

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang

BERLIN, 16. November 1928

Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Erich Biermann, Berliner Nordsüdbahn-A.-G.

die Friedrichstraße mit 11,50 m Breite und einer Tunnelbreite von 8,50 m bekannt. Die Baugrubentiefe betrug hier 6,30 bis 6,60 m, während die Sohle der neueren Tunnelausführungen 8,50 bis 10,00 m unter O.K. Straße liegt. Die tiefere Lage der Untergrundbahnen gegenüber den

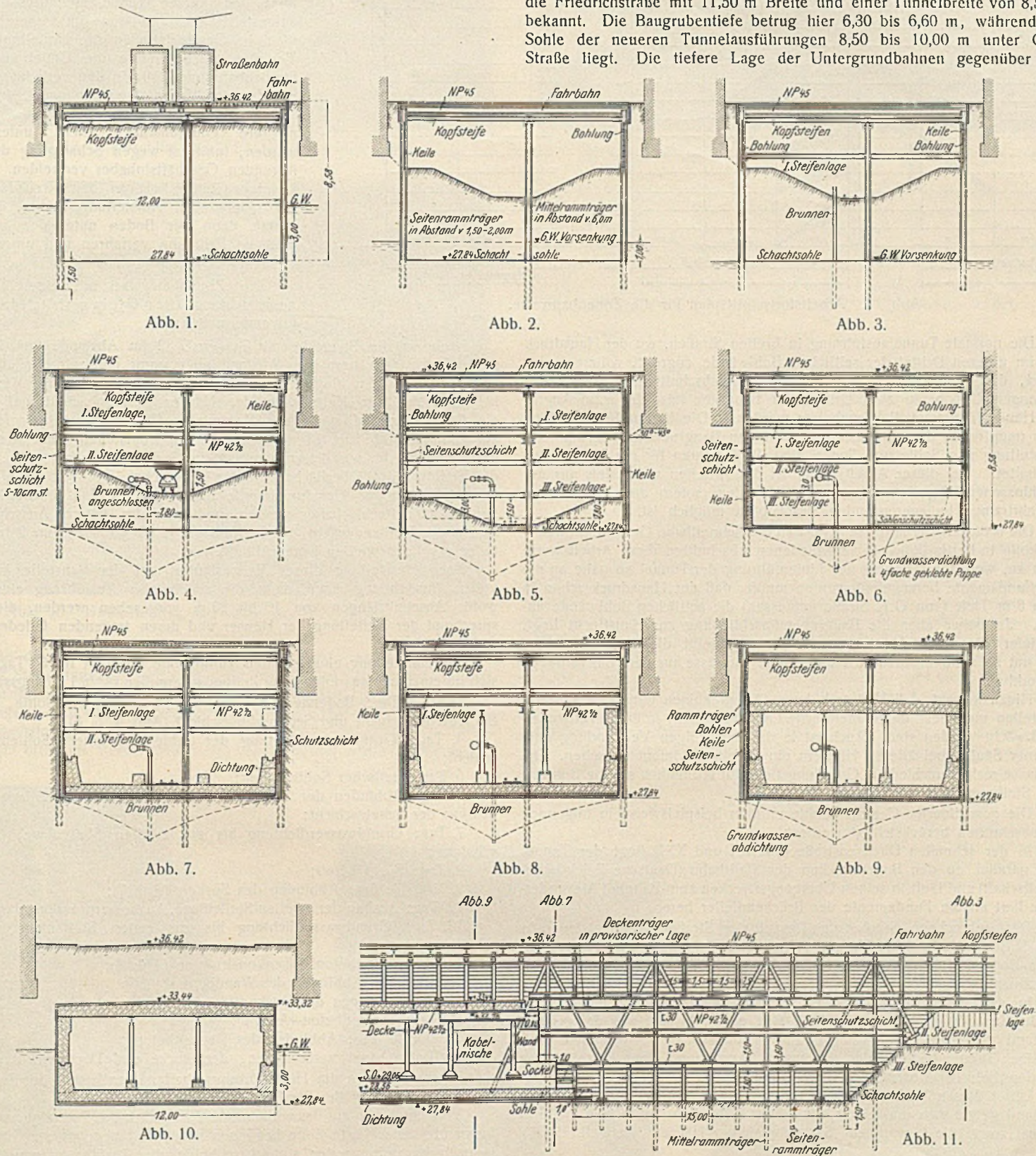


Abb. 1 bis 11. Darstellung der Baugruben- und Tunnelausführung.

