie das Sicherheitsverhältnis ν_F für die Fließlast, ist durch Gl. 13 auch stets die durch die Festsetzung einer zulässigen Beanspruchung bei statisch bestimmten Tragwerken mittelbar geforderte Sicherheit gegen Erreichen der Bruchgrenze gewährleistet. Damit erfüllt Gl. 13 beide Forderungen, die wir bei der Bemessung von Tragwerken stellen: Sicherheit gegen das Eintreten großer bleibender Formänderungen und Sicherheit gegen die Zerstörung einzelner Tragwerkteile.

Die durch Gl. 13 definierte Belastung $\max P_{\text{vorh}}$ ist mit der von Prof. Grüning als „tragbar“ bezeichneten Belastung nicht identisch. Prof. Grüning hat in seiner Untersuchung⁵⁾, die eine wiederholte Belastung beliebiger Größe sowie den Einfluß von Temperaturänderungen und von Stützenverschiebungen behandelt, diejenige Belastung gesucht, die ein statisch unbestimmtes Tragwerk beliebig oft zu ertragen vermag, ohne zerstört zu werden. Die bei diesen wiederholten Überschreitungen der Proportionalitätsgrenze oder auch der Streckgrenze auftretenden bleibenden Formänderungen müssen neben der Tragfähigkeit getrennt untersucht werden.

Wir haben dagegen diejenige Belastung gesucht, unter der ein statisch unbestimmtes Tragwerk noch eine gewisse, durch den Quotienten aus Fließspannung zu zulässiger Beanspruchung bzw. aus Bruchspannung zu zulässiger Beanspruchung festgelegte Sicherheit sowohl gegen das Erreichen der Fließgrenze wie auch gegen das Erreichen der Bruchgrenze besitzt. Die von uns untersuchte Belastung, unter der die Beanspruchungen die Proportionalitätsgrenze und die Fließgrenze (nur einmal) überschreiten, soll in Wirklichkeit in einem richtig bemessenen Tragwerk nicht auftreten. Sie muß jedoch gedacht werden, weil sie uns Aufschluß über die im Tragwerk vorhandene Sicherheit gibt.

Wir haben in Gl. 12a das Sicherheitsverhältnis ν_F definiert zu

$$\nu_F = \frac{P_F}{P_P} \cdot \frac{\sigma_P}{\sigma_F}$$

Die Fließbelastung P_F ist ein gewisses Vielfaches nP der wirklich auftretenden Belastung P . Ferner ist für Belastungen, unter denen die Proportionalitätsgrenze in keinem Tragwerkteil überschritten wird, stets

$$\frac{\sigma}{P} = \frac{\sigma_P}{P_P}$$

wobei der Index P den Zustand andeuten soll, bei dem in einem Tragwerkteil die Proportionalitätsgrenze gerade erreicht wird. Wir setzen nun $P_F = nP$, $\sigma_F = n\sigma'$, ferner $\sigma F = S$, $\sigma' F = S'$ und erhalten

$$(14) \quad \nu_F = \frac{nP}{P} \cdot \frac{S}{nS'} = \frac{S}{S'}$$

Dabei bedeutet S die im maßgebenden Stab unter der wirklichen Belastung vorhandene Stabkraft, während die „Vergleichstabkraft S' “ der n -te Teil der unter der n -fachen wirklichen Belastung im maßgebenden Stabe auftretenden Belastung ist.

Statt nun die zulässige Belastung durch Multiplikation mit ν_F zu vergrößern bzw. die zulässige Beanspruchung auf $\nu_F \sigma_{\text{zul}}$ zu erhöhen, vergleichen wir die „Vergleichspannung $\sigma' = \frac{S'}{F}$ “ des maßgebenden Stabes mit seiner unveränderten zulässigen Beanspruchung. Gleichzeitig dürfen auch die Vergleichspannungen σ' aller anderen Stäbe ihre zulässigen Beanspruchungen nicht überschreiten.

Die Bedingung $\sigma' \leq \sigma_{\text{zul}}$ gewährleistet die gleiche Sicherheit gegen Erreichen der Fließgrenze (und damit, wie früher festgestellt, auch gegen Erreichen der Bruchgrenze), wie die Bedingung $\sigma_{\text{vorh}} \leq \sigma_{\text{zul}}$ bei statisch bestimmten Tragwerken.

Bei der Berechnung der Vergleichstabkräfte S' sind zunächst die veränderten Werte E_m des Elastizitätsmoduls E zu schätzen. Die Berechnung ist so lange zu wiederholen, bis die geschätzten Werte E_m mit den daraus berechneten übereinstimmen. Die zur Beanspruchung im Fließzustande $n\sigma'$ zugehörigen Werte E_m sind für einen mittleren Flußstahl in Tabelle 1 zusammengestellt.

In der Regel sind für verschiedene Tragwerkteile auch verschiedene Belastungsanordnungen (Laststellungen) maßgebend, für die auch die Stabkräfte S' verschieden sind. Maßgebend ist selbstverständlich für jeden Stab der größte aller Werte S' .

