

DIE BAUTECHNIK

17. Jahrgang

BERLIN, 7. Juli 1939

Heft 29

Alle Rechte vorbehalten.

Instandsetzung von Talübergang-Turmpfeilern.

Von Reichsbahnrat Dipl.-Ing. Karch, Bartenstein (Ostpr.).

Wie aus Abb. 1 ersichtlich, besteht die Brücke aus drei Teilen: dem massiven, südlichen mit vier gewölbten Öffnungen von je 15 m Spannweite, dem mittleren mit drei eisengedeckten Öffnungen zu je 33,2 m Stützweite, der die Bahn über mehrere Anwesen und zwei Straßen eines

von etwa 15 kg/cm². In der Fuge zwischen den Auflagerquadern und dem Mauerwerk beträgt die Pressung 38 kg/cm²; die zulässige Spannung, die sich jedoch auf gutes Mauerwerk bezieht, würde hier 20 kg/cm² betragen. — Aus allen diesen Gründen war die sofortige Instandsetzung dringend geboten.

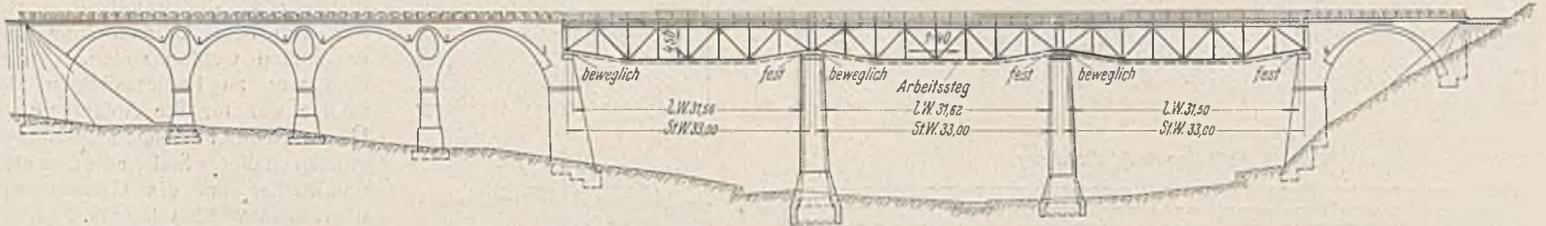
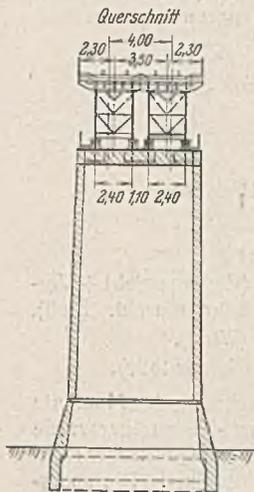


Abb. 1. Längenschnitt durch das gesamte Bauwerk. Die Ummantelung der Pfeiler ist gestrichelt angedeutet.

darunterliegenden Ortes und einen kleinen Fluß hinwegführt, und endlich einem nördlichen, wiederum massiven Teil, der den Anschluß der Brücke an den linken Steilrand des Tales vermittelt. Die Höhe der Bahnkronen über der Talsohle beträgt etwa 26 m. Die Gründung der Brücke geschah

in verhältnismäßig geringer Tiefe und mit Ausnahme des auf festem Ockerlehm stehenden südlichen Widerlagers und ersten Gewölbepfeilers auf dünn-schieferigem, jedoch festem Tonschieferfels. Die freistehenden Mittelpfeiler der eisernen Fahrbahn wurden, ebenso wie die äußeren Gewölbe, in Bruchsteinmauerwerk ausgeführt. Die in den Jahren 1883 bis 1885 erbaute Brücke erhielt im Jahre 1925 neue stählerne Über-



Zu Abb. 1.

bauten, die für den Lastenzug „N“ bemessen wurden. Die massiven Bauteile, insbesondere die hohen Pfeiler, sind jedoch nicht entsprechend verstärkt worden.

Wie eingehende Untersuchungen des Bauwerks ergaben, war bei sämtlichen massiven Teilen, insbesondere aber bei den 21 m hohen Mittelpfeilern, der Mörtel stark ausgelaugt und so weich, daß von einer zuverlässigen Festigkeit nicht mehr gesprochen werden konnte. Probebohrungen an den Pfeilern brachten ferner das Ergebnis, daß im Innern, abgesehen von zahlreichen größeren Hohlräumen, auch das Steinmaterial selbst sehr zu wünschen übrigließ. Innerhalb eines äußeren, festen Ringes von 0,5 bis 0,8 m Wanddicke brachte das Bohrgut in sehr kurzer Bohrzeit dunkles, feuchtes, brockeliges Material.

Hierzu kommt, daß die nun sofort vorgenommene, genaue statische Untersuchung der Pfeiler unter Berücksichtigung der Bremskräfte, Seitenstöße und Windkräfte eine erhebliche Überschreitung der zulässigen Spannungen ergab. So tritt z. B. 16 m unter der Pfeileroberkante eine Pressung von rd. 40 kg/cm² auf, gegenüber einer zulässigen

a) Entwurfsgrundlagen.

Bestimmend für die Aufstellung des Entwurfs war, daß bei dem festgestellten schlechten Zustande des Mauerwerks durch Auspressungen mit Zementmörtel u. dgl. nichts mehr zu erreichen war. Eine Verkleidung des Mauerwerks kam ebensowenig in Frage, da man hiermit den Überschreitungen der zulässigen Spannungen nicht entgegenzutreten konnte. So blieb nichts anderes übrig, als trotz der hohen Kosten neue, entweder im Verbund mit den alten oder völlig für sich allein tragende Bauteile vorzusehen. Wegen der größeren Sicherheit gab man letzterem den Vorzug. Hierfür konnte nur ein das alte Pfeilermauerwerk einschließender Mantel und als Material nur Eisenbeton in Frage kommen.

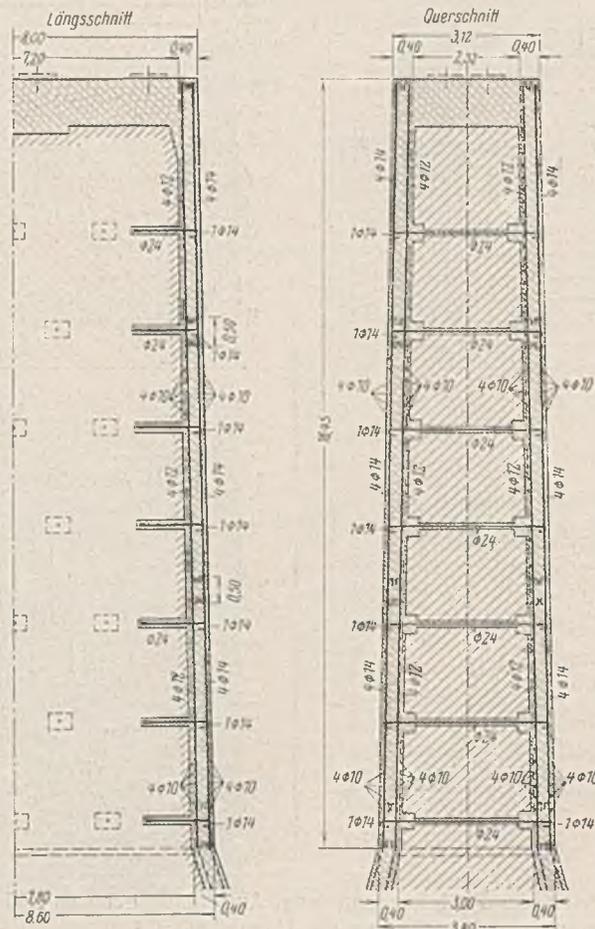
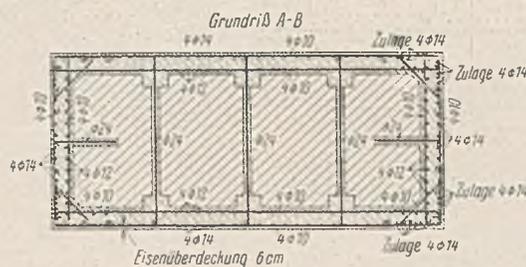


Abb. 2. Bewehrung des Pfeilermantels.

b) Durchbildung und statische Berechnung der Pfeilermantelung.

Die neuen Pfeilerschäfte wurden unter der Annahme berechnet, daß sie allein alle Beanspruchungen aus Auflagerdrücken, Bremskraft, Seitenstößen, Winddruck und Eigengewicht aufzunehmen und auf den Baugrund zu übertragen haben. Damit wurde man von dem inneren, ohnedies sehr fragwürdigen Werte des Pfeilermauerwerks unabhängig, da es nun nur noch sein eigenes Gewicht zu tragen hat. Diese Annahme ist um so berechtigter, als die innere Beschaffenheit des Pfeilers zweifellos schlecht ist und auch durch das Auspressen nicht alle Hohlräume ausgefüllt werden könnten. Damit wird das alte Mauerwerk lediglich dazu herangezogen, Verdübelungen und Verankerungen aufzunehmen, die ein Ausbeulen der Hohlpiellerschaftwände verhindern. Derselben Zweck dienen den ganzen Pfeiler in Richtung der Brückenachse durchschießende dicke Rundisenanker, deren Bohrlöcher nachträglich mit Zementmörtel ausgepreßt wurden. Die Anker endigen mit hakenförmigen Umbiegungen in dem aus hochwertigem Zement hergestellten Eisenbetonmantel, der den alten Pfeilerschaft allseitig umgibt (Abb. 2).

Zur Erzielung einer weiteren innigen Verbindung zwischen Mantel und Mauerwerk wurden eine Anzahl 30 cm tief ins Mauerwerk eingreifender Eisenbetonstempel angeordnet und die alten Wandflächen mit Preßluftwerkzeugen aufgeraut und abgespitzt.

Der Pfeilerkopf wurde als stark bewehrte durchgehende Eisenbetonplatte ausgebildet, die mit den Pfeilerschäften durch entsprechende Eckenbewehrung biegesteif verbunden ist (Abb. 3).

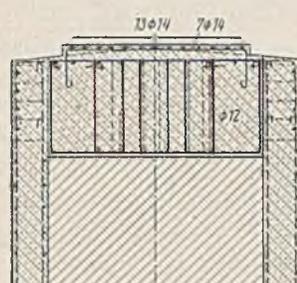
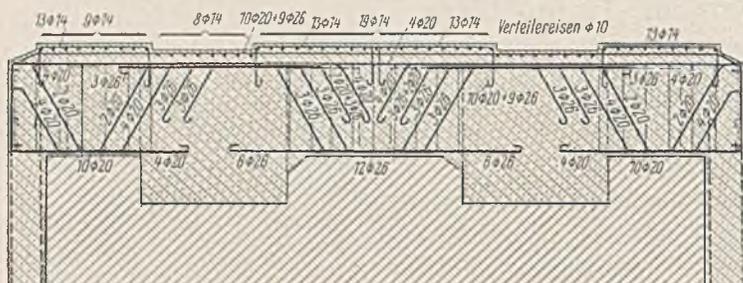
Der Berechnung und Bemessung der Eisen- und Betonquerschnitte mußten folgende Belastungen zugrunde gelegt werden:

1. Auflagerdruck aus Eigengewicht des Überbaues . . . 66 t je Stuhl
2. Auflagerdruck aus Verkehrslast 121 t . . .
3. Stoßziffer = 1,43, damit $A_r =$ 173 t . . .
4. Bremskraft je festes Lager 28,3 t . . .
5. Bremskraft je bewegliches Lager 3,8 t . . .

6. Winddruck senkrecht Br. A. je Pfeiler 40 t
7. Seitenstöße in Schienenhöhe 12 t je Pfeiler
8. Das Eigengewicht des neuen Pfeilmantels.

Für die Untersuchung des Pfeilmantels war der gefährliche Querschnitt, etwa 16 m unter Pfeileroberkante, maßgebend. Für diesen ergab sich unter Berücksichtigung sämtlicher obengenannten Kräfte eine Manteldicke von 40 cm, die aus konstruktiven Gründen auch für die weiter oben liegenden, schwächer beanspruchten Querschnitte beibehalten wurde. Dasselbe galt für die Bewehrung, die zu vier R.-E. 14 mm außen und vier R.-E. 12 mm innen ermittelt wurde. Die Kanten mußten infolge der sich hier am höchsten auswirkenden Überlagerung von Normalkräften und Momenten noch eine Zulage von weiteren vier R.-E. 14 mm erhalten.

Auch für die Berechnung der Auflagerbänke war die Forderung maßgebend, daß sämtliche Lasten nur von der Ummantlung aufgenommen werden sollen. Außerdem war zu berücksichtigen, daß infolge der für die Abfangung der Überbauten notwendigen Eisenbetonstützen an diesen Stellen die Last nicht unmittelbar auf die Ummantlung übertragen werden konnte. Es war also ein Träger in der Längsrichtung des Pfeilers zur unmittelbaren Aufnahme der Stuhllasten auszubilden. Von diesem wurden die Kräfte mit Hilfe von Querträgern auf die Mantelbreitseiten übertragen. Der Berechnung wurde die in Abb. 4 dargestellte Lastanordnung zugrunde gelegt.



Grundriß zum Verlegen der Spiralbewehrung

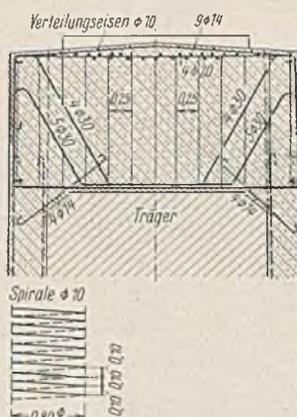
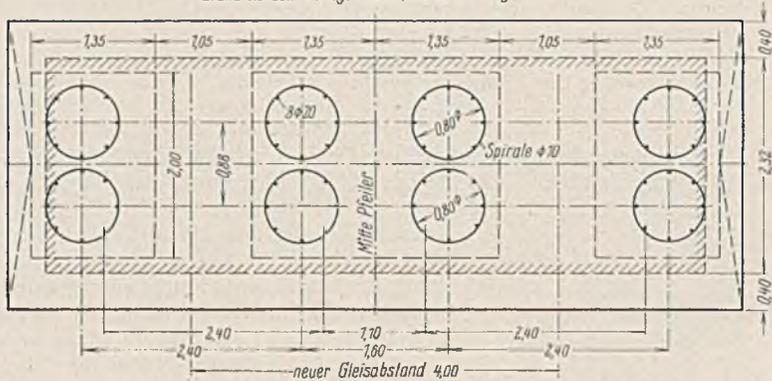


Abb. 3. Bewehrung der Auflagerbänke.

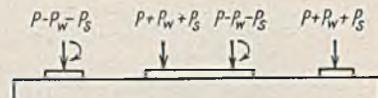
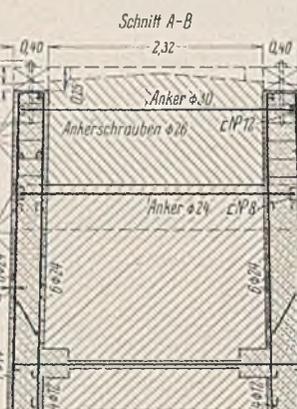
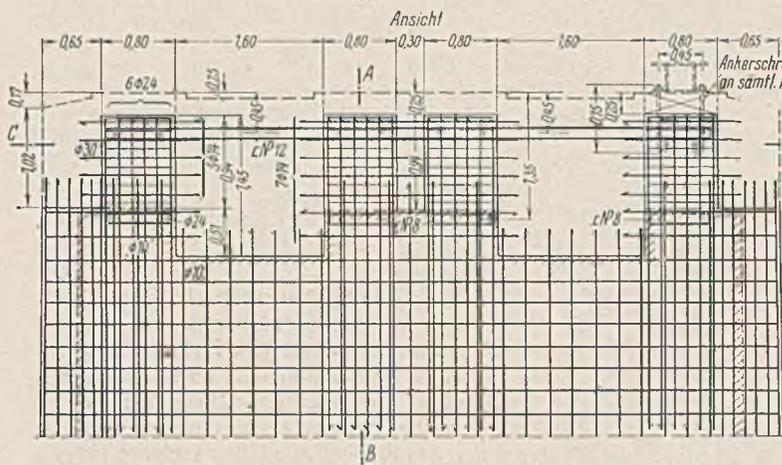


Abb. 4. Lastanordnung.