Wir haben hier noch kurz auf den Einfluß der Knickgefahr gedrückter Stäbe hinzuweisen:

Der maßgebende Stab eines Tragwerks wird immer ein Zugstab sein. Wird nun die Belastung so weit vergrößert, bis dieser die Fließgrenze erreicht (Fließbelastung), so hat in der überwiegenden Mehrzahl der Fälle keine Stabkraft $n \cdot S'$ eines gedrückten Stabes seine Knickkraft erreicht.

⁵⁾ M. Grüning, a. a. O.

Das Knickproblem beeinflusst also unsere Untersuchung nicht. (Die Vergleichsspannung σ' muß bei gedrückten Stäben unter der zulässigen Knickspannung liegen, wie bei gezogenen Stäben unter der zulässigen Zugspannung.)

Liegt dagegen $n \cdot S'$ eines Druckstabes über seiner Knickkraft, was nur bei ungewöhnlich bemessenen Tragwerken vorkommen kann, so ist statt der Fließbelastung diejenige zu untersuchen, die den maßgebenden Druckstab gerade zum Ausknicken bringt. Die Stabverkürzung infolge des Knickfeldes hat eine Verkleinerung seiner Stabkraft zur Folge, wie das Fließen bei einem maßgebenden Zugstab. Meist wird es jedoch auch in diesen Fällen möglich sein, durch geeignete Anordnung der Verstärkung die Knickkraft derartiger Druckstäbe bis über $n \cdot S'$ zu vergrößern.

6. Anwendungsbeispiel: Der Parallelträger mit doppeltem Strebenzug.

a) Die Berechnung der Stabkräfte:

Der Fachwerkträger mit doppeltem Strebenzug und Pfosten in jedem Knotenpunkte nimmt dank der Häufigkeit seiner Anwendung vor ungefähr einem Menschenalter unter den Brückentragwerken, deren Verstärkungswürdigkeit heute zu untersuchen ist, wohl die wichtigste Stelle ein. Abb. 8 zeigt einen einfachen Balkenträger mit parallelen Gurtungen dieser Bauart, dessen Berechnung kurz angedeutet werden soll.

Durch Entfernen je einer Diagonale in jedem der n Felder des Trägers entsteht ein Fachwerk mit statisch bestimmter Gliederung. Der einfache Balkenträger mit doppeltem Strebenzug (Abbildung. 8) ist somit n -fach innerlich statisch unbestimmt.

In Abb. 9 ist das Feld m des statisch bestimmten Grundsystems (stat. best. G.-S.) mit seinen beiden Nachbarfeldern dargestellt. Die überzähligen Stäbe X sind mit unterbrochenem Strich eingezeichnet.

Infolge $X_m = 1$ entstehen nur Stabkräfte in den stark ausgezogenen Stäben des Feldes m . Sie betragen:

$$(15) \quad \begin{cases} D_m = X_m = 1, \\ O_m = U_m = -X_m \cos \alpha = -1 \cdot \cos \alpha, \\ V_{m-1} = V_m = -X_m \sin \alpha = -1 \cdot \sin \alpha. \end{cases}$$

Wir führen die EF_c -fachen Verschiebungen δ der Angriffspunkte von X_m in Richtung des Stabes X_m infolge der Formänderungsursachen ein. Dabei denken wir uns den Stab X_m an einer Stelle aufgeschnitten, so daß die beiden Angriffspunkte von X_m im unverformten Grundsystem unendlich nahe beieinander liegen.

Die EF_c -fachen Verschiebungen δ betragen:

$$(16) \quad \begin{cases} \text{infolge } X_m = 1: & \delta_{m,m} = \sum S_{x_m}^2 \frac{F_c s}{F} = \sum S_{x_m}^2 s', \\ \text{" } X_{m-1} = 1: & \delta_{m,m-1} = \sum S_{x_m} S_{x_{m-1}} s', \\ \text{" } X_{m+1} = 1: & \delta_{m,m+1} = \sum S_{x_m} S_{x_{m+1}} s', \\ \text{" } \text{äußerer Lasten:} & \delta_{m,0} = \sum S_{x_m} S_0 s'. \end{cases}$$

Dabei bedeuten:

$$\left. \begin{array}{l} S_{x_m} : \text{ die Stabkräfte infolge } X_m = 1, \\ S_{x_{m-1}} : \text{ " " " } X_{m-1} = 1, \\ S_{x_{m+1}} : \text{ " " " } X_{m+1} = 1, \\ S_0 : \text{ " " " der äußeren Lasten,} \\ s' : \text{ " reduzierte Stablänge } s \frac{F_c}{F} \end{array} \right\} \text{ im statisch bestimmten Grundsystem.}$$

Da X_m nur in den Stäben des Feldes m Stabkräfte verursacht, erstrecken sich die Summen \sum der Gl. 16 nur über Stäbe des Feldes m ; insbesondere sind die Verschiebungsgrößen $\delta_{m,m-1}$ und $\delta_{m,m+1}$ nur von den Pfosten V_{m-1} bzw. V_m abhängig. Deshalb ist das System der Elastizitätsbedingungen dreigliedrig. Für das Feld m lautet die Elastizitätsgleichung:

$$(17) \quad \underline{\underline{\delta_{m,m-1} X_{m-1} + \delta_{m,m} X_m + \delta_{m,m+1} X_{m+1} + \delta_{m,0} = 0.}}$$