Dabei ist
 $P = 240$ t (Eigengewicht + Verkehr einschl. Stoß),
 $P_w = 35$ t (Wind),
 $P_s = 12$ t (Seitenstöße).

Die Berechnung der Momente für diesen Konti-Längsträger wurde graphisch, für den Querträger rechnerisch durchgeführt. Die so errechneten Bewehrungen sind aus den Abbildungen ersichtlich.

Durch die vorgesehene Quer- und Längsbewehrung, die in eine als stark bewehrte Kopfbandage ausgebildete Mantelverlängerung einbindet, und die gedruckten Abmessungen der Platte wurde sichergestellt, daß die Belastungen gleichmäßig verteilt und auf den neuen Mantel übertragen werden.

Ebenso wie für die Pfeilerschäfte wurde auch für die Fundamente eine völlige Ummantlung vorgesehen, die sich dort aber auf 70 cm verstärkt. Die Eiseneinlagen der Schäfte wurden bis auf die Sohle hinuntergezogen.

Unter der Annahme, daß die alten

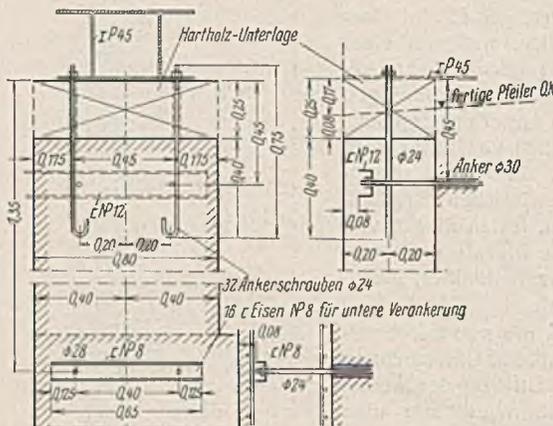
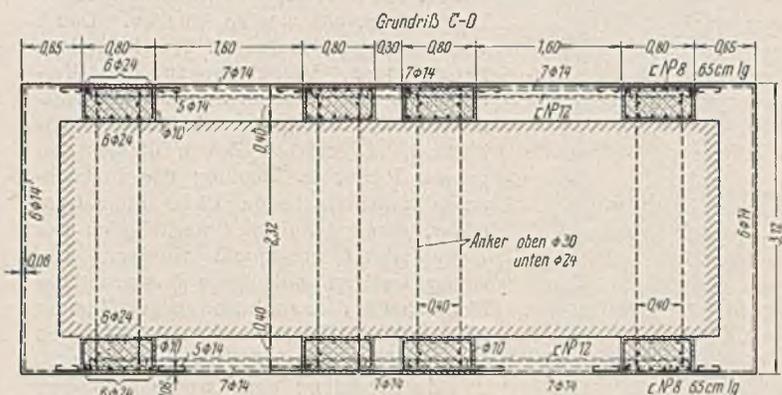


Abb. 5. Bewehrung des oberen Teiles der Pfeilerummantlung, Ausbildung der sog. „Schafzähne“. Auflagerung und Verankerung der Unterzüge.

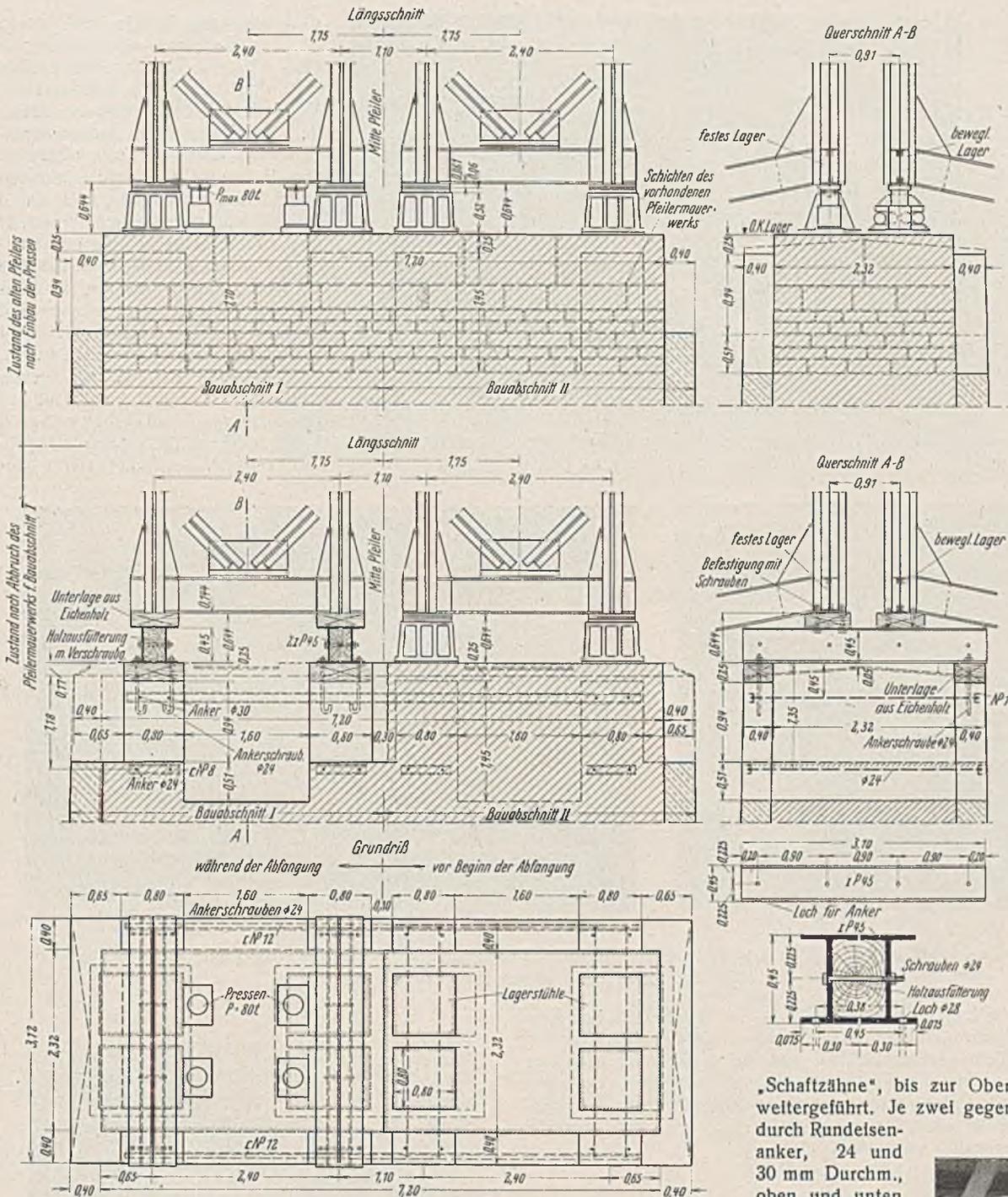


Abb. 6. Abfangung der eisernen Überbauten durch Anheben mit Pressen und Absetzen auf Unterzüge, die auf den „Schafzähnen“ aufliegen.

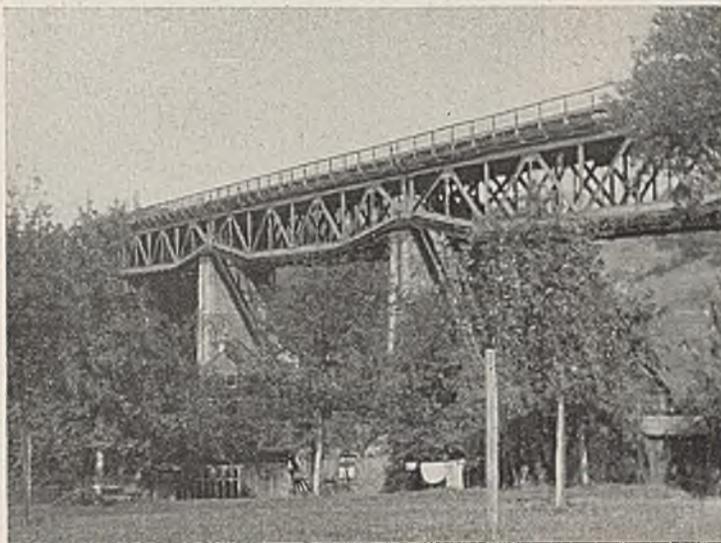


Abb. 7. Brücke vor dem Umbau.

Fundamente bei der Übertragung der Kräfte auf den Baugrund mitwirken, beträgt die größte Bodenpressung rd. 9 kg/cm². Für den ungünstigeren, praktisch kaum eintretenden Fall, daß der neue Mantel die Lasten allein auf den Boden überträgt, ergibt sich eine Pressung von rd. 18 kg/cm². Zugspannungen treten in keinem der beiden Fälle auf. Die Pfeiler sind auf Tonschieferfels gegründet, dem diese Belastungen zugemutet werden dürfen.

c) Ausführung.

Das Hochbetonieren der Pfeilerschäfte ging ohne besondere Schwierigkeiten vonstatten. Dagegen verdient die Art der Ausführung der neuen Auflagerbänke Beachtung. Ein Gleis konnte jeweils außer Betrieb gesetzt werden. Eine Abfangung der stählernen Überbauten mit bis auf den Talgrund reichenden Böcken oder Turmgerüsten kam wegen der Kosten und der beschränkten Platzverhältnisse, die eine Ortsstraßensperrung notwendig gemacht hätten, nicht in Frage. Hierzu mußten deshalb die Pfeiler selbst verwendet werden. Die einzelnen Arbeitsgänge bei der Abfangung sind aus Abb. 5 zu ersehen.

Die Pfeilerschäfte waren vorher bis zur Unterkante der neuen Auflagerbank hochgeführt. An den Stellen jedoch, die für die Abfangung der Endquerträger in Frage kamen, wurden einzelne 80 cm breite, 40 cm dicke Eisenbetonpfeiler, die sogenannten

„Schafzähne“, bis zur Oberkante der künftigen Abdeckplatte weitergeführt. Je zwei gegenüberliegende Zähne wurden sofort durch Rundisenanker, 24 und 30 mm Durchm., oben und unten verbunden. Zu diesem Zweck wurde der alte

Pfeiler mit Preßluftwerkzeugen durchbohrt. Die Ankerenden wurden mit Walzprofilen $\square 12$ verschraubt, die an dieser Stelle die ganze Schafbreite überstreichen, d. h. nicht nur die Zähne, sondern auch den leeren Raum zwischen diesen durchfahren. Diese Maßnahmen erfüllten einen doppelten Zweck: die Rundisen dienten zur gegenseitigen Verankerung der Zähne während der Ausführung der neuen Auflagerbänke und trugen nach deren Ausführung zusammen mit den Walzprofilen zu einer gleichmäßigeren Übertragung und Verteilung der Lasten von den Auflagern auf die Ummantelung bei.

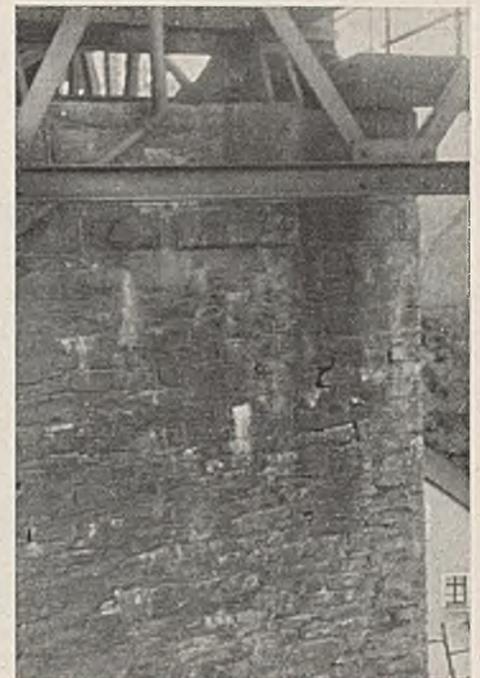


Abb. 8. Aufgeplatztes Mauerwerk mit zerstörtem Verband, einige Meter unter dem Auflager.

Erst nach diesen vorbereitenden Arbeiten wurde auf der Brücke der eingleisige Betrieb eingeführt. Nun konnten unter den Endquerträgern der außer Betrieb gesetzten Überbauten je zwei Wasserdruckpressen angesetzt werden, die das Eigengewicht eines Überbaues mit 270 t aufzunehmen hatten (Abb. 6). Hierzu wurden Pressen mit einer größten Hubkraft von 80 t verwendet. Nach leichtem Anheben konnten die Lagerstühle entfernt und eiserne Unterzüge — je zwei I 45 — zur Abfangung eingezogen werden. Letztere fanden auf den vorher erwähnten Schaftzähnen ihr Auflager und wurden mit eingelassenen Ankerschrauben unverschieblich angeheftet. Das feste Lager des Brückenüberbaues wurde mit den Abfangungsträgern

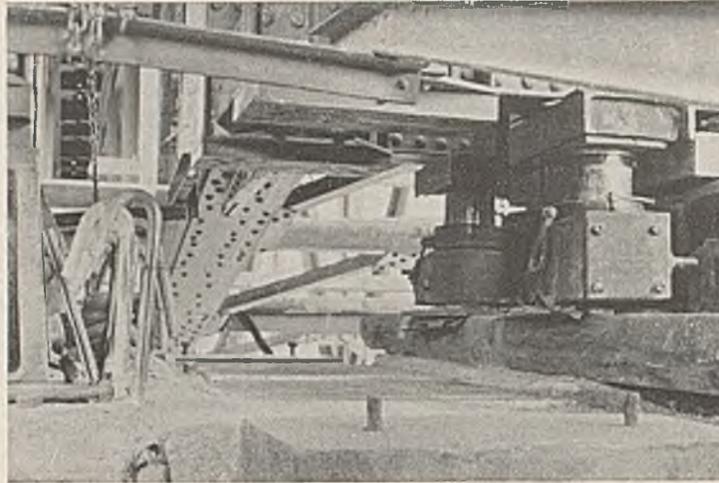


Abb. 9. Anheben der Überbauten am Endquerträger durch Wasserdruckpressen. Hubkraft einer Presse 80 t.

d) Einpassung in die Landschaft. Zur Erzielung einer ästhetisch einwandfreien Wirkung der großen Pfeilerflächen wurden umfangreiche Versuche für die Zusammensetzung und Bearbeitung des Betons durchgeführt. Zu diesem Zweck wurden eine Reihe von Probeplatten mit den verschiedensten Zuschlagstoffen und Oberflächenbearbeitungen hergestellt und an der freistehenden und weit hin sichtbaren Brücke selbst auf ihre Einfügung und Anpassung zu Bauwerk und Landschaft verglichen und geprüft. Die Entscheidung fiel dabei zugunsten eines dunkelgefärbten, rauhgespitzten Betons, der neben gewaschenem Flußsand und Flußkies Zuschläge von Basalt enthält und auch bei Druckversuchen sehr gute Ergebnisse zeitigte. Das fertiggestellte Bau-

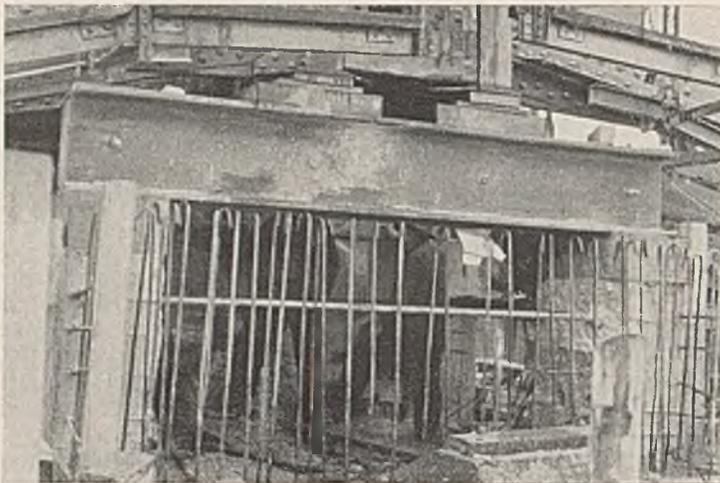


Abb. 10.

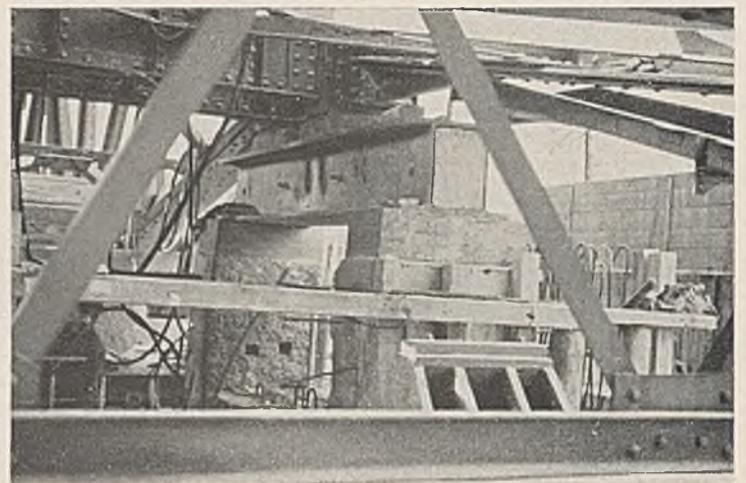


Abb. 11.

Abb. 10 u. 11. Die alte Auflagerbank aus Granitquadern ist bereits herausgemeißelt, nachdem vorher die Schaftzähne hochbetoniert und die Überbauten mit Hilfe von Unterzügen darauf abgesetzt wurden.

verschraubt, während das bewegliche Lager gleitend auflag. — Im Schutze dieser Unterfangung konnte nun das alte Auflagermauerwerk, dessen Quadern aus besonders hartem Granit bestanden, mit Preßluftmeißeln herausgebrochen und die neue, stark bewehrte Auflagerbank hochbetoniert werden. Zwischen den Überbauten, an der Grenze zum alten Mauerwerk, wurden die senkrecht zur Brückenachse verlaufenden Bewehrungsseisen hochgebogen und im zweiten Bauabschnitt nach Umlegung des eingleisigen Betriebes zur Bewehrung der anderen Auflagerbankhälfte verwendet.

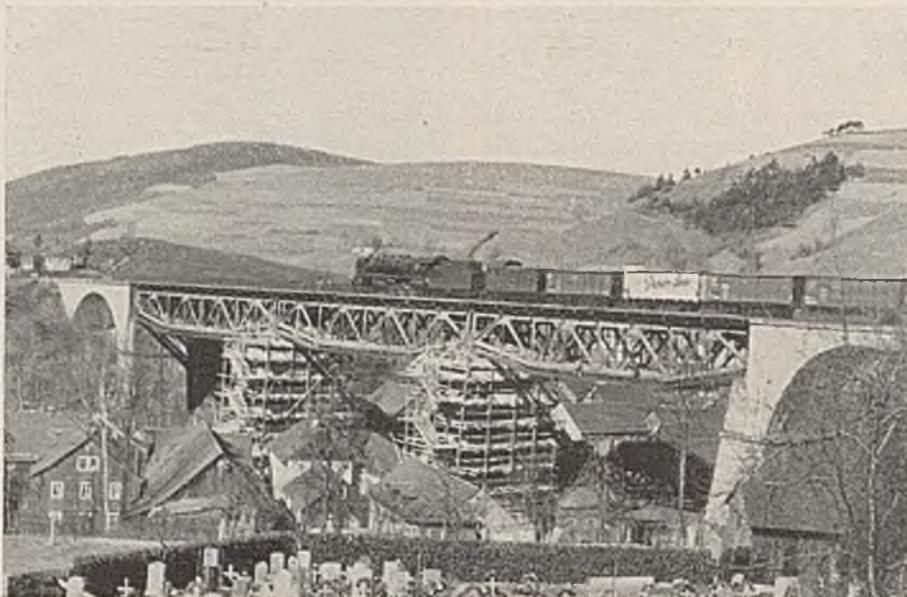


Abb. 12.
 Die Brücke während des Pfeilerumbaus.

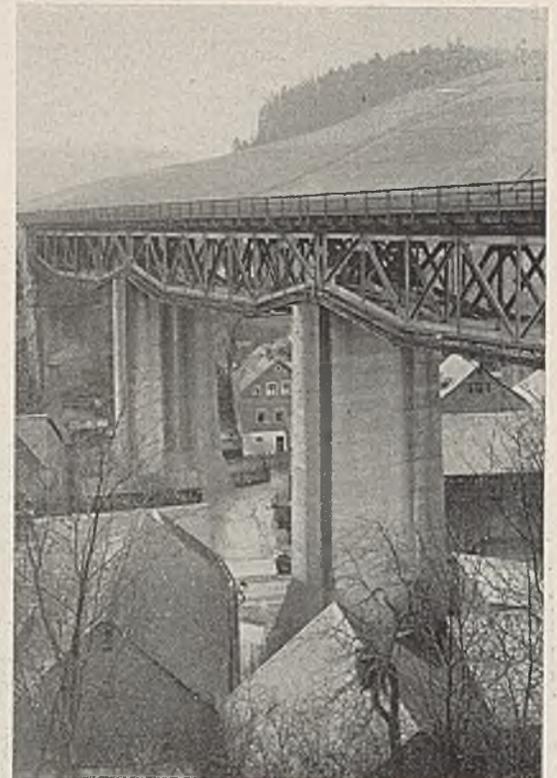


Abb. 14. Ansicht der fertiggestellten Pfeiler. Da z. Z. der Aufnahme die Entwässerungsröhre noch nicht angebracht waren, sind hier noch deutlich die feuchten senkrechten Streifen zu sehen.

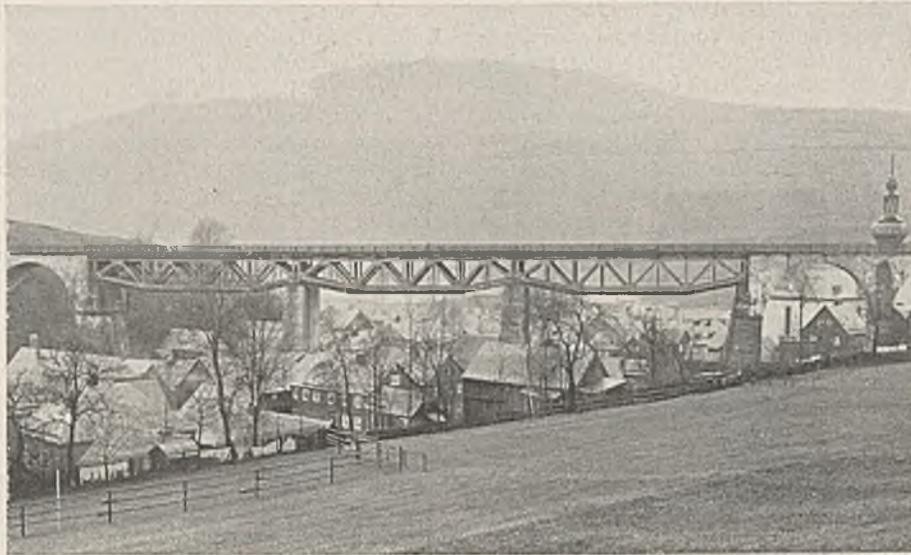
werk hat die Erwartungen in bezug auf ästhetische Wirkung nicht enttäuscht.

Die geplante Umman-
telung der an die stählernen
Überbauten anschließenden
Massivbogen, die wegen
der hohen Kosten zunächst
zurückgestellt werden
mußte, soll deshalb mit
einem Beton von gleicher
Zusammensetzung durch-
geführt werden.

Die Abb. 7 bis 14 brin-
gen Aufnahmen der Brücke
vor, während und nach dem
Umbau.

e) Kosten.

Die Ausführung wurde
nach beschränkter Aus-
schreibung für rd. 75 000 RM



der Baugesellschaft Wayss
& Freytag übertragen. Hier-
zu kommen noch die Auf-
wendungen für Zement,
Bauleitung und eingeleitigen
Betrieb, so daß die Gesamt-
kosten rd. 100 000 RM be-
trugen. Abschließend sei
noch der guten und ver-
ständnisvollen Zusammen-
arbeit zwischen der reichs-
bahnseltigen Bauleitung
und der ausführenden Firma
gedacht, die alle Arbeiten
zur vollsten Zufriedenheit
des Bauherrn und ohne
Unfall zu Ende geführt hat.

Abb. 13. Gesamtbild der
Brücke nach Fertigstellung
der Pfeilermantelungen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten im Ostrandgebiete des Staubeckens Turawa.

Von Regierungs- und Baurat Momber, Oppeln.

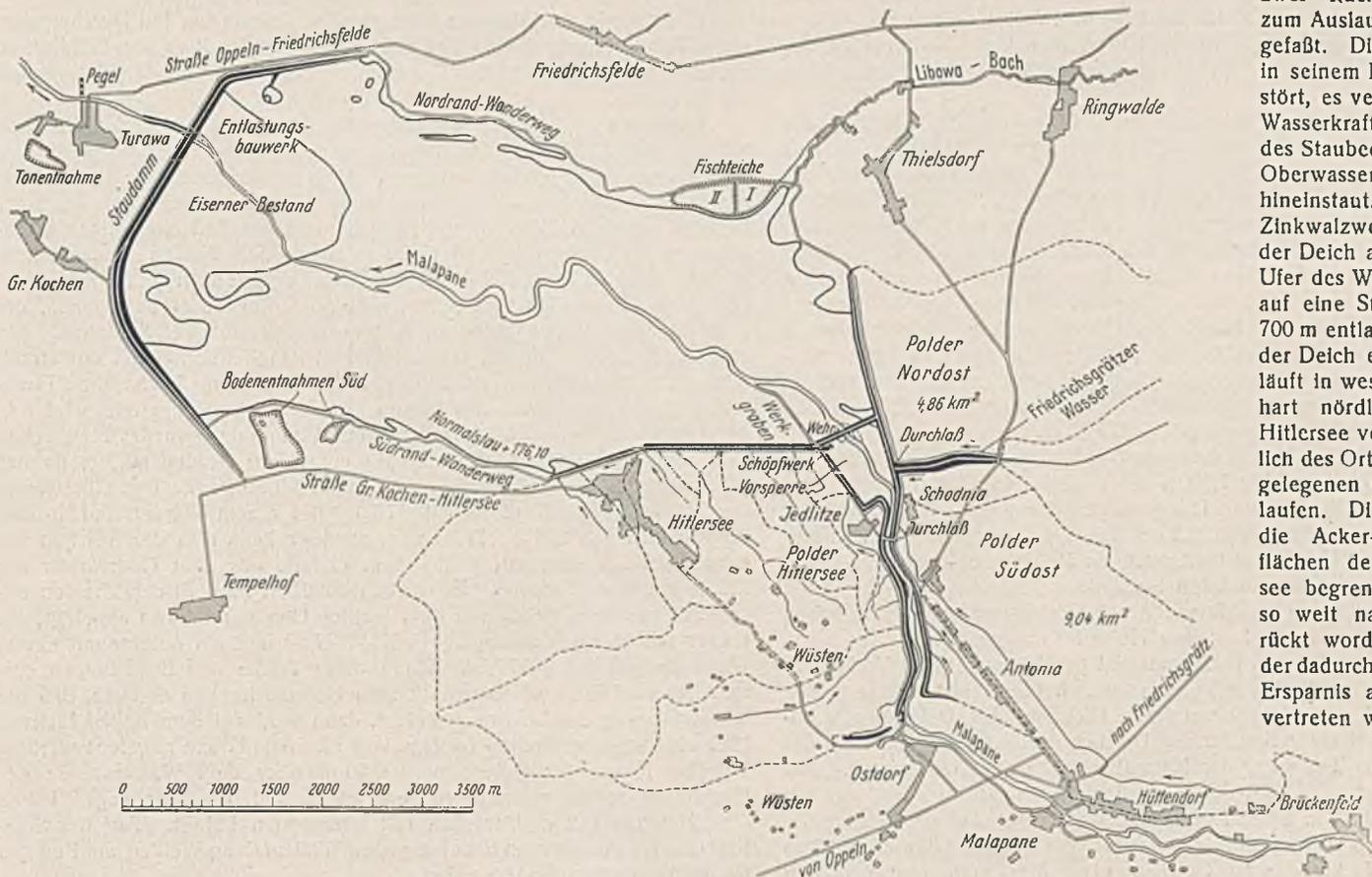
Über das Staubecken in der Malapane bei Turawa ist bereits mehrfach
berichtet worden¹⁾.

Der Normalstau des Staubeckens liegt auf NN + 176,10, die Überfall-
kronen auf NN + 176,20, der Höchststau auf NN + 176,90. Da Wasserstände,
die höher als NN + 176,20 m liegen, nur selten vorkommen und auch
nur kurze Zeit anhalten werden, ist der Grunderwerb für das Staubecken
grundsätzlich etwa bis zur Höhe NN + 177,40 ausgedehnt worden. Es
kann angenommen werden, daß schädliche Einwirkungen auf die land-
und forstwirtschaftlich genutzten Flächen sich im allgemeinen nicht über
diese Höhenlinie hinaus erstrecken werden.

im Südosten des Staubeckens, der am meisten Acker- und Wiesenland für
den Bau hergeben mußte, große Teile belassen bleiben.

Die beiden Deiche rechts und links der Malapane liegen in ihrem
oberen Teile nur soweit von der Malapane entfernt, daß das höchste
Hochwasser zwischen den Deichen mit einem geringen Aufstau abgeführt
werden kann. Der Aufstau endet im Unterwasser der unterhalb des Orts
Malapane gelegenen Mühlenanlage. Der rechte Deich entfernt sich
unterhalb der Einmündung des Friedrichsgräzter Wassers von der Malapane
und zieht sich in nördlicher Richtung auf den Ort Thielsdorf zu. Das bei
Schodnia in die Malapane einmündende Friedrichsgräzter Wasser ist durch

zwei Rückstauedeiche bis
zum Auslauf des Staus ein-
gefaßt. Dieses Werk wird
in seinem Betrieb nicht ge-
stört, es verliert aber seine
Wasserkraft, da der Stau
des Staubeckens bis in das
Oberwasser der Anlage
hineinstaut. Nördlich des
Zinkwalzwerks zieht sich
der Deich auf dem rechten
Ufer des Werkuntergrabens
auf eine Strecke von rund
700 m entlang. Hier macht
der Deich einen Knick und
läuft in westlicher Richtung
hart nördlich des Ortes
Hitlersee vorbei, um west-
lich des Ortes in dem höher
gelegenen Gelände auszu-
laufen. Dieser wichtigste,
die Acker- und Wiesen-
flächen des Ortes Hitler-
see begrenzende Deich ist
so weit nach Norden ge-
rückt worden, wie es mit
der dadurch zu erreichenden
Ersparnis an Grunderwerb
vertreten werden kann.



Da ein Grunderwerb bis zur Höhe NN + 177,40 im Ostrandgebiete
der Staubeckenanlage sehr große Flächen in Anspruch nehmen würde, die
nur einen geringen nutzbaren Inhalt bringen, sind umfangreiche Deich-
anlagen vorgesehen. Hierdurch konnte der erforderliche Grunderwerb
wesentlich beschränkt werden, insbesondere konnten dem Ort Hitlersee

An der Stelle, wo der linke Malapane-Deich den scharfen Knick
nach Westen macht, ist ein Damm zur Verbindung des linken mit dem
rechten Deich in östlicher Richtung quer über die Malapane hinweg
gezogen worden. Dadurch entsteht eine Vorsperre in der Malapane. In
dieser Vorsperre soll ein gleichmäßig bleibender Wasserstand entsprechend
dem Normalstau des Staubeckens gehalten werden. Die Erhaltung dieses
gleichbleibenden Wasserstandes ist einmal erwünscht aus hygienischen

¹⁾ Vgl. Bautechn. 1935, Heft 23, und 1936, Heft 1, 2 und 3.