Die Auflösung dieses dreigliedrigen Gleichungssystems bietet keine Besonderheiten. Sie geschieht am einfachsten mit Hilfe des Gaußschen Eliminationsverfahrens. Sie liefert die überzähligen Größen X in Form von Einflußlinien oder für bestimmte Laststellungen, woraus sich die Stabkräfte ergeben aus der Superposition

$$(18) \quad \underline{\underline{S = S_0 + \sum X S_x}}$$

Dabei enthalten die Summen \sum der Produkte $X S_x$ bei den Gurtstäben und den Diagonalen nur je ein Glied, bei den Pfosten zwei Glieder. Unter „c) Beispiel“ sind die Einflußlinien eines derartigen Trägers nach Abb. 8 vor und nach seiner Verstärkung dargestellt.

Für die Berechnung der Vergleichstabkräfte S' (Fließzustand) sind die veränderten Verschiebungsgrößen entsprechend Gl. 16 zu berechnen zu

$$(16a) \quad \underline{\underline{\delta_{m,k} = \sum S_{X_m} S_k s' \frac{E}{E_m}}}$$

Die Werte $\frac{E}{E_m}$ können für einen mittleren Flußstahl der Tabelle 1 entnommen werden.

b) Der Einfluß von Querschnittsveränderungen auf die Stabkräfte.

Im belasteten Tragwerk der Abb. 8 soll der Querschnitt irgend eines Gurtstabes oder einer Diagonale derart vergrößert werden, daß der Schwerpunkt des Stabes erhalten bleibt. Durch diese Querschnittsvergrößerung wird, wenn wir zunächst gleichbleibende Stabkraft voraussetzen, die Beanspruchung σ des Stabes und damit seine elastische Längenänderung verkleinert. In einem statisch bestimmten System könnte diese Veränderung der Dehnungsverhältnisse des Stabes ungehindert vor sich gehen; im Fachwerk mit statisch unbestimmter Gliederung muß sie die Stabkräfte beeinflussen.

Wir suchen die Veränderung der überzähligen Größen X infolge der Querschnittsveränderung. Die Zusatzgröße zu X bezeichnen wir mit Y .

Durch Lösen des Anschlusses des überzähligen Stabes X_m erhalten wir ein $n-1$ -fach statisch unbestimmtes Grundsystem, in dem die durch die Querschnittsveränderung eines Gurtstabes oder einer Diagonale des Feldes m verursachte Veränderung seiner elastischen Dehnung ungehindert vor sich gehen kann. Sie bewirkt jedoch eine gegenseitige Verschiebung der Angriffspunkte von Y von der Größe

$$(19) \quad \underline{\underline{d_{y,0} = S s \left(\frac{1}{E^s F^s} - \frac{1}{E_0^s F_0^s} \right) S_y}}$$

die durch die Verschiebung $Y d_{y,y}$, wobei

$$(20) \quad \underline{\underline{d_{y,y} = \sum S_y \bar{S}_y \frac{s}{E^s F^s}}}$$

wieder aufgehoben werden muß.

Die Elastizitätsbedingung $Y d_{y,y} + d_{y,0} = 0$ erlaubt die Bestimmung der Zusatzkraft Y zu

$$(21) \quad \underline{\underline{Y = - \frac{d_{y,0}}{d_{y,y}}}}$$

In diesen Ausdrücken bedeuten:

S : die Stabkräfte im n -fach statisch unbestimmten Tragwerk infolge der gegebenen äußeren Belastung, berechnet z. B. nach dem unter a) angedeuteten Verfahren,

S_y : die Stabkräfte im statisch bestimmten Grundsystem infolge $Y=1$; sie sind identisch mit den in Gl. 15 bestimmten Stabkräften S_x ,

\bar{S}_y : die Stabkräfte im $(n-1)$ -fach statisch unbestimmten Grundsystem infolge $Y=1$,

E_0, F_0 : $\left\{ \begin{array}{l} \text{Elastizitätsmodul und Stabquerschnitt} \\ \text{E, F:} \end{array} \right\}$ der Verstärkung.

Der obenstehende Index s bezeichnet den Stab, zu dem die Werte E und F gehören.

Für die Gurtstäbe und Diagonalen sind die Werte S_y und \bar{S}_y identisch; dagegen wird im $(n-1)$ -fach unbestimmten System die lotrechte Komponente von $Y=1$ nicht nur vom Pfosten allein aufgenommen, sondern teilweise auch durch die Stäbe der Nachbarfelder. In Abb. 10 sind die Werte μ , definiert durch

$$(22) \quad \underline{\underline{\bar{V}_y = \mu V_y}}$$

für verschiedene Querschnittsverhältnisse dargestellt unter der Voraussetzung, daß alle Zwischenpfosten den gleichen Stabquerschnitt aufweisen. Dabei wurde der verschwindend kleine Einfluß der Felder $m-2, m-3$ usw. und $m+2, m+3$ usw. vernachlässigt.

Die Querschnittsbezeichnungen der Abb. 10 bedeuten:

- F_V : Querschnitt der Pfosten V_{m-1} und V_{m-2} , (V_m und V_{m+1}),
- F_G : mittlerer Querschnitt der Gurtstäbe des Feldes $m-1$, ($m+1$),
- F_D : mittlerer Querschnitt der Diagonalen des Feldes $m-1$, ($m+1$).

Der Grenzfall $F_V=0$ (Pfosten nicht vorhanden) ist in diesem Zusammenhang bedeutungslos.

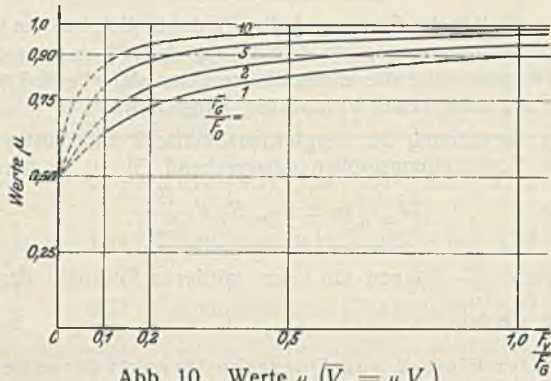


Abb. 10. Werte μ ($\bar{V}_y = \mu V_y$) für verschiedene Verhältnisse $\frac{F_G}{F_D}$.

Wir setzen die Werte der Stabkräfte S_y und S_x in die Gl. 19 u. 20 ein und erhalten aus Gl. 21 einen Ausdruck für die Zusatzgröße Y_m infolge der Verstärkung von Gurt- und Diagonalenquerschnitten des Feldes m :

$$(23) Y_m = \frac{a \cos \alpha \Sigma G \left(\frac{1}{E_0^G F_0^G} - \frac{1}{E^G F^G} \right) - \frac{a}{\cos \alpha} \cdot \Sigma D \left(\frac{1}{E_0^D F_0^D} - \frac{1}{E^D F^D} \right)}{a \cos^2 \alpha \Sigma \frac{1}{E^G F^G} + \frac{a}{\cos \alpha} \cdot \Sigma \frac{1}{E^D F^D} + h \sin^2 \alpha \Sigma \frac{\mu}{E^V F^V}}$$

Für einen Träger mit quadratischen Feldern, $h = a$, $\alpha = 45^\circ$, vereinfacht sich Gl. 23 zu

$$(23a) Y_m = \frac{\frac{1}{\sqrt{2}} \cdot \Sigma G \left(\frac{1}{E_0^G F_0^G} - \frac{1}{E^G F^G} \right) - \sqrt{2} \cdot \Sigma D \left(\frac{1}{E_0^D F_0^D} - \frac{1}{E^D F^D} \right)}{\frac{1}{2} \cdot \Sigma \frac{1}{E^G F^G} + \sqrt{2} \cdot \Sigma \frac{1}{E^D F^D} + \frac{1}{2} \cdot \Sigma \frac{\mu}{E^V F^V}}$$

In diesen Gl. 23 umfassen die Glieder G (Gurtstab) den Ober- und den Untergurtstab des Feldes m , die Glieder D die Druck- oder Zugdiagonale, die Glieder V die das Feld m begrenzenden beiden Pfosten.

Im Zähler der Gl. 23 kommen nur die verstärkten Stäbe vor, bzw. bei der Untersuchung des Fließzustandes auch diejenigen, deren Beanspruchungen die Proportionalitätsgrenze überschreiten, während sich der Nenner über alle Stäbe des Feldes m erstreckt.

Die Gl. 23 zeigen uns folgende wichtige Erscheinungen:

Die Verstärkung des Druckgurtes und der Zugdiagonale erzeugt positive Zusatzkräfte Y (zusätzlicher Zug in den

Diagonalen, zusätzlicher Druck in den Gurtungen); die Verstärkung des Zuggurtes und der Druckdiagonale erzeugt negative Zusatzkräfte Y (zusätzlicher Druck in den Diagonalen, zusätzlicher Zug in den Gurtungen).

Durch die gleichzeitige Verstärkung von zusammengehörigen Stäben (Druckgurt und Zugdiagonale einerseits, Zuggurt und Druckdiagonale andererseits) werden die Stabkräfte der verstärkten Stäbe vergrößert, dagegen gleichzeitig die entgegengesetzten Stäbe entlastet. Durch die unmittelbare Verstärkung der einen Stabgruppe wird die entgegengesetzte Stabgruppe mittelbar verstärkt.

Wenn bei einer Vergrößerung der Belastung einzelne Stäbe die Proportionalitätsgrenze überschreiten, so verkleinert sich ihr Elastizitätsmodul. Überschreiten nun Stäbe der unverstärkten Stabgruppe die Proportionalitätsgrenze früher als Stäbe der verstärkten Gruppe, so wird die Kräfteverschiebung im gleichen Sinne beeinflusst wie durch die Querschnittsvergrößerung.

Gleichzeitig mit der Entlastung der unverstärkten Stäbe tritt also auch eine Vergrößerung des Sicherheitsverhältnisses ν ein.