Gründen, da am Ufer der Vorsperre das Zinkwalzwerk und zahlreiche Wohnstätten liegen. Das hier ohne Anordnung der Vorsperre zu erwartende häufige Zurückgehen des Wasserstandes von den überschwemmten Flächen würde zu einer Geruchbelästigung und einer verstärkten Ungezieferplage führen können. Die Erhaltung eines gleichmäßigen Wasserstandes am Einlauf der Malapane in das Staubecken bewirkt ferner, daß die von der Malapane mitgeführten Geschiebe stets an derselben Stelle zur Ablagerung kommen werden und daher leichter beseitigt werden können.

Der Vorsperrendamm bietet die Möglichkeit, an dieser Stelle eine Fußgänger Verbindung zwischen den beiden Ufern der Malapane anzulegen, die eine erhebliche Abkürzung der Verbindung des Ortes Hitlersee mit den Orten nordöstlich des Staubeckens mit sich bringt.

Schließlich gewinnt das Landschaftsbild durch die Anlage der Vorsperre erheblich, da die sonst trockenfallenden umfangreichen Flächen gerade in dieser stark bewohnten Gegend einen wenig schönen Anblick bieten würden.

Das Wehr der Vorsperre wird auf dem linken Malapane-Ufer errichtet. Es enthält zwei Öffnungen von je 13,50 m lichter Weite. Der feste Wehrrücken liegt in Höhe NN + 173,0. Zwei eiserne Wehrklappen stauen das Wasser bis zur normalen Stauhöhe NN + 176,10 m. Ein massives Sturzbett von etwa 15 m Länge, im oberen Teil rd. 2 m, im unteren Teil rd. 1 m stark, dient der Energievernichtung des über die Klappen strömenden Wassers. Das Sturzbett liegt auf NN + 171,20 und hat am Ende eine 1 m hohe Schwelle. Etwa 6 m oberhalb dieser festen Schwelle liegt eine durchbrochene Schwelle, die Öffnungen von 3,55 m lichter Weite und 0,55 m Höhe zwischen Pfeilern von 0,50 m Dicke aufweist. Die Schwellen dienen der erweiterten Energievernichtung. An das massive Sturzbett schließt sich eine starke Steinschüttung auf Schotter- und Splittunterlage auf 10 m Länge an, dahinter eine 0,20 m dicke Schotterlage auf weitere 10 m Länge.

Eine Spundwand auf der Oberwasserseite des Wehrrückens bindet auf beiden Seiten 15 m tief in den anschließenden Vorsperrendamm, um den Wasserdurchtritt vom Ober- zum Unterwasser zu verhindern.

Das Gelände an der Wehrbaustelle liegt auf NN + 174,0, die Malapane neben der Baustelle ist tief eingeschnitten und liegt mit der Flußsohle auf rd. NN + 171,0, so daß die Wasserhaltung während des Baues keine besonderen Schwierigkeiten macht.

Nach Fertigstellung des Wehrrückens muß aber die Malapane um 2 bis 3 m angestaut werden, um durch das neue Wehr geleitet zu werden.

Die beiden eisernen Wehrklappen werden vom Mittelpfeiler aus einseitig angetrieben. Sie haben ein torsionsfestes Rohr von 1,30 m Durchmesser.

Das alte Wehr des Zinkwalzwerkes Jedlitzte fällt in den Stau des Staubeckens und kann daher beseitigt werden. Es war in einem Bauwerk mit einer Brücke über die Malapane vereinigt. Da der Normalstau des Staubeckens bereits über dem gewöhnlichen Stau des alten Wehres liegt und der Höchststau noch darüber hinaus geht, reicht die Brücke mit ihren Abmessungen für die Durchführung des Hochwassers der Malapane nicht aus. Es ist daher eine neue Brücke kurz oberhalb der alten erbaut worden. Die neue Brücke hat eine Fahrbahnbreite von 3,70 m und beiderseits Gangbahnen von 1 m Breite. Sie ist nach der Brückenklasse II berechnet für eine Dampfwalze von 16 t Gewicht und 500 kg/m² Verkehrsbelastung und hat zwei Öffnungen von je 23,25 m Stützweite. Der höchste Stau liegt nach der Berechnung an der Brückenbaustelle auf NN + 177,25, die Konstruktionsunterkante auf NN + 177,85 m.

Die Deiche haben eine Krone von 3 m Breite, die mit Rücksicht auf Windstau und Wellenschlag 1,50 m über dem Höchststau liegt. Die beiderseitigen Böschungen sind 1:3 geneigt. Die wasserseitige Böschung erhält eine Steinschüttung von 0,25 m Höhe auf Kieseunterlage. Flußaufwärts steigt die Krone der beiderseitigen Malapanedeiche an und liegt 1 m über der errechneten höchsten Staulinie.

Die beiderseitigen Flügeldeiche des Friedrichsgrätzer Wassers haben nur eine Kronenbreite von 1 m; ihre Höhe ist nur gering.

Die Deiche werden aus Bodenmaterial geschüttet, das im Vorland in besonderen Entnahmestellen gewonnen wird. Bei der meist geringen Höhe der Deiche wird von einer besonderen Dichtung des Deichkörpers abgesehen. Nur auf einer Strecke des Deiches nördlich Hitlersee liegt das Vorland mehr als 2 m unter der Normalstauhöhe des Staubeckens. Auf dieser Strecke ist der Deich durch ein Bankett verstärkt worden, das mit seiner Krone etwa 2 m unter Normalstauhöhe liegt. Auf der Binnenseite der Deiche ist ein Sickergraben angeordnet, der bei den höheren Deichen etwa 10 m, bei niedrigeren Deichen etwa 5 m vom binnenseitigen Böschungsfuß des Deiches entfernt angeordnet ist. Auf den Strecken, auf denen das Gelände bereits in Normalstauhöhe oder höher liegt, ist der Sickergraben in einem Abstände von nur 1 m vom Deich angeordnet worden.

Der Normalabfluß aus dem eingedeichten Gebiet wird mit 10 l/sek. je km² angenommen. Der Abfluß während eines Dauerregens ist auf 100 l/sek. je km² festgelegt worden. Hiernach sind die Leistungsfähigkeiten der Sickergräben berechnet worden. Die Pumpen der Schöpfwerke sind für die doppelte Leistung berechnet worden.

An der Stelle, wo der alte Werkuntergraben des Zinkwalzwerkes Jedlitzte den Deich durchschneidet, wird ein Schöpfwerk angelegt. Der Werkuntergraben wird für das Schöpfwerk als Malbusen verwendet.

Nördlich Hitlersee durchschneidet der Hauptdeich eine Geländesenke, die so tief liegt, daß das hier zufließende Wasser nicht dem Hauptschöpfwerk zugeführt werden kann. In dieser Senke wird ein kleines Nebenpumpwerk angeordnet. Um dessen Leistung möglichst klein zu halten, wird aus dem höher gelegenen Teil der Senke ein Graben abgezweigt, der das Wasser des höher gelegenen Gebiets von rd. 5 km² Größe in den Hauptsickergraben und damit nach dem Hauptschöpfwerk ableitet. Für das Nebenpumpwerk mit einem Zuflußgebiet von nur rd. 1,1 km² braucht dann nur mit einem Normalabfluß von etwa 30 l/sek. und einem höchsten Zufluß aus Dauerregen und Qualmwasser von nur 135 l/sek. gerechnet zu werden. Es werden zwei Pumpen von je 135 l/sek. Leistung bei einer größten Förderhöhe von rd. 4 m eingebaut. Ein Malbusen ist vor dem Pumpwerk vorgesehen.

Das gesamte sonst noch anfallende Sicker- und Qualmwasser wird dem Hauptschöpfwerk zugeführt. Das aus dem Gebiet rechts der Malapane anfallende Wasser wird durch einen Durchlaß unter der Malapane hindurch vom rechten nach dem linken Ufer geleitet. Dieser Durchlaß wird unter Benutzung der Fundamente des alten Malapane-Wehres gebaut, das mit der alten Brücke in einem Bauwerk vereinigt war. Der Durchlaß von 1,10 m Durchmesser konnte auf dem Sturzbett des alten Wehres angeordnet werden. Der feste Wehrrücken des alten Wehres liegt höher als die Oberkante des Rohrdurchlasses. Dieser besteht aus Schleuderbetonrohren, die bei höherer Überdeckung Eiseneinlagen haben.

Dem Hauptschöpfwerk fließen die Sickerwassermengen aus einem Einzugsgebiet von insgesamt 23 km² zu. Es wird mit einem höchsten Zufluß von 100 l/sek. je km² gerechnet. Hierzu tritt noch das Qualmwasser. Es sind vier Pumpen mit einer gesamten Leistung von $4 \times 1,250 = 5 \text{ m}^3/\text{sek.}$ vorgesehen, so daß zwei Pumpen als Reserve dienen. In dem Werkgraben, der als Malbusen dient, kann eine Wassermenge von rd. 30 000 m³ aufgefangen werden, so daß bei niedrigem Wasserzufluß stets eine Pumpe mit voller Leistung also gutem Wirkungsgrad arbeiten kann.

Wenn die Haltung eines höheren Grundwasserstandes in der Niederung im Interesse der Landeskultur erwünscht ist, dann kann das Wasser in dem als Malbusen dienenden Werkuntergraben entsprechend angespannt werden.

Zwischen je zwei Pumpen liegt eine Rohrleitung von 1 m Durchmesser. Diese Rohrleitungen führen das zufließende Sickerwasser dem Staubecken zu, solange das Wasser im Staubecken niedriger steht als der Wasserstand im Malbusen.

Durch die geschilderten umfangreichen Deichanlagen werden die flach ansteigenden Ländereien im Südosten und Osten des Staubeckens für die landwirtschaftliche Nutzung erhalten. Auch im Nordosten des Staubeckens liegen große Flächen, die sich nur wenig über den Normalstau des Staubeckens erheben. Von diesen Flächen wird ein Teil ehemaligen Waldgeländes im Umfang von rd. 17 ha in Acker und Wiesen umgewandelt. Es liegt etwa in Höhe NN + 177,0 und hat Vorflut nach dem Staubecken. Unterhalb dieses Geländes liegen aber noch weitere große Flächen, die nicht für eine Umwandlung in Acker oder Wiese geeignet sind. Ein größerer Bach, die Libawa, mündet hier in das Staubecken ein mit einem Niederschlagsgebiet von rd. 100 km². Es werden mehrere große Fischteiche geschaffen, denen das Wasser aus der Libawa zugeleitet wird. In der Libawa befindet sich oberhalb ihrer Einmündung in das Staubecken eine alte Wassermühle, die ohnehin aufgekauft werden mußte, da das Staubecken in das Unterwasser der Mühle hineinstaut. Das Oberwasser der Mühle liegt auf rd. NN + 178,0. Bei einem Wasserstand in den Fischteichen von NN + 177,50 und darunter kann also den Teichen das erforderliche Wasser mit natürlichem Gefälle aus dem Oberwasser der Mühle zugeleitet werden. Es werden zunächst zwei Fischteiche von zusammen rd. 30 ha Größe auf dem rechten Ufer der Libawa angelegt, ein oberer mit einem Wasserspiegel NN + 177,50 und ein unterer mit einem Wasserspiegel NN + 177,30. Wenn diese Teiche den Erwartungen entsprechen und die noch anzustellenden Untersuchungen ergeben, daß die Wasserführung der Libawa ausreicht, dann wird auf dem linken Libawa-Ufer eine weitere Fischteichanlage von rd. 50 ha Größe angelegt werden.

Die Krone der Deiche wird 0,50 m über dem Wasserstande der Fischteiche in einer Breite von 1 m angeordnet, die Böschungen haben eine Neigung 1:2 und werden mit Rasensoden belegt. Auf der Staubeckenseite werden zum Schutze gegen Wellenschlag Weiden am Fuß der Böschungen angepflanzt werden.

Der Zuleitungsgraben erhält ein Gefälle von 0,4 ‰ und wird für eine Wasserführung von 600 l/sek. ausgebaut.

An der tiefsten Stelle der Teiche befinden sich Auslässe zum Entleeren der Teiche. In der Sohle der Teiche wird ein Graben mit Gefälle nach dem Auslaß eingebaut.

Die ausgeführten Anlagen im Ostrandgebiete haben den Zweck, die für den Bau des Staubeckens benötigten landwirtschaftlich genutzten Flächen möglichst zu beschränken. Durch Kultivierung von ehemaligen

Waldflächen ist der Verlust an Acker- und Wiesenflächen weiter gemildert worden. So sind südwestlich der Gemeinde Tempelhof über 100 ha Waldgelände mit gutem Erfolg in Acker- und Wiesenland umgewandelt und den Bewohnern von Tempelhof als Ersatz für das in das Staubecken fallende Land zur Verfügung gestellt worden. Im Nordosten des Staubeckens sind außer den bereits erwähnten 17 ha, die im Zusammenhang mit der Anlage von Fischteichen kultiviert sind, weitere 35 ha gute Wiesen aus ehemaligem Waldboden gewonnen worden, um sie den aus Hitlersee

nach den Ortschaften Hochfelde und Ellguth-Turawa umgesiedelten Bauern geben zu können. Bei allen im Ostrandgebiet durchgeführten Arbeiten ist Wert darauf gelegt worden, daß das Landschaftsbild durch die Bauarbeiten nicht verschandelt wird. Im Gegenteil wird der gewaltige entstehende rings von Wald umgebene See eine wesentliche Bereicherung des Landschaftsbildes in Oberschlesien bringen. Die umfangreichen Wanderwege, die um das Staubecken herumführen, werden in Zukunft sicher von zahlreichen Erholung suchenden Volksgenossen gern aufgesucht werden.

Beitrag zur Frage der Rissebildung bei Betondecken.

Von Eugen Schleicher, Frankfurt a. Main.

Eine systematische Eingliederung aller Risse, die bei Betondecken, vor allem bei den Decken der Reichsautobahnen, aufgetreten sind, führt zu einer Zweiteilung dieser Arten:

1. Risse, die dem Augenschein nach willkürlich über die Platte verlaufen;
2. Risse, die scheinbar unabhängig vom Untergrund oder ähnlichen örtlich bedingten Einflüssen regelmäßig auftreten.

Diese beiden Gruppen konnten bei der Untersuchung von etwa 70 km Reichsautobahndecke in Mitteldeutschland, bei der jeder einzelne RiB der Lage und Größe nach aufgenommen wurde, gut getrennt werden. Die zur Gruppe I gehörigen Risse häuften sich in Abschnitten, in denen Schwierigkeiten beim Erdbau aufgetreten waren, überall dort, wo der Untergrund Ursache für ungleiche Setzungen sein konnte, Frostschäden möglich waren, und auch in solchen Abschnitten, in denen nachweislich Fehler bei der Herstellung der Decke vorgekommen waren. Risse, die an irgendeiner Stelle der Platte etwa senkrecht zur Längsfuge verlaufen, haben ihre Ursache meist in Ungleichmäßigkeiten des Untergrundes, in Setzungen, Frosthebungen o. ä., ebenso wie diejenigen, die über die Ecken und Längskanten der Platte verlaufen. Die Entstehung der vielen Haarrisse, die etwa in der Richtung der Querrfuge verlaufen, sehr oft jedoch mitten in der Platte aufhören oder sich an irgendeiner Stelle verzweigen und dann verlieren, ist zurückzuführen auf die Bauweise der Decken selbst (Schwinden, Wasserzugabe o. ä.).

Bei dem Begehen eines Deckenabschnitts im Juni, der im Frühjahr (Februar, März) betoniert worden war, ließen sich in einer großen Zahl von Feldern Risse feststellen, die genau senkrecht zur Längsfuge verliefen und regelmäßig einen Abstand von 4,5 bis 5,0 m von der nächsten Querrfuge besaßen. Die Feldlängen betragen 15 m, die Deckendicke 22 cm, die Querrfugen waren mit Rundisen verdübelt.

An 10 m langen Feldern wurden die Schäden nicht bemerkt.

Der Untergrund besteht aus festgelagertem, verwittertem Buntsandstein, der vor dem Aufbringen der Decke mit einem 500-kg-DELMAG-Frosch abgestampft worden war. Unebenheiten des Untergrundes waren mit einer etwa 5 cm hohen Sandlage ausgeglichen worden.

Die Bahn läuft im Einschnitt, kurze Abschnitte liegen auf gut verdichteten, bis etwa 1,5 m hohen Dämmen. Für diese Risse den Untergrund verantwortlich zu machen, war kaum möglich, zumal in bedeutend ungünstigeren Abschnitten solche Schäden nicht aufgetreten waren. Die Regelmäßigkeit des Bildes ließ ein Gesetz vermuten, das nicht von dem ungleichartigen Baugrund her bestimmt sein konnte. Die Möglichkeit, die Risse durch das Flattern der Plattenenden unter dem Verkehr — die Plattenenden biegen sich stärker durch als die Plattenmitte bei dem darüberrollenden Verkehr — zu erklären, war auch nicht gegeben, da zur Zeit der Beobachtung auf der Strecke nur ganz geringer Bauverkehr lag. Ferner treten diese Art von Schäden mit ziemlicher Regelmäßigkeit 3 m von der Querrfuge entfernt auf¹⁾.

Eine Beobachtung an einer Kleinpflasterdecke der Reichsautobahnen, die auf Unterbeton mit einer dünnen Sandzwischenlage verlegt worden war, zeigte einen Weg zur Erklärung der Risse auf.

Während einer Reihe besonders heißer Tage im Sommer 1937 hatten sich an den Fugen der Pflasterdecke, die als normale Dehnungsfugen ausgebildet waren (die Pflasterfugen waren mit Zementmörtel ausgegossen), starke Stauchungen gebildet (Abb. 1). Diese Erscheinung trat plötzlich unmittelbar nach Überfahren durch einen Kraftwagen auf.

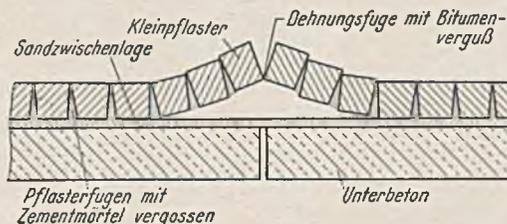


Abb. 1. Aufstauchung einer Kleinpflasterdecke.

Die Erklärung der Stauchung ist sehr einfach.

Die Pflasterdecke war während des Winters verlegt und bei tiefer Temperatur auch vergossen worden. Die Fugeneinlagen (Fichtenholz) waren passend eingebaut.

Der Temperaturunterschied zwischen dem Einbautermin und den Tagen im August mag etwa 40° betragen haben. Nach Messungen von Graf²⁾ beträgt die Dehnung einer Betondecke — und es ist anzunehmen, daß für Kleinpflasterdecken auf Unterbeton etwa die gleichen Werte gelten — 1/100 mm je m Feldlänge und je Grad Temperaturunterschied. Das bedeutet für die Decke bei 10 m Fugenabstand und 40° Temperaturanstieg eine Dehnung von 4 mm. Diese Dehnung bringt Zwängungsanstörungen hervor, die offenbar nahe oder kurz über der Knickspannung liegen. Die Decke, die sich im labilen Gleichgewicht befindet, bedarf nur der einen Augenblick lang wirkenden Zusatzlast durch einen Kraftwagen, um auszuknicken.

Eine weitere Beobachtung gab ebenfalls eine Vorstellung über die Größe der Druckspannungen in den Fugen, die infolge von Temperaturerhöhung eintreten. An einer verdübelten Decke sollte festgestellt werden, welche Plattenenden sich beim Überfahren mit einem 17 t schweren Lastwagen merkbar elastisch durchbiegen und von welcher Größenordnung diese Durchbiegung etwa sei. In einfachster Weise wurde diese Feststellung durch das Auflegen der Hand auf die Fuge getroffen. Platten, die gegen 6 Uhr morgens, also ohne Sonneneinwirkung bei etwa 20° Lufttemperatur gemessen wurden, zeigten das Flattern sehr gut. Die gleichen Platten im Laufe des Vormittags bei heller Sonnenbestrahlung, die die Temperatur in der Platte um 15 bis 20° erhöhte, klemmten so stark, daß nicht die geringsten Bewegungen wahrnehmbar waren. Das heißt aber, die Druckkraft ist so angewachsen, daß die Querkraft aus der Belastung durch den Lastwagen allein durch Reibungsspannung in der Fuge aufgenommen wird.

Diese Erfahrungen ließen vermuten, daß es sich bei den gesetzmäßig auftretenden Rissen in den Fahrbahnplatten der Betondecke ebenfalls um solche Knickerscheinungen handelt. Da die Querrfugen der gerissenen Betondecke verdübelt waren, konnte die Biegelinie bei dieser Knickung nicht die gleiche sein wie bei den Aufstauchungen der Pflasterdecke.

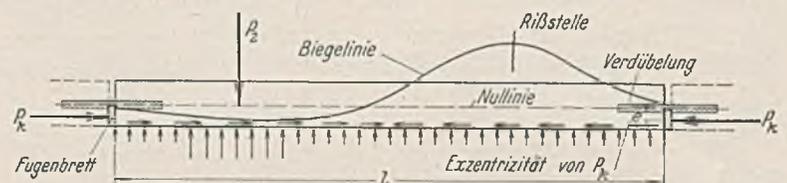


Abb. 2. Knickbiegeline der Betonfahrbahnplatte.

Die Biegelinie (Abb. 2) ist bestimmt durch die Auflagerung auf dem Erdboden, durch die Druckkraft an den Enden der Platten, die nur über die Breite der unteren Fugeneinlage wirkt, und deren Resultierende deshalb außermittig im Querschnitt angreift, weiter durch Reibungskräfte an der Sohlplatte, die ungünstig wirken, und durch die Einzelkraft, die ein Fahrzeug hervorruft.

Die Auflagerkraft verhindert das Ausknicken nach unten, wenn die Fahrzeugkraft P_2 nicht vorhanden ist. In diesem Zustande ist eine große Eulersche Kraft erforderlich, um die Plattenstreifen aus der gestreckten Lage auszubiegen. P_2 allein ruft jedoch eine Durchbiegung der Plattenmittellinie nach unten hervor, da der Untergrund im allgemeinen genügend nachgibt. Diese Durchbiegung unterstützt die Ausknickung. Beide Belastungszustände zusammen ergeben eine Knickbiegeline, die in Abb. 2 eingetragen ist. Die Höchstwerte der Kurve verschieben sich infolge der teilweisen Einspannung durch die Dübel und die Plattenendflächen nach der Mitte zu. An diesen Stellen treten die größten Beanspruchungen auf; in der Zugzone des rechten Teils der Platte wird sich ein RiB zeigen.

Eine rechnerische Untersuchung für die genaue Lage des Höchstwertes und die ungünstigste Lage des Angriffspunktes für P_2 muß noch

²⁾ Mitgeteilt von Schnevoigt, Straßenbautagung 1938, S. 104.

¹⁾ Vgl. Straßenbautagung 1938, Vortrag von Reg.-Baumeister Karl Sack, Berlin, veröffentlicht „Straßenbautagung 1938“, S. 189, Volk u. Reich Verlag, Berlin.

durchgeführt werden. Der Höchstwert liegt etwa bei 4,5 m von der Querfuge entfernt.

Auf Grund dieser Überlegungen dürfte das Auftreten der Risse der Gruppe II als Folge von Knickerschneidungen erklärt sein. Die Temperaturspannungen, die in den Fugen der Fahrbahnplatten wirksam werden, reichen dazu aus.

Als Folgerung daraus für den Bau von Betondecken ergibt sich, wenn die Risse vermieden werden sollen:

1. eine Verkürzung der Feldlängen auf etwa 10 m, die sich in doppelter Hinsicht gut auswirkt: einmal sind die Temperaturspannungen kleiner, und dann ist die Eulersche Knickkraft für kurze Feldlängen größer;
2. der Einbau einer genügend breiten und vor allem wirksamen Dehnungsfuge.

Der jetzt übliche Einbau von Fugenbrettern scheint die Ausdehnung der Platte sehr zu hindern, vor allem dann, wenn das Brett von Ästen

durchsetzt ist. Preßfaserplatten sind deshalb trotz ihrer geringeren Haltbarkeit dem Fichtenholz vorzuziehen.

Der Raumgewinn, der durch das Schwellen des Bretts beim Einweichen erzielt wird, ist viel zu gering, um die gesamte Ausdehnung der Platten aufnehmen zu können.

Eine selbstverständliche Forderung — die jedoch im Baustellenbetrieb durchaus nicht immer erfüllt ist — muß weiter der sorgfältige Einbau der Querdübel sein. Zwischen Kappe und Dübelende muß genügend Spiel möglich sein.

Besonders groß werden die Temperaturspannungen, wenn die Platte bei tiefer Temperatur betoniert wird. In diesem Falle wirkt sich der hohe Temperaturunterschied voll aus.

Sollen also lange Felder vorgesehen werden, so muß die Fugenausbildung einer starken Beweglichkeit (bis etwa 6 mm) Rechnung tragen. Der Zusammendrückbarkeit des Holzes darf dabei nur sehr wenig überlassen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Einfluß der Druckluft auf die Arbeitsleistung.

Von Dipl.-Ing. H. C. Wehe, Berlin-Zehlendorf.

In Verbindung mit Taucherarbeiten, ferner beim Schacht- und Tunnelbau sowie für Gründungen ist die Druckluft seit etwa 100 Jahren in Anwendung. Ebensolange sammelt man nun auch Erfahrungen über die Krankheitserscheinungen, die bei diesen Arbeiten einzutreten pflegen und die sich unter der Bezeichnung „Taucher-Lähmung“, „Caissonseuche“ oder „Drucklufterkrankung“ in der jeweiligen Literatur verfolgen lassen.

Die Erkrankungen sind darauf zurückzuführen, daß Blut-, Fett- und Nervenmassen des Körpers von der Druckluft durchdrungen und gesättigt werden. Dabei werden Sauerstoff und Kohlensäure im Blut chemisch gebunden, der Überschuß an Kohlensäure durch die Lungen ausgeschieden. Der Stickstoff dagegen geht keine chemischen Verbindungen ein, sondern wird während der Zeit des Einschleusens und des Aufenthalts unter Druckluft von den Körpersäften lediglich absorbiert und beim Ausschleusen wieder in Gasform abgegeben. Diese Entgasung geschieht nur dann in einer für den Körper unschädlichen Weise, wenn der in den einzelnen Graden der Druckabnahme jeweils entstehende Gasüberschuß auf dem Wege über die Lungen auch ausgeschieden werden kann. Wird das Ausschleusen zu schnell vorgenommen, so entstehen Gasstauungen, die dann die verschiedenartigen Drucklufterkrankungen (Störungen von Herz- und Lungentätigkeit, Muskel- und Gelenkschmerzen, Schwindel, Taubheit, Erbrechen) verursachen.

ebenfalls gegeben infolge der großen Anzahl der Senkkasten, die zur Absenkung gelangten. Es wurden ferner alle Aufenthalte (z. B. während Verlängerung der Schachttrohre) und alle Nebenarbeiten, die der Kolonne im Senkkasten außer dem Lösen und Laden zufallen (z. B. Planie beim Absetzen der Senkkasten auf der Flußsohle, Planie bei Beendigung der Absenkung), besonders erfaßt und ausgeschaltet.

Zum Vergleich gelangten demnach lediglich Stundenwerte für ein und dieselbe Leistung.

Die Schichten und Schleusungszeiten wurden im wesentlichen nach den deutschen Bestimmungen vom 5. Juli 1920 eingeteilt. Es waren demnach:

- 3 Schichten zu 8,0 Std. bis 2 atü,
- 4 " " 6,0 " bei mehr als 2 atü bis 2,5 atü,
- 5 " " 4,8 " bei mehr als 2,5 atü

In Anwendung. Die Bezahlung der Senkkastenmannschaft war, abgesehen von den sogenannten Druckluftzulagen, folgendermaßen vereinbart:

| | | | |
|---|-----|-----|---|
| von 0,1 bis 1,0 atü wurden 8,0 Std. je Schicht, | | | |
| 1,0 | 1,3 | 8,5 | " |
| 1,3 | 2,0 | 9,0 | " |
| 2,0 | 2,5 | 8,0 | " |
| 2,5 | 3,0 | 8,0 | " |

vergütet.

Tabelle 3.

Tabelle 1.

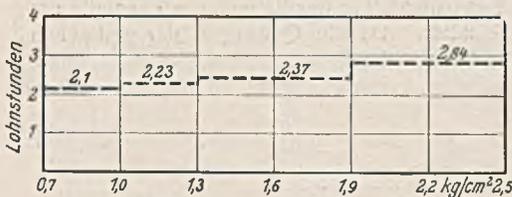
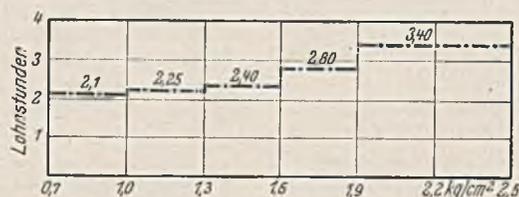


Tabelle 2.



Die ärztlichen Maßnahmen zur Behandlung dieser Erkrankungen sind bekannt (Krankenschleuse, elektrische Schwitzbäder). Es soll hier nicht näher darauf eingegangen werden. Durch gesetzliche Verordnungen (In Deutschland: Verordnung für Arbeiten in Druckluft vom 29. Mai 1935) ist dafür gesorgt, daß bei Anwendung von Druckluft alle Maßnahmen ergriffen werden, die zu einer Vermeidung von gesundheitlichen Schäden beitragen können.

Die Bestimmungen der einzelnen Länder (Amerika, England, Belgien, Frankreich) gehen nun bezüglich der Zeiten, die für das Ausschleusen vorgeschrieben werden, auseinander. Im wesentlichen beginnen die Unterschiede bei 1,3 atü. Hieraus könnte man schließen, daß bis zu dieser Druckhöhe eine Übereinstimmung in der Beurteilung der Einflüsse besteht, die die Druckkraft auf den Körper ausübt, und daß ferner bei 1,3 atü eine Art „kritische Grenze“ liegt. Diese kritische Grenze müßte sich nun auch in der Leistung der unter Druckluft Arbeitenden bemerkbar machen, derart etwa, daß ein deutliches Nachlassen der Leistung bei dieser Grenze eintritt. Der Verfasser hatte Gelegenheit, anlässlich einer großen Bauaufgabe im Auslande eine Untersuchung der Leistungen unter Druckluft anzustellen, deren Überlegungen und Ergebnisse in nachstehendem behandelt werden.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die Arbeiter, die in den Senkkasten den Boden zu lösen und in die Förderkübel zu laden hatten. Es handelt sich demnach um eine Kolonne, die bei allen vorkommenden Drücken (0,7 bis 3,0 atü) ein und dieselbe Arbeit leistete. Die weiteren Vorbedingungen für Vergleiche, nämlich gleichartiger Boden unter allen Drücken, gleiche Fördereinrichtungen und gleicher Arbeitsraum, waren

Unter Berücksichtigung von Schichteinteilung, Pausen und Schleusungszeiten ergab sich daher bei jeder Druckhöhe ein anderes Verhältnis zwischen bezahlten Stunden und wirklichen Arbeitsstunden. Wählt man für das Verhältnis zwischen bezahlter und geleisteter Arbeit für die Druckstufe 0,1 bis 1,0 atü die Zahl 1, so ergaben sich in dem vorliegenden Falle für die weiteren Stufen die folgenden Zahlen:

- für 1,0 bis 1,3 atü das 1,06fache,
- 1,3 " 2,0 " " 1,13 "
- 2,0 " 2,5 " " 1,35 "
- 2,5 " 3,0 " " 1,74 "

Für das Lösen und Laden des Bodens wurden bei der Druckstufe 0,1 bis 1,0 atü 2,1 Lohnstunden gebraucht. Unter Zugrundelegung der oben aufgestellten Verhältniszahlen ergäbe sich demnach folgender Bedarf an Lohnstunden für die weiteren Druckstufen:

- bei 1,0 bis 1,3 atü $1,06 \times 2,1 = 2,23$ Lohnstunden,
- 1,3 " 2,0 " $1,13 \times 2,1 = 2,37$ "
- 2,0 " 2,5 " $1,35 \times 2,1 = 2,84$ "

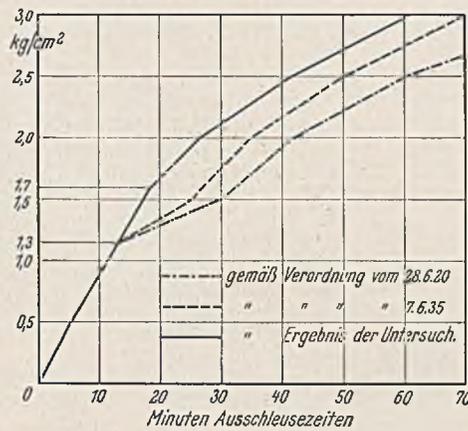
In Wirklichkeit wurden jedoch die in der Tabelle 2 eingetragenen Lohnstunden verbraucht.