Wir fassen diese Erkenntnisse zusammen in der folgenden Hauptregel für die Verstärkung von Fachwerken nach Abb. 8:

Sind in einem Felde eines nach Abb. 8 gebauten Fachwerkes die zulässigen Beanspruchungen in beiden Gurtungen und in beiden Diagonalen überschritten, so sind entweder der Druckgurt und die Zugdiagonale oder der Zuggurt und die Druckdiagonale zu verstärken. Die Querschnitte der verstärkten Stäbe sind dabei so stark zu vergrößern, daß ihre Beanspruchungen kleiner sind als diejenigen der unverstärkten Stäbe. Maßgebend für die Wahl der zu verstärkenden Stabgruppe ist derjenige der beiden Gurtstäbe, der die größere Spannungsüberschreitung aufweist.

Ausnahmen von dieser Regel können am Platze sein, wenn entweder nicht alle Stäbe des Feldes überbeansprucht sind, oder wenn beide Gurtstäbe derart große Spannungsüberschreitungen aufweisen, daß keiner von beiden mittelbar verstärkt werden kann.

Die durch die Gl. 23 bestimmte Zusatzkraft Y ist bei konstantem Elastizitätsmodul nur von der ursprünglichen Stabkraft im verstärkten Stab des n -fach statisch unbestimmten Tragwerks und von den Tragwerkabmessungen abhängig. Falls je ein Gurtstab und je eine Diagonale des Feldes m verstärkt werden, kann die Gl. 23 auch angeschrieben werden in der Form

$$(24) Y_m = -\alpha G_m + \beta D_m$$

Wir haben diese Vorzahlen α und β für verschiedene Querschnittsverhältnisse eines Trägers mit quadratischen Feldern ($\alpha = 45^\circ$) und normal ausgebildeten Pfosten, $F_v = \frac{1}{3}(F_G + F_D)$, $\mu = 0,90$, berechnet und in Abb. 11a u. 11b aufgetragen.

α) Es wird ein einzelner Stab des Feldes m verstärkt:

Die Vorzahlen α und β der Abb. 11a sind mit einem Index versehen, der angibt, was für ein Stab (Gurtstab oder Diagonale) verstärkt ist. Die Zusatzkräfte Y lassen sich mit Hilfe dieser Kurventabelle für verschiedene

Werte $\frac{F_G}{F_D}$ sehr einfach berechnen.

Wird ein Gurtstab verstärkt, so beträgt

$$(24a) Y_m = -\alpha_G G_m$$

Wird eine Diagonale verstärkt, so beträgt:

$$(24b) Y_m = -\beta_D D_m$$

β) Es werden gleichzeitig ein Gurtstab und eine Diagonale des Feldes m verstärkt:

Die Vorzahlen α und β der Abb. 11b sind mit Doppelindex ($D + G$) bzw. ($G + D$) versehen, wodurch die gleichzeitige Verstärkung je eines Gurtstabes und einer Diagonale angedeutet werden soll. Bei der Berechnung der Vorzahlen wurde angenommen, daß beide Stäbe je um den gleichen Prozentsatz ihres ursprünglichen Querschnittes verstärkt werden; die Kurven sind jedoch auch dann mit guter Genauigkeit verwendbar, wenn diese Voraussetzung nicht genau erfüllt ist. Die Zusatzkraft Y beträgt:

$$(24c) Y_m = -\alpha_{(G+D)} G_m + \beta_{(D+G)} D_m$$

Gl. 23 zeigt, daß bei sehr schwachem Querschnitt der Diagonalen die Entlastung eines Gurtstabes durch die Verstärkung seines Gegenstabes nicht sehr bedeutend ist, so daß in solchen Fällen unter Umständen

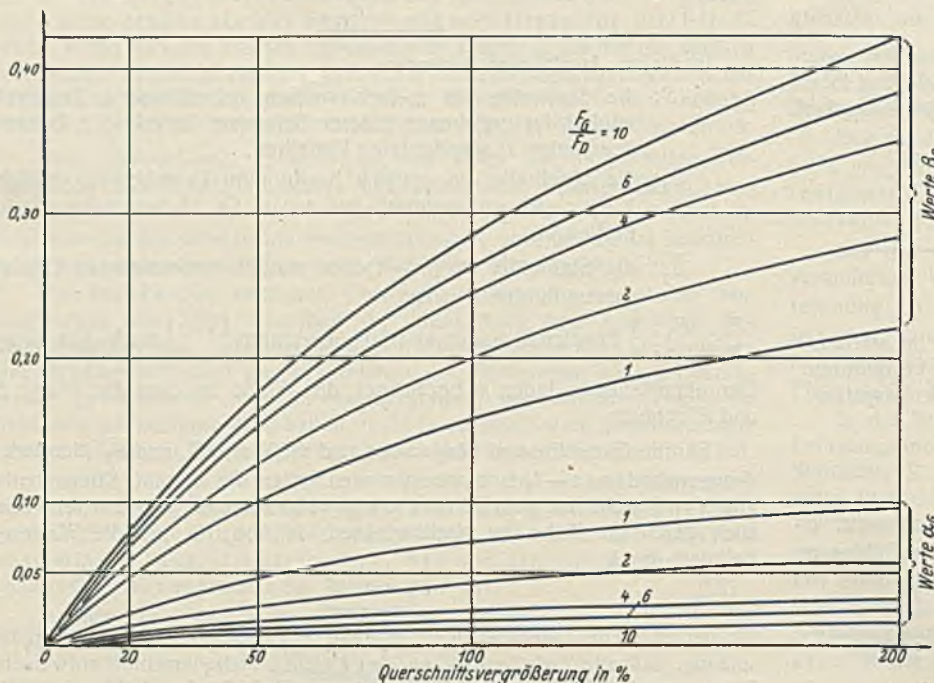


Abb. 11a. Werte α_G und β_D .