Vergleicht man nun die beiden Tabellen miteinander, so zeigt sich, daß bis 1,6 atü die Zunahme an Lohnstunden ziemlich genau der Zunahme entspricht, die sich aus dem erhöhten Verhältnis von bezahlten Stunden zu tatsächlich geleisteten Stunden errechnet. Von 1,7 atü an zeigen sich jedoch Unterschiede. Anstelle von 2,37 Lohnstunden wurden

2,80 gebraucht (bei 1,7 bis 1,9 atü), und an Stelle von 2,84 Lohnstunden 3,40 (bei 1,9 bis 2,2 atü).

An der Grenze zwischen 1,6 und 1,7 atü machten sich demnach Einflüsse auf die Leistung bemerkbar, die — nach Ausschaltung aller sonstigen — nur noch von der Druckerhöhung herkommen können. Setzt man den Aufwand an Lohnstunden bei 0,7 bis 1,1 atü mit 1 an, so ergeben sich für die höheren Drücke die in Tabelle 3

Tabelle 4.



aufgetragenen Vergleichswerte. Die ausgezogene Linie entspricht der Tabelle 1, die strichpunktierte Linie der Tabelle 2.

Der Mehraufwand infolge Druckerhöhung über 1,7 atü betrug demnach $1,33 - 1,13 = 0,20$ Einheiten, der Mehraufwand ab 1,9 atü $1,62 - 1,35 = 0,27$ Einheiten.

Die vorstehend durchgeführten Untersuchungen und Überlegungen können zu dem Schluß führen, daß

1. ein merkbarer Einfluß der Druckluft nicht ab 1,3 atü, sondern erst ab 1,7 atü eintritt,
2. dementsprechend die Zeiten des Ausschleusens (s. Tabelle 4) erst ab 1,7 atü einer besonderen Zulage bedürfen,
3. die besonderen Bedingungen, die in betrieblicher Hinsicht an alle Absenkungen ab 1,3 atü gestellt sind, teilweise erst ab 1,7 atü benötigt werden.

Eine Begutachtung der in Tabelle 4 vorgesehenen Zeiten für das Ausschleusen mußte freilich von ärztlicher Seite geschehen. Der Zweck der Untersuchungen sollte lediglich ein Beitrag zur Klärung der Leistungen unter Druckluft sein, über die bis jetzt wenig veröffentlicht ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Stand der Untersuchungen über die Ursachen des Unfalles der Brücke von Hasselt.

Die nach dem Einsturz der geschweißten Straßenbrücke von Hasselt¹⁾ eingesetzte Untersuchungskommission und der Sachverständigenausschuß haben noch kein Schlußergebnis veröffentlicht. Die Ursachen dieses vielbesprochenen Unfalles, 1½ Jahre nach Eröffnung der Brücke, werden sehr genau untersucht wegen der allgemeinen Bedeutung des Falles. Es scheint, daß nicht eine Ursache allein verantwortlich gemacht werden kann, sondern ein Zusammenwirken von ungünstigen Umständen.

Zwei Punkte können allerdings jetzt schon herausgestellt werden:

1. In fünf Vierendeel-Brücken, die in der gleichen Art geschweißt wurden wie die Brücke von Hasselt, wurden an der Übergangsstelle von den Knotenblechlaschen zum Untergurt (Bereich A—B in Abb. 1) beträchtliche innere Spannungen festgestellt. Man hat in vier von diesen Brücken Risse in den Schweißnähten oder in den Knotenblechlaschen festgestellt. In einzelnen Fällen sind beachtliche Risse im Untergurt aufgetreten (a—c in Abb. 1) als Folge dieser Risse in der Knotenblechlasche. Die inneren Spannungen konnten durch Zerschneiden der Lasche zwischen D und B freigemacht werden. Man hat auf diese Weise Verformungen festgestellt, die manchmal Spannungen oberhalb der Elastizitätsgrenze entsprachen. Bei der Brücke von Hasselt gingen die meisten Risse von diesen überbeanspruchten Stellen aus, und wo es nicht zum offenen Bruch kam, traten doch im allgemeinen Risse auf.

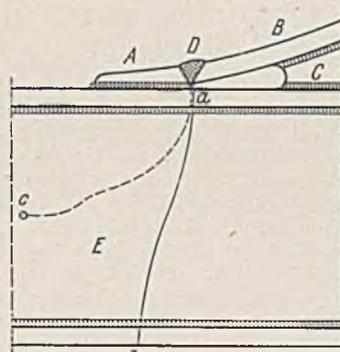


Abb. 1. Skizze der Bruchausgangsstelle.

2. Die Prüfung der aus dem Kanal gezogenen Stücke hat bestätigt, daß der verformungslose Bruch (a—b in Abb. 1) von einer Naht ausging (von D). Bei den Schweißnähten der Brücke von Hasselt war das Elektrodenmaterial einwandfrei. Dagegen sind Fehler in der Ausführung festgestellt worden. Seitdem ist man von der Wichtigkeit einer Röntgenkontrolle der Schweißnähte überzeugt, und man ist dabei, die Anwendung dieses Verfahrens auf alle geschweißten Brücken Belgiens auszudehnen.

¹⁾ Bautechn. 1938, Heft 27, S. 358.

3. Die aus den verdächtigen Stellen entnommenen Probestücke haben bessere Ergebnisse gehabt, als es die bis heute gültigen Lieferungsbedingungen vorschreiben. Die darüber hinaus ausgeführten Versuche über Dauer- und Stoßfestigkeit, Fallproben und chemische Analysen haben die gute Qualität des verwendeten Stahles erwiesen.

Trotz des verformungslosen Bruches kann also die Behauptung, daß die Sprödigkeit des verarbeiteten Werkstoffs auch nur eine der möglichen Ursachen sei, als widerlegt angesehen werden. Diese Bruchform tritt auch bei mehrachsigen Spannungszuständen und bei Vorhandensein von Bruchausgangspunkten auf, wie deutsche Versuche bewiesen haben. Es ist denkbar, daß die Risse, wenn auch mikroskopisch klein, vorhanden waren und zusammen mit der Blausprödigkeit der Übergangsstelle den plötzlichen Bruch verursacht haben. Man war aber bisher keineswegs verpflichtet, die gute Schweißbarkeit des Stahles nachzuweisen.

Zusammenfassend kann heute gesagt werden, daß die in Belgien und Deutschland sehr stark geförderten Studien noch keine endgültigen Schlüsse zulassen über die in beiden Ländern aufgetretenen Vorfälle. Im Falle der Brücke von Hasselt darf aber folgendes festgestellt werden:

1. Der Werkstoff war einwandfrei und entsprach allen bis heute aufgestellten Kriterien für geschweißte Konstruktionen.
2. Die Anordnung (Abb. 2) und die Qualität der Schweißnähte, nicht aber die der Elektroden, geben zu Kritik Anlaß und tragen an diesem Unfall die Schuld.

Immerhin haben diese Vorfälle auf die nicht oder nur ungenügend bekannten Gefahren der Schweißung aufmerksam gemacht und dadurch einen bedeutenden Fortschritt auf diesem Gebiete verursacht. (Nach Oss. Mét. 1939, S. 101.) Dipl.-Ing. W. Raithe, Darmstadt.

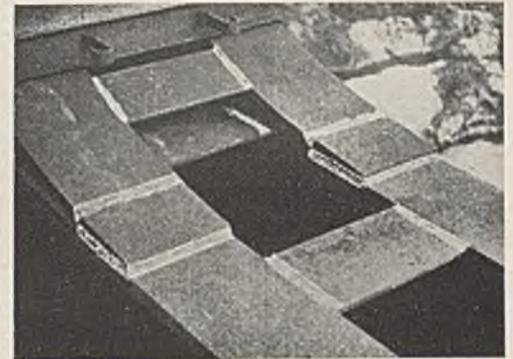


Abb. 2. Schweißnähte an einem Knotenpunkt von dem Typ der Brücke von Hasselt.

Alle Rechte vorbehalten.

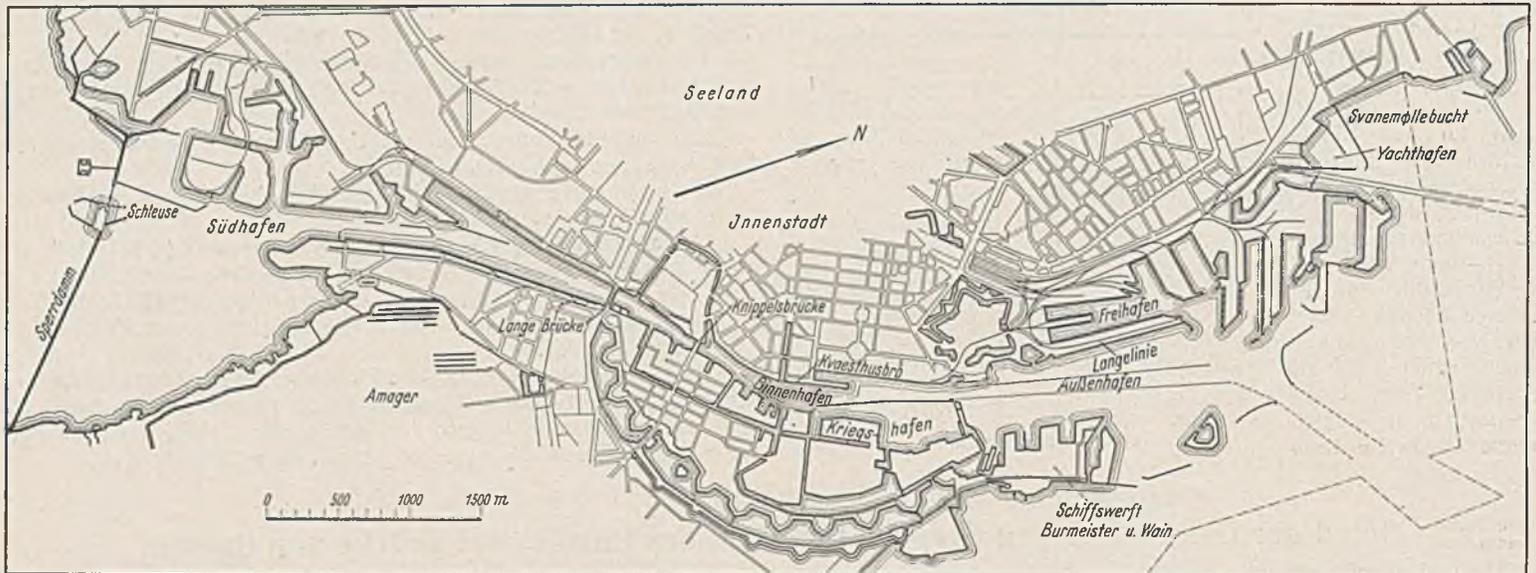
Die 17. ordentliche Hauptversammlung der Hafenbautechnischen Gesellschaft in Lübeck mit Ausflug nach Kopenhagen, vom 18. bis 21. Mai 1939.

(Schluß aus Heft 25.)

Den zweiten Vortrag der Hauptversammlung hielt Senator Schröder, Lübeck, über Die Häfen der Hansestadt Lübeck und ihre Entwicklung. Der Redner kennzeichnete zunächst die geschichtliche Entwicklung der Hansestadt Lübeck von ihrer Gründung im Jahre 1143 bis zum Ausgange des 19. Jahrhunderts. Er wies auf die Bedeutung Lübecks während der Blütezeit der Hanse hin und schilderte die Schwierigkeiten, die in der neueren Zeit durch den Bau des Kielkanals und eine für Lübeck verhängnisvolle Tarifpolitik des Zweiten Reichs entstanden sind. Lübeck sei damals aus eigener Kraft zum beschleunigten Bau des Elbe-Lübeck-Kanals geschritten und habe seine Hafenanlagen planmäßig ausgebaut. Für den Hafen allein, ohne den genannten Kanal und die Seefahrtsstraße, habe die Stadt in der Zeit von 1870 bis 1938 rd. 33½ Mill. RM aufgewendet. Bedeutende Industrieunternehmungen seien im Hafen angesiedelt worden. Heute habe Lübeck besondere Aufgaben im Ostseeraum zu erfüllen. Der Hafenverkehr sei im Steigen und werde sich weiter entwickeln, sobald der Hansakanal gebaut und Lübeck eine Wasserstraßenverbindung über Hamburg und Bremen mit dem Ruhrgebiet er-

halten werde. Der weitere Ausbau des Hafens sei in Angriff genommen, eine weitgehende Planung sei in die Wege geleitet. Die in den letzten Jahren durchgeführte Übergabe des Elbe-Lübeck-Kanals und der Travewasserstraße in die Hände der Reichswasserstraßenverwaltung sowie die Eingliederung der Hansestadt Lübeck in den preußischen Staatsverband würden sich auch insofern auf die weitere bauliche Entwicklung des Hafens günstig auswirken, als damit die in Zukunft entstehenden finanziellen Lasten auf breitere Schultern verteilt würden.

Im Anschluß an diesen Vortrag sprach Regierungsbaurat Dr.-Ing. Walther über Die Trave als Seewasserstraße. Er wandte sich den Bemühungen um die Verbesserung des Fahrwassers der unteren Trave zu. Bereits im späteren Mittelalter habe man versucht, die Fahrwassertiefen der Trave mit den Mitteln der damaligen Zeit zu verbessern. Die Fahrwassertiefe habe früher nur etwa 2,5 bis 3,0 m betragen. Bis zum Jahre 1907 seien drei Korrekturen des Fahrwassers durchgeführt worden. Dadurch seien Fahrwasserbreiten von 50 bis 90 m und 7,5 m Wassertiefe erreicht worden. Durch Nachbaggerungen sei diese Tiefe zum großen



Plan des Hafens von Kopenhagen.

Teil auf 8,5 m gebracht worden. Die Einfahrt in die Trave bei Travemünde sei seit langer Zeit durch kurze Molen geschützt. Vor der Aufnahme von Baggerungen habe die Wassertiefe außerhalb der Molen aber ebenfalls nur 2,6 m betragen. Jetzt sei sie durch Baggerungen in 90 m Breite auf 9 m gebracht worden. Die Fahrtrinne halte sich bei geringer Sandwanderung ohne große Baggerungen gut offen. Die Strömungen in der Einfahrt seien meist schwach, nur bei starken Stürmen und plötzlichem Steigen oder Fallen des Wassers nähmen die Strömungen beträchtliche Geschwindigkeiten an. Die Untertrave sei nach der Errichtung von 26 Gasfeuern auch bei Nacht befahrbar. Der Ausbau des Fahrwassers sei bis 1934 durch die Freie und Hansestadt Lübeck aus eigener Kraft vorgenommen worden. Seitdem sei die Trave von der Reichswasserstraßenverwaltung übernommen.

Den letzten Vortrag hielt Ministerialrat Barelmann, Berlin, über die Anlage und Einrichtung von Seeflughäfen. Der wichtigste Teil eines solchen Hafens sei die Wasserfläche, an die bestimmte Forderungen zu stellen seien. Hierzu seien vor allem hinreichende Größe in den Hauptwindrichtungen, genügende Tiefe, Schutz gegen Seegang und nicht zu große Strömungsgeschwindigkeit zu rechnen. Ferner werde verlangt, daß gute meteorologische Verhältnisse vorhanden sind und daß die nähere Umgebung des Wasserrollfeldes frei von Hindernissen ist. Mit der Entwicklung der Seeflugzeuge und ihrer zunehmenden Größe, Start- und Landegeschwindigkeit seien auch die Ansprüche an einen Seeflughafen gewachsen. Für die ersten, nur etwa 1 t wiegenden Wasserflugzeuge genügten Start- und Landebahnen von geringer Länge und Tiefe, man habe daher meistens natürliche vorhandene Wasserflächen auf Flüssen und in Häfen benutzen können. Mit zunehmender Größe der Flugzeuge habe sich die Notwendigkeit ergeben, besondere Anlagen zu schaffen, Wasserflächen durch Ausbaggerungen und Wasserbauten zu verbessern oder neue Becken anzulegen. Zum Ausbau seien Binnenseen, Wiesen, Haffe, Krümmungen von Flußläufen im Mündungsgebiet und geschützte Meeresbuchten geeignet. Wichtig sei, daß nicht nur die Wasserfläche für das Starten und Landen, sondern auch die Wasserfläche am Ufer ruhig, möglichst frei von Strömungen und lange eisfrei ist. Am Ufer oder in Ufernähe müßten die Flugzeuge an Anlauftrampen oder Bojen liegen. Als Ein- und Aussetzvorrichtungen für Seeflugzeuge seien Krane, Ablaufbahnen, Hebebühnen, Slips oder Docks verwendbar. Sie seien ein wichtiger Bestandteil des Flughafens, da von der Sicherheit und Schnelligkeit ihrer Arbeitsweise der Betrieb auf dem Flugplatz abhängig sei. Es sei jedoch schwierig, günstige Verhältnisse an der freien Küste zu schaffen. Deshalb sei man einen neuen Weg gegangen und habe die Wasserfläche am Ufer von dem eigentlichen Rollfeld abgeteilt und so einen geschützten Flugzeugflughafen geschaffen. Der Vortragende zeigte dann an Beispielen des In- und Auslandes die Möglichkeiten zur Anlage von Seeflughäfen und kam zu dem Schluß, daß aus geschlossenen Wasserbecken die besten Seeflughäfen zu machen sind.

Am 19. Mai gingen etwa 350 Tagungsteilnehmer an Bord des Stettiner Dampfers „Rugard“, um den Ausflug nach Kopenhagen anzutreten. Die Seereise endete in Gjedser, die Weiterfahrt im Sonderzug bot Gelegenheit, einen Eindruck von dem gewaltigen Bau der kürzlich vollendeten Hochbrücke über den Storströmen zu gewinnen.

Den Hafen von Kopenhagen (vgl. den Hafenplan) besichtigten die Tagungsteilnehmer am 20. Mai. Ingenieur Gnutzmann, Kopenhagen, gab dabei Erläuterungen über die Entwicklung, die heutigen Einrichtungen und den Verkehr des Hafens.

Der Sund zwischen den Inseln Seeland und Amager bot mit seiner von Natur geschützten Lage, seinen guten Bodenverhältnissen und seinem geringen Tidehub die besten Voraussetzungen zur Anlage eines großen Hafens. Die wichtigsten Hafenteile sind der Freihafen, in dem Wassertiefen von 7,5 bis 9,5 m vorhanden sind, der Außenhafen, nördlich und östlich des Freihafens gelegen, mit umfangreichen Anlagen für den Massengut- und Ölumschlag sowie die Fahrgastlandeanlage Langeliniekai, der Binnenhafen mit Einrichtungen für Getreidelagerung und Stückgutumschlag und mit Wassertiefen bis zu 8,1 m, der Südhafen mit Einrichtungen für die Lagerung von Baustoffen, Holz und Kohlen sowie mit Plätzen für Industrieunternehmungen und endlich der neuerbaute Ölhafen Provestenen, als Inselhafen im Øresund gelegen und nur durch einen Damm mit der Nordostküste der Insel Amager verbunden. Die Gesamtlänge des Hafens von den Molen im Norden bis zum Damm, der den Hafen im Süden abschließt, beträgt 8,4 km.

Eine der schwierigsten Fragen im Hafengebiet ergibt sich aus der Notwendigkeit, daß der gesamte Straßenverkehr zwischen den Stadtteilen auf Seeland und Amager über den Binnenhafen geführt werden muß. Zwei bewegliche Brücken, die Lange Brücke und die Knippelsbrücke dienen diesem Verkehr. Über die Knippelsbrücke, eine 1937 vollendete neue zweiarmlige Klappbrücke des Scherzer-Systems, verkehren täglich in der Zeit von 6 bis 18 Uhr etwa 12 000 Wagen, 52 000 Radfahrer und 10 000 Fußgänger, und während derselben Zeit muß die Brücke durchschnittlich 40 mal geöffnet werden, um etwa 70 Schiffe durchzulassen. Auch die Lange Brücke soll durch einen Neubau ersetzt werden, es ist aber auch bereits die Frage entstanden, ob sich eine Untertunnelung des Binnenhafens empfiehlt.

Verschiedene große Erweiterungsbauten sind in den letzten Jahren ausgeführt worden, so z. B. die wasserwärtige Verbreiterung des Langeliniekais und der Kalstrecke Kvaesthusbrø, wobei gleichzeitig die Wassertiefe vor den vorgesetzten neuen Kaimauern vergrößert wurde. Die Anlagen des Freihafens wurden erweitert und im Norden in der Svanemøllebucht ein neuer Yachthafen erbaut. Der bemerkenswerteste Neubau ist der neue Ölhafen Provestenen. Seine Molen und Wellenbrecher bestehen aus Steinschüttungen, die Molenköpfe sind auf Eisenbeton-Schwimmkästen gegründet. Die Kaienfassungen sind Stahlspundwände, die mit einem Eisenbetonholm versehen und streckenweise zur Vergrößerung ihres Widerstandsvermögens gegen Schiffsstöße durch eine winkelförmige Eisenbetonmauer über dem gewöhnlichen Wasserstand an ihrer Rückseite verstärkt worden sind. Die Verankerung besteht aus Rundeseisen und Eisenbetonplatten, die durch hölzerne Pfahlböcke gestützt werden. Das Hafengelände wurde durch Aufspülen von Baggersand dem Meere abgewonnen.

Während ihres Aufenthalts in der dänischen Hauptstadt ist die Hafenbautechnische Gesellschaft in gastfreundlicher Weise von der Hafenverwaltung der Ingenieurbaugesellschaft Christiani & Nielsen und von der Ostasiatische Kompagni bewirtet worden. Alle Veranstaltungen waren auf das Beste vorbereitet. Dr.-Ing. Kressner, Hamburg.

Zuschrift an die Schriftleitung.

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung.)

Die vereinfachte Berechnung zweiseitig gelagerter Trägerroste.

Zu diesem in Heft 40/41 der Bautechn. 1938, S. 536 ff., veröffentlichten Aufsatz von Regierungsbaumeister F. Leonhardt bemerke ich folgendes:

Der Verfasser geht in seiner Arbeit den bekannten mathematischen Schwierigkeiten früherer Arbeiten durch Aufstellen von sogenannten Querverteilungszahlen aus dem Wege. Die Entwicklungen gehen immer von einer mittleren Querverteilung aus. In den Fällen mehrerer Querscheiben schlägt der Verfasser eine Zusammenfassung dieser zu einer

mittleren Querverteilung vor, ähnlich dem Verfahren von Faltus, Lastverteilende Querverbindungen¹⁾, aber mit neuen, aus Modellversuchen ermittelten Werten, die wesentlich kleiner sind als die Faltusschen Werte.

Vergleicht man nun die Ergebnisse der von dem Verfasser durchgerechneten beiden Anwendungsbeispiele auf S. 553 bis 557 mit einer Berechnung vollkommen starrer Querverteilung, so liegen in beiden Beispielen

¹⁾ Erschienen in Bauing. 1927 u. 1928 und Z. d. ÖIAV.

die erhaltenen Momente außerhalb des Möglichen. Die Momente der Randträger fallen zu groß, die Momente der Mittelträger zu klein aus. Bei einer Rostuntersuchung unter der Annahme elastischer Querverteilung müssen die Ergebnisse liegen zwischen den äußeren Grenzen einer Untersuchung ohne Querverteilung und der mit vollkommen starrer Querverteilung, oder mit anderen Worten: zwischen einer Roststeifigkeit „Unendlich“ und „Null“. Die Werte im Randträger nehmen ab, wenn man von der starren Querverteilung ausgeht, und werden bei geringer werdendem Verteilungsvermögen immer kleiner und kleiner bis zu dem Grenzwerte der Einzelbalkenwirkung. Bei dem inneren Träger vollzieht sich dieser Vorgang umgekehrt.

Ich habe kürzlich ein anderes Verfahren entwickelt²⁾, das sehr gute Ergebnisse liefert, und auch mit diesem die beiden Beispiele von Herrn Leonhardt durchgerechnet. Im folgenden sollen in einer Zusammenstellung die Ergebnisse beider Verfahren mit der Wirkung vollkommen starrer Lastverteilung und ohne Lastverteilung gegenübergestellt werden.

1. Beispiel nach Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 553 u. 555.

| Rostteil: Feldmoment M_l in $\frac{l}{2}$ | Einzelbalkenwirkung tm | Starre Querverteilung tm | Elastische Querverteilung nach Geiger tm | Elastische Querverteilung n. Leonhardt tm |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|--|
| Randträger . . | 155,7 | 229,1 | 219,3 | 234,4 |
| Mittelträger . . | 210,0 | 133,3 | 134,2 | 118,9 |

2. Beispiel nach Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 556 u. 557.

| Rostteil: Stützenmoment M_C aus Verkehrslast | Einzelbalkenwirkung tm | Starre Querverteilung tm | Elastische Querverteilung nach Geiger tm | Elastische Querverteilung n. Leonhardt tm |
|---|---------------------------|-----------------------------|---|--|
| Randträger . . | — 48,14 | — 60,34 | — 58,74 | — 62,15 |
| Mittelträger . . | — 73,26 | — 42,00 | — 45,18 | — 47,19 |

Während sich das angegebene Verfahren von Leonhardt mit der Ermittlung einer genäherten mittleren Querverteilung befaßt, läßt sich mein Verfahren, das, wie die vorstehenden Tabellen zeigen, gute brauchbare Werte liefert, immer anwenden, gleichviel ob es sich um Hauptträger mit verschiedenen Trägheitsmomenten, mit unbegrenzter Zahl von Querschelben handelt und ob die Hauptträger über eine oder mehrere Öffnungen durchlaufen, und ferner ob die Anordnung im Rostsystem symmetrisch oder unsymmetrisch ist. In jedem Falle ist die Rechnung so einfach, daß sie von jedem Statiker leicht und schnell durchgeführt werden kann. Die ganze Arbeit besteht nur im Aufstellen von Einflußlinien und deren Auswertung.

Erwiderung.

Herr Geiger behauptet, daß die von mir ermittelten Trägerrostmomente „außerhalb des Möglichen“ liegen, dies ist aber nicht richtig. Gerade beim ersten Beispiel eines Trägerrostes mit einem Querträger ist mein Verfahren ganz genau, nur die Verdrehungswiderstände sind wie bei Geiger unberücksichtigt geblieben. Wenn meine Ergebnisse sich von den Geigerschen wesentlich unterscheiden, so rührt dies daher, daß Geiger zwischen Querträger und Auflager gleiche Querverteilung voraussetzt. Dies ist aber falsch, wenn die Hauptträger, wie bei den vorliegenden Beispielen, unmittelbar belastet werden können. Bei einem Querträger geben die von mir mit $M'q'$ bzw. $Q'q'$ bezeichneten Zusatzkräfte sehr große Werte.

Im zweiten Beispiel sind die Unterschiede der von Geiger und mir ermittelten Momente kleiner, weil bei drei Querträgern die $M'q'$ beinahe vernachlässigt werden können. Bei mehreren Querträgern begeht Geiger aber einen weiteren Fehler, indem er für jeden Querträger eine andere Querverteilung bestimmt, die nur abhängig gemacht wird von der Durchbiegung δ des Einzelbalkens ohne Querträger infolge $P=1$ an der Querträgerstelle. Dies entspricht der Annahme, daß nur dieser eine Querträger vorhanden ist. Geiger erhält damit an den Außenquerträgern eine viel zu schwache Querverteilung, seine Quereinflußlinien stimmen nicht einmal für den mittleren Querträger, weil die gegenseitige Beeinflussung der Querträger bei den üblichen Steifigkeitsgraden nicht vernachlässigt werden darf. Außerdem wird die Berechnung nicht gerade vereinfacht, wenn die Lasten an jedem Querträger neu querverteilt werden müssen. Ich habe nachgewiesen, daß bei mehreren Querträgern mit einer mittleren Querverteilung auf die ganze Öffnung gerechnet werden kann, was viel einfacher ist.

Herr Geiger macht in seiner ersten Veröffentlichung³⁾ die bekannte und selbstverständliche Feststellung, daß die Querverteilung bei durchlaufenden Trägern geringer ist als bei Balken auf zwei Stützen unter sonst gleichen Verhältnissen, und betont, daß sein Verfahren auch auf Durchlaufträger anwendbar ist. Ich verweise auf den Abschnitt „Verallgemeinerung“ in Bautechn. 1938, Heft 40/41, S. 551, meines Aufsatzes

²⁾ Stahlbau 1938, Heft 10, 11 u. 26.

³⁾ Stahlbau 1938, Heft 10 u. 11.

(Berichtigung in Bautechn. 1938, Heft 47, S. 648), wo mit wenigen Worten gezeigt ist, wie bei meinem Verfahren der Einfluß der Hauptträgerkontinuität berücksichtigt wird. Auch Krabbe hat mehrfeldrige Trägerroste behandelt.

Herr Geiger bezeichnet die Durchbiegung eines Balkens infolge von $P=1$ als „Federkonstante“ und die Einflußlinie der Durchbiegung mit „ μ -Kurve“. In seinen Veröffentlichungen spielt die Ermittlung der μ -Kurve eine große Rolle. Ich stelle dazu fest, daß derartige Werte schon von Ostenfeld veröffentlicht sind und für unsymmetrische durchlaufende Hauptträger viel einfacher mit Hilfe der Angerschen Tabellen erhalten werden. Außerdem führt Geiger bei der Ermittlung der Querverteilungseinflußlinien die Querträgermomente über den Hauptträgern als Unbekannte ein, statt die Quereinflußzahlen unmittelbar zu bestimmen, wie dies in meinen Formeln für die Querverteilungszahlen geschehen ist, die demnächst für Trägerroste mit bis zu acht Hauptträgern veröffentlicht werden. Ob das Geigersche Verfahren auch nach entsprechender Berichtigung als einfach und leicht verständlich bezeichnet werden kann, muß unter diesen Umständen bezweifelt werden.

Leonhardt.

Zweite Zuschrift.

Herr Leonhardt vermeldet in seiner Erwiderung, auf den Kern meiner 1. Zuschrift einzugehen. Dieser Kern aber stellt den Vergleich starrer Lastverteilung mit elastischer Lastverteilung dar, eine wichtige Frage, deren Erörterung nicht umgangen werden kann. Vergleiche mit der Einzelbalkenwirkung und der Rostwirkung sind in den letzten 50 Jahren sehr oft in dem einschlägigen Schrifttum hervorgehoben worden.