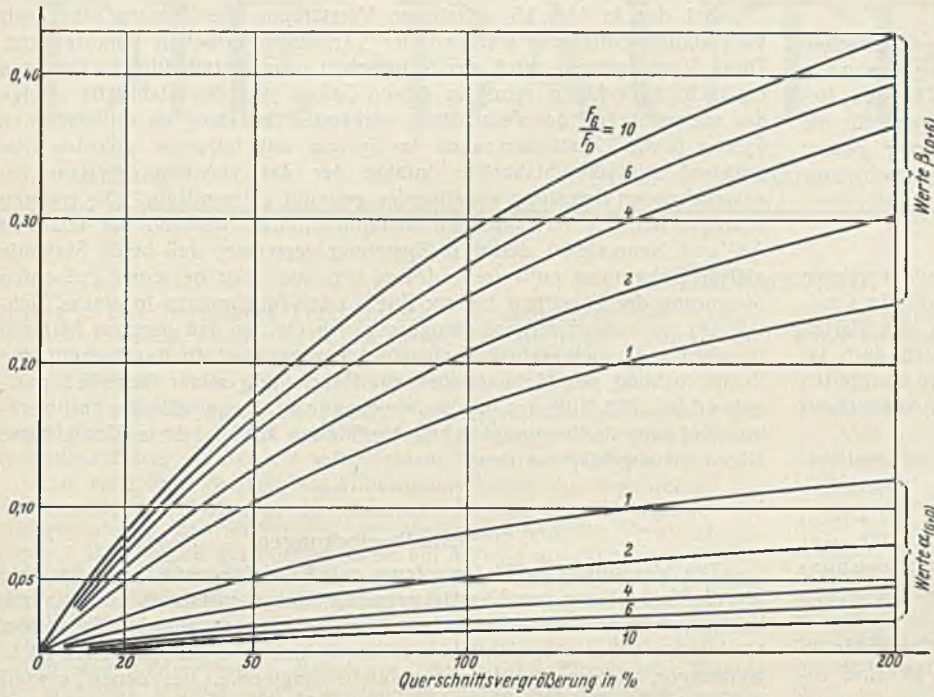


Abb. 11b. Werte $\alpha_{(G+D)}$ und $\beta_{(D+G)}$.



Abb. 12. Hauptträgernetz.



Abb. 13. Stabquerschnitte.

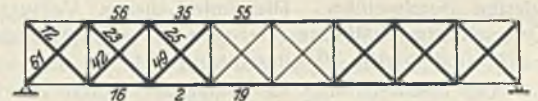


Abb. 14. Überbeanspruchungen in % bei vergrößerter Verkehrslast.

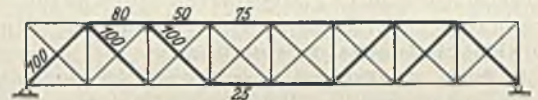


Abb. 15. Verstärkter Träger, Querschnittsvergrößerungen in %.

beide Gurtstäbe unmittelbar verstärkt werden müssen. Gl. 24 in Verbindung mit den Abb. 11 erlauben eine rasche Entscheidung darüber, ob die mittelbare Verstärkung eines Gurtstabes möglich bzw. wirtschaftlich ist oder nicht. Die mittelbare Verstärkung einer Diagonale durch unmittelbare Verstärkung ihres Gegenstabes ist in weitesten Grenzen möglich. Im übrigen geben die Verhältnisse des nachfolgenden Anwendungsbeispiels ein anschauliches Bild über die Möglichkeiten der mittelbaren Verstärkung.

Wir haben bis jetzt nur die Verstärkung von Stäben eines Feldes und ihren Einfluß auf die Stabkräfte dieses verstärkten Feldes untersucht. Die Fortpflanzung dieses Einflusses auf die Stäbe der Nachbarfelder ist mit Hilfe der Werte μ (Abb. 10) leicht darzustellen:

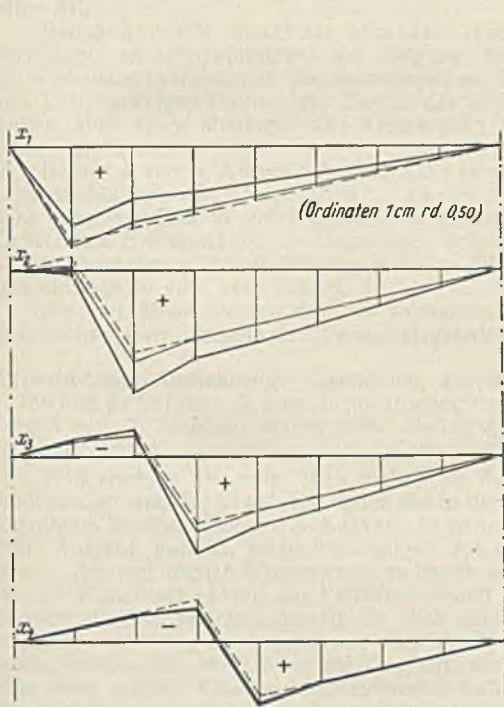
Von der lotrechten Komponente $-Y_m \sin \alpha$ der Zusatzkraft Y_m wird der Anteil $-\mu Y_m \sin \alpha$ durch den Pfosten V_{m-1} bzw. V_m aufgenommen, während der Anteil $-(1-\mu)Y_m \sin \alpha$ die übrigen Stäbe des Feldes $m-1$

bzw. $m+1$ beansprucht. Dadurch entsteht in den Diagonalen des Feldes $m-1$ ($m+1$) die Zusatzkraft

$$(25) \quad \underline{Y_{m-1}} = -(1-\mu) Y_m \sin \alpha \cdot \frac{1}{\sin \alpha} = \underline{-(1-\mu) Y_m}$$

Da der Wert $(1-\mu)$ im Mittel etwa 0,10 beträgt, nimmt der Einfluß einer Zusatzkraft Y auf die Nachbarfelder sehr rasch ab. Es wird also in der Regel genügen, den Einfluß der für irgendeine Belastungsanordnung mit der Gl. 24 geschätzten Zusatzkraft Y_m nur auf die beiden unmittelbar benachbarten Felder zu berücksichtigen.

Die Verstärkung eines Pfostens bewirkt an sich keine ausgeprägte Kräfteverschiebung; dagegen ist die mögliche Beeinflussung der Stabkräfte durch Veränderung von Gurt- und Diagonalenquerschnitten in Trägern mit kräftigen Pfosten größer als in Trägern mit schwachen Pfosten.



— unverstärkter Träger
— verstärkter Träger
- - - Näherungsrechnung

Abb. 16a. Einflußlinien der Zugdiagonalen.

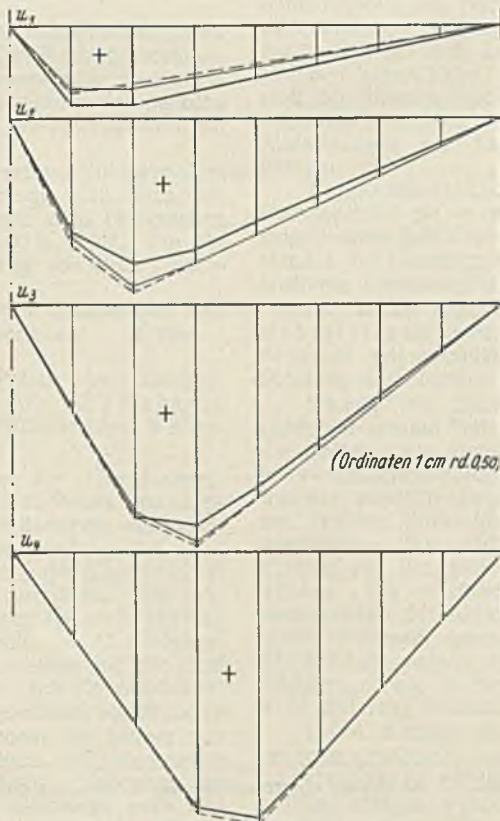


Abb. 16b. Einflußlinien der Untergurtstabkräfte.

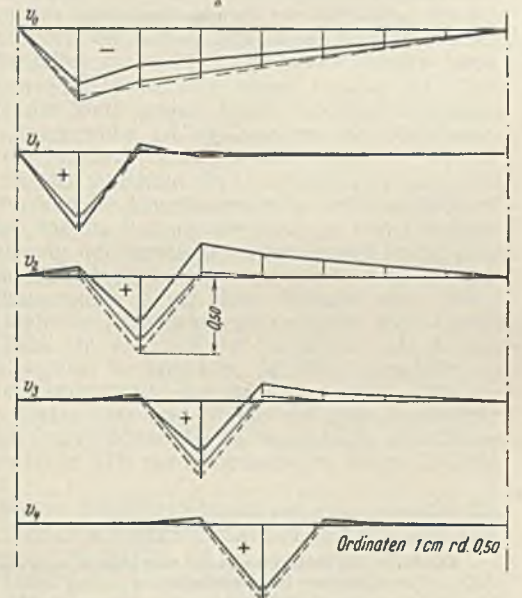


Abb. 16c. Einflußlinien der Pfostenkräfte.

c) Beispiel.