In der neuesten Zeit werden die großen Vorteile der Rostwirkung beim Bau der Reichsautobahnbrücken benutzt. Man rechnet dort sehr viel mit der Annahme vollkommen starrer Lastverteilung, in der Erkenntnis, daß diese Berechnungsart in den Randträgern die größten Lastanteile liefert. Wiederholt wurde im Fachschrifttum, u. a. auch von Ostenfeld bewiesen, daß die Berechnung genau ist, auch wenn nur die belasteten Querträger — im Falle der Einflußlinien der einzig belastete Querträger — berücksichtigt wird. Ich nehme an, daß Herrn Leonhardt bekannt ist, daß aus der Rechnung mit vollkommen starrer Querverteilung die Randträger die größeren Lastanteile erhalten, die Mittelträger dagegen die kleineren. Berücksichtigt man die Weichheit des Rostes, so verschiebt sich diese Querverteilung in dem Bereich vollkommen starrer Querverteilung, d. h. die Randträgeranteile nehmen ab, die Mittelträgeranteile zu. Es liegt daher sehr nahe, den Vergleich einer elastischen Querverteilung mit der noch sehr viel angewandten starren Querverteilung zu machen. Die Ergebnisse der Leonhardtschen Beispiele liegen außerhalb der Auffassung starrer Lastverteilung. Nach der Berechnung von Leonhardt müßten die Randträger höher bemessen werden, als dies bei der starren Querverteilung bisher geschieht. Dies steht aber in einem großen Widerspruch. Bei vollkommen starrer Querverteilung ist es für die Lastanteile gleich, ob die Hauptträger unmittelbar belastet werden oder nicht. Übrigens werden im Stahlbrückenbau die Hauptträger nur selten unmittelbar belastet.

Sind denn die Leonhardtschen Zusatzkräfte wirklich richtig? Geht Leonhardt nicht von der Annahme aus, daß die Hauptträger an den Querträgerstellen unnachgiebig gestützt sein sollen? Bei den Randträgern werden diese Werte zugezählt, bei den Mittelträgern abgezogen! Bei unmittelbarer Belastung der Hauptträger und nur einem einzigen Querträger — beides kommt beim Stahlbrückenbau kaum vor — ist die Zusatzkraft beachtenswert, fällt aber sofort bei mehr als einem Querträger vernachlässigbar klein aus. Warum dann noch mit M' und Q' rechnen?

Das von mir im Stahlbau 1938, Heft 10, S. 78 ff., veröffentlichte Verfahren — das übrigens vor der Arbeit von Herrn Leonhardt erschien — hat in der Hauptsache die Ermittlung der Lastanteile auf die Hauptträger aus elastischer Querverteilung zur Grundlage. Das Verfahren von Herrn Leonhardt setzt aber die Kenntnis der Querverteilungszahlen voraus, die nach Modellversuchen oder für einfache Fälle rechnerisch nach Ostenfeld ermittelt werden sollen, worauf es mir aber gerade ankommt.

Unrichtig ist, wenn Herr Leonhardt meine μ -Kurve mit den Ostenfeldschen Werten vergleicht. Die Gegenüberstellung soll an der folgenden Skizze gezeigt werden:

Die μ -Kurve ist der geometrische Ort der Durchbiegungen für veränderliche Querscheibenabstände, also jener Durchbiegungen, die stets am Orte der Last $P=1$ entstehen. Die Ostenfeldschen Werte stellen die Biegelinie eines Balkens für eine feste Laststelle dar, deren Verwendung für Ostenfeld eine ganz andere Bedeutung hat. Ostenfeld sucht doch damit den ideellen Querträger, wie dies schon Faltsus tat.

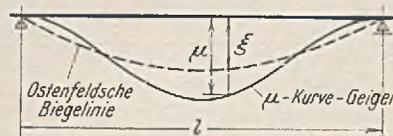


Abb. 1.

Bei einem Rost mit mehreren lastverteilenden Querscheiben, wie dies im Stahlbrückenbau vorliegt, versagt das von Herrn Leonhardt angegebene Verfahren, Herr Leonhardt geht dann den im Fachschrifttum schon längst bekannten Weg einer mehr oder weniger großen Annäherung, die Rostberechnung mit einem mittleren Querträger durchzuführen. Neu ist daran nur, daß die Faltsuschen Werte verbessert werden. Aber auch die angegebenen Werte können nicht allgemein befriedigen, sie weichen, wie die Modellversuche ergaben, stark voneinander ab. Herr Leonhardt empfiehlt, immer den Kleinstwert „i“ zu nehmen; ist das nicht eine sehr starke Annahme?

Für die Richtigkeit der Faltusschen Werte fehlen die mathematischen Voraussetzungen, für die Leonhardtschen fehlte die allgemeine Verwendbarkeit.

Ich glaube aber nicht, daß wir auf dem Wege einer mittleren Querverteilung zu einem befriedigenden Ergebnis der gesuchten Lastverteilung kommen. Dafür erscheint mir das ganze Rostproblem viel zu empfindlich.

Über das Ergebnis seiner Beispiele sagt Herr Leonhardt am Schluß seiner Arbeit: „Wenn auch das angewandte Verfahren bei durchlaufenden Konstruktionen mit mehreren Querträgern in jedem Felde noch keine ganz genauen Werte liefert“; dem habe ich nichts hinzuzufügen.

Herr Leonhardt behauptet, ich ließe die gegenseitige Beeinflussung des Querträgers unberücksichtigt; das trifft nicht zu. Ich habe vielmehr einen Weg gefunden, der die Kopplung der Querscheiben untereinander sehr leicht aus der „u-Kurve“ erfaßt. In einem besonderen Aufsatz werde ich demnächst den gegenseitigen Einfluß lastverteilender Querscheiben zeigen, den ich in einer gemeinsamen „Bettungszahl“ oder „Federkonstanten“ zum Ausdruck bringe. Aus diesem Werte läßt sich auch sehr leicht der bekannte „i“-Wert ermitteln, der sehr gut mit den Modellversuchen von Leonhardt übereinstimmt. Die allgemeine Bestimmung aber erlaubt für jede Rostart, ob kontinuierlich oder nicht, ob die Querscheiben symmetrisch oder unsymmetrisch angeordnet sind, den Einfluß des gleichzeitigen Zusammenwirkens mehrerer Querscheiben anzugeben. In den meisten mir bekannten Rostbrücken beträgt dieser Einfluß 5% nach der Seite der Ergebnisse vollkommen starrer Querverteilung.

Zu meinem Verfahren möchte ich noch ergänzend sagen, daß es nicht nur für zweiseitig gelagerte Rostsysteme Anwendung gefunden hat, sondern auch für 3- und 4seitig gelagerte Rostsysteme, wie sie im Stahlwasserbau und Hochbau anzutreffen sind.

Eine Veröffentlichung einer Durchrechnung eines Beispiels nach meinem Verfahren steht bevor. Der Einfluß der Verdrehungswiderstände und ihrer Berücksichtigung erscheint demnächst.

Zweck meiner Zuschrift war, von Herrn Leonhardt eine Stellungnahme seines Verfahrens zu der Rechnung vollkommen starrer Querverteilung zu erhalten. Einen solchen Vergleich halte ich im Augenblick hinsichtlich seiner Ergebnisse für sehr erwünscht.

Welches Verfahren der Praxis nicht nur am bequemsten, sondern auch gefühlsmäßig am sichersten erscheint, zeigen die Ergebnisse, auf die es schließlich allein ankommt. Geiger.

Zweite Erwiderung.

Durch die zweite Zuschrift des Herrn Geiger ändert sich nichts an den Feststellungen meiner ersten Erwiderung. Solange Herr Geiger die Fehler seines Verfahrens nicht einsieht und fortfährt, die Ergebnisse meiner Beispiele als „außerhalb des Möglichen liegend“ hinzustellen, ist eigentlich eine weitere Auseinandersetzung auf diesem Wege zwecklos. Ich möchte jedoch darauf hinweisen, daß der als „Kern“ der Geigerschen Zuschrift bezeichnete Vergleich zwischen starrer und elastischer Lastverteilung längst zu der Erkenntnis geführt hat, daß die Verformbarkeit der Querträger berücksichtigt werden muß.

Ich mußte die Behauptung, daß meine Ergebnisse außerhalb des Möglichen liegen, als Kern der Geigerschen Zuschrift ansehen, und habe zur Widerlegung dieser Behauptung auf die Fehler der Geigerschen Berechnung hingewiesen.

Entgegen der Meinung des Herrn Geiger werden heute die weitaus meisten Brücken (auch Stahlbrücken) so gebaut, daß die Hauptträger unmittelbar belastet werden, auch sind Trägerroste mit nur einem oder zwei Querträgern bei kleineren breiten Brücken häufig geworden. Die Zusatzkräfte infolge dieser unmittelbaren Belastung dürfen aber nicht vernachlässigt werden, wie gerade das umstrittene Beispiel zeigt.

Meine Arbeit war im September 1937 als Dissertation eingereicht worden und damit vor der Geigerschen Veröffentlichung Mitte 1938 abgeschlossen.

Ostenfeld hat nicht nur eine Biegelinie angegeben, sondern sehr viele, aus deren Ordinaten jederzeit die Einflußlinie der Durchbiegungen entnommen werden kann, wie sonst allgemeinverständlich die Geigersche „u-Kurve“ genannt wird (Abb. 2). Die Geigersche Skizze ist daher irreführend und zudem nicht richtig aufgezeichnet. Offensichtlich ist die Ostenfeldsche Biegelinie für P in Öffnungsmitte aufgetragen, dann müßte aber die Einflußlinie der Durchbiegungen (u-Kurve) durch den Tiefpunkt der Biegelinie gehen!

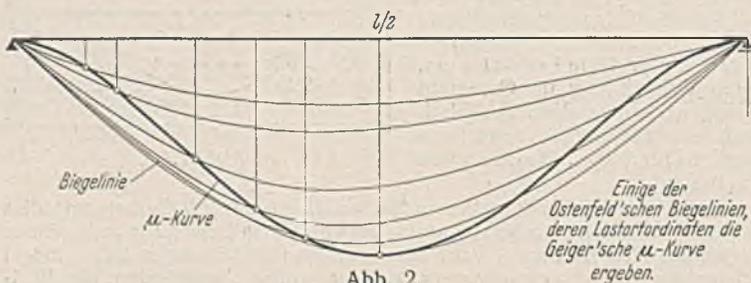


Abb. 2.

Auf die übrigen Unstimmigkeiten der zweiten Zuschrift einzugehen, geht über den Rahmen der Zuschriften hinaus. Leonhardt.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Vermischtes.

Änderung der Deutschen Zementnormen. Der Reichsverkehrsminister gibt durch Erlaß vom 20. 6. 1939 — W 2. T 3. 193 — im Einvernehmen mit dem Reichsarbeitsminister (IVc 4. Nr. 8612. e. 28/39) gemäß einem Vorschlage des „Ausschusses für die Neubearbeitung der Zementnormen“ folgende Änderung der Deutschen Zementnormen vom 2. Mai 1932 bekannt:

Neufassung der Festigkeitstabelle in § 6 „Festigkeit“.

| Mörtelfestigkeit nach | 1 | 2 | 3 | 4 |
|------------------------------------|---------------------------|---------|------------------------------------|---------------------------------|
| | 3 Tagen Wasserlagerung | 7 Tagen | 28 Tagen gemischter Lagerung | 28 Tagen Wasser- lagerung |
| Zement | | | | |
| Druck kg/cm ² | — | 200 | 400 | 300 |
| Zug „ | — | 18 | 30 | 25 |
| Hochwertiger Zement | | | | |
| Druck kg/cm ² | 250 | — | 500 | 400 |
| Zug „ | 25 | — | 40 | 30 |

Diese Änderung tritt mit Wirkung vom 1. Juli 1939 in Kraft.

Ferner tritt künftig an Stelle der Normenzugfestigkeitsprüfung die Biegezugfestigkeitsprüfung. Dabei müssen Zement und hochwertiger Zement mindestens folgende Werte für die Biegezugfestigkeit erreichen:

- a) Zement
 - nach 7 Tagen Wasserlagerung 25 kg/cm²
 - nach 28 Tagen Wasserlagerung 50 kg/cm²,
- b) hochwertiger Zement
 - nach 3 Tagen Wasserlagerung 25 kg/cm²
 - nach 28 Tagen Wasserlagerung 55 kg/cm².

Die Biegezugfestigkeitsprüfung nach 28 Tagen gemischter Lagerung kann wegfallen. Es sind deshalb keine Werte hierfür vorgesehen. Für das Prüfverfahren gelten die Normblätter DIN 1165 „Einrichtungen zur Herstellung und Prüfung von Prismen 4·4·16 cm aus weich angemachtem Mörtel“ und DIN 1166 „Herstellung und Prüfung von Prismen aus weich angemachtem Mörtel“. Die Prüfung nach 28 Tagen gemischter Lagerung soll (sowohl für Zement wie auch für hochwertigen Zement) künftig auch für die Normendruckfestigkeit wegfallen. Der Zeitpunkt, von dem ab die Biegezugfestigkeitsprüfung allein maßgebend ist, wird noch bestimmt; in einer Übergangszeit, vorläufig bis 30. Juni 1940, kann wahlweise die eine oder die andere Festigkeitsprüfung angewendet werden.

Der Reichsarbeitsminister hat (mit Erlaß IVc 4. Nr. 8612. e. 28/39) die vorgenannten Änderungen gleichfalls mit Wirkung vom 1. Juli 1939 ab für sämtliche Baupolizeibehörden eingeführt und bestimmt, daß die Deutschen Normen für Portlandzement, Eisenportlandzement und Hochofenzement (mit vorstehend genannten Änderungen) vom 1. Juli 1939 ab in der Ostmark und vom 1. Oktober 1939 ab in dem Reichsgau Sudetenland anzuwenden sind.

Personalmeldungen.

Deutsches Reich. Deutsche Reichsbahn. a) Betriebsverwaltung. Ernann: zum Abteilungspräsidenten: die Oberreichsbahnräte Dr.-Ing. Krabbe, Dezerent der RZA München, unter Versetzung als Abteilungsleiter und Dezerent zur RBD Hamburg, Eyert, Abteilungsleiter und Dezerent bei der RBD Oppeln, und Friedrich Schmidt, Abteilungsleiter und Dezerent bei der RBD Stuttgart; — zum Oberreichsbahnrat: Reichsbahnrat Marstatt, Dezerent der RBD Essen; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnassessoren Müdemann, Vorstand des Betriebsamts Kassel 2, Meßmann, Vorstand des Betriebsamts Coesfeld, Rhenius, Vorstand des Betriebsamts Neustrelitz, Ostertag, Vorstand des Neubauamts Bochum, Irrgang, Leiter der Bauabteilung Salzburg der Obersten Bauleitung der Reichsautobahnen München, Pferner, Vorstand des Betriebsamts Kreuzburg (Oberschles.), Merker, Vorstand des Betriebsamts Köslin, Heinz Benndorf bei der RBD Regensburg unter Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Riesa, Gerhard Zimmer, Vorstand des Betriebsamts Worms, Lasch, Vorstand des Neubauamts Zwickau (Sachs.), und Spang in Darmstadt; — zum Reichsbahnratmann: die technischen Reichsbahnoberinspektoren Friedrich Schultze und Tornau in Breslau, Hampel in Dortmund, Böhmelmann in Frankfurt (Main), Garn in Wien, Bruno Schulz in Cottbus, Ernst Jaeckel in Hamburg-Harburg, Horstmann in Hamburg, Mündel und Willi Fuchs in Königsberg (Pr), Fritz Jahn in Oppeln, Gründemann und Alfred Menzel in Frankfurt (Oder), Kluge in Schneidemühl, Max König in Stolp, Burucker in Wuppertal, Berquet in Siegen und Milz, Wild, Sieber, Münsterberg bei der Reichsbahnbauabteilung München.

INHALT: Instandsetzung von Talübergang-Turmpfeilern. — Die Arbeiten im Ostrandgebiete des Staubeckens Turawa. — Beitrag zur Frage der Rissbildung bei Betondecken. — Der Einfluß der Druckluft auf die Arbeitsleistung. — Stand der Untersuchungen über die Ursachen des Unfalles der Brücke von Hasselt. — Die 17. ordentliche Hauptversammlung der Hafentechnischen Gesellschaft. (Schluß). — Zuschrift an die Schriftleitung. — Vermischtes: Änderung der Deutschen Zementnormen. — Personalmeldungen.

Verantwortlich für den Inhalt: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.