Der in Abb. 12 skizzierte einfache Balkenträger mit quadratischen Feldern ($h = a$) sei ursprünglich für eine ständige Belastung von g t/m und für eine Verkehrslast von $p = 2g$ t/m bei einer zulässigen Beanspruchung für alle Druckstäbe von k t/cm² und von $1,3k$ t/cm² für die Zugstäbe, einschließlich der Berücksichtigung der Nietschwächung, gebaut worden. Die Bemessung sei nach der üblichen Näherungsrechnung

$$(26) \quad X_m = \frac{1}{2 \sin \alpha} \cdot Q_m$$

durchgeführt worden, wobei die Zugstäbe gleich stark ausgebildet worden sind wie die ihnen entsprechenden Druckstäbe. Ferner sind die Gurtquerschnitte des zweiten Feldes auch im ersten, diejenigen des vierten auch im dritten Felde und die Strebenquerschnitte des dritten auch im vierten durchgeführt. Die unter diesen Voraussetzungen ermittelten Querschnittsverhältnisse, bezogen auf den kleinsten Strebenquerschnitt $= F_c$, sind in Abb. 13 eingetragen.

Die Nachrechnung der Stabkräfte durch das genaue Berechnungsverfahren ergibt für das auf Grund der Näherungsrechnung bemessene Tragwerk eine größte Spannungsüberschreitung von 5% in der Druckdiagonale des ersten Feldes. Für je gleiche Querschnitte der Gurtstäbe und der Diagonalen eines Feldes ist die Näherungsrechnung bei nicht zu schwachen Pfostenquerschnitten praktisch durchaus brauchbar.

Durch eine Erhöhung der Verkehrslast um 80% ihrer früheren Größe wird die Verstärkung des Tragwerkes notwendig. In Abb. 14 sind zunächst die Überschreitungen der zulässigen Beanspruchung in % nach der genauen Berechnung infolge der vergrößerten Belastung eingetragen. Die überbeanspruchten Stäbe sind stark ausgezogen.

Abb. 15 zeigt den verstärkten Träger, wobei die Querschnittsvergrößerungen der stark ausgezogenen verstärkten Stäbe ebenfalls in % angegeben sind. Die zulässigen Beanspruchungen σ_{zul} werden durch die Vergleichspannungen σ' in keinem Stabe überschritten.

In den vorstehenden Abb. 16a, b u. c sind die genauen Einflußlinien des unverstärkten und des verstärkten Trägers den nach der Näherungsrechnung Gl. 26 ermittelten Einflußlinien gegenübergestellt. Die Näherungsrechnung stimmt bei starren Pfosten und bei je gleichen Gurt- und Diagonalenquerschnitten eines Feldes mit der genauen Berechnung überein.

Bei der in Abb. 15 skizzierten Verstärkung des Trägers haben wir vollständige Entlastung während der Verstärkungsarbeiten vorausgesetzt. Diese Voraussetzung wird aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen oft nicht zu erfüllen sein. In diesen Fällen sind die Stabkräfte infolge der auch während der Verstärkung wirkenden Belastung im unverstärkten System (unter Umständen auch im System mit teilweise gelösten Diagonalen) und die Stabkräfte infolge der das verstärkte System beanspruchenden Belastung voneinander getrennt zu ermitteln. Die ersteren beanspruchen die unverstärkten Stabquerschnitte, während die letzteren Alt- und Neumaterial derart in Spannung versetzen, daß beide Stabteile gleiche Dehnungen aufweisen. Dabei tritt auch hier bei einer gedachten Steigerung der Belastung bis zur Fließ- oder Bruchgrenze in einem Stabteil ein nennenswerter Spannungsausgleich ein, so daß gleiches Material für alten und neuen Stabteil vorausgesetzt, angenähert die durchschnittliche Beanspruchung des Gesamtstabes zur Beurteilung seiner Sicherheit maßgebend ist. Mit Hilfe des für die Berechnung der Lastanteile der Fachwerk-konsole aufgestellten graphischen Verfahrens können diese Verhältnisse allgemein abgeklärt werden.

7. Schlußbemerkungen.

Die hier vorgelegte Untersuchung enthält einige neue Gesichtspunkte für die Aufstellung von Verstärkungsentwürfen für statisch unbestimmte Fachwerkträger. Ähnlich wie wir es für den Fachwerkträger mit doppeltem Strebenzug näher ausgeführt haben, lassen sich auch durchlaufende Fachwerkträger, also äußerlich unbestimmte Tragwerke, bei denen sowohl die Gurtstäbe über den Stützen wie in Feldmitte überbeansprucht sind, in gewissen Grenzen derart wirtschaftlich verstärken, daß man nur entweder einzelne Stäbe in der Nähe der Stützen oder nur im Bereiche der Feldmitte unmittelbar verstärkt.

Nach unserer Meinung liegt die Bedeutung dieser Grundsätze darin, daß es mit ihrer Hilfe gelingt, in Grenzfällen die Verstärkungswürdigkeit einer bestehenden Brücke nachzuweisen, wo dies mit Hilfe der unmittelbaren Verstärkung aller überbeanspruchten Stäbe nicht mehr möglich ist. Daß die dadurch erreichbare Erleichterung in der Finanzierung des Linienausbaues von Straßen- und Eisenbahnnetzen bedeutungsvoll sein kann, ist einleuchtend, wenn auch die zahlenmäßigen Grundlagen derartiger Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen von Landesgegend zu Landesgegend sich ändern.