A. Allgemeines.

Untergrundbahnbauten in engen Straßenzügen Berlins sind bereits ausgeführt worden. Von diesen sind die Niederwallstraße mit 10 m Breite (zwischen den Hausfluchten) und einer Tunnelbreite von 7,50 m sowie

früheren Unterpflasterbahnen ist hauptsächlich mit der Ausbildung der Bahnhofsvorräume zwecks Verlegung der Eingänge vom Fahrdamm auf die Bürgersteige und der Lage des Netzes der städtischen Versorgungsleitungen begründet.

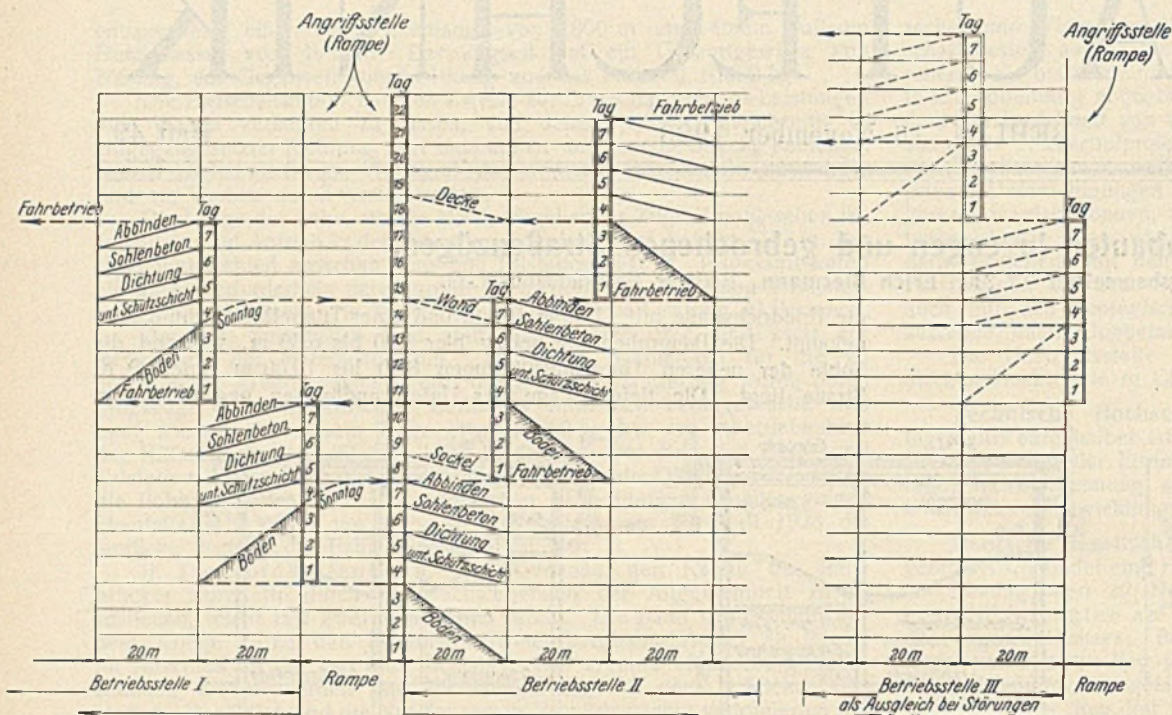


Abb. 12. Arbeitsfortschrittsplan für die Zonenbauweise.

Die normale Tunnelausführung in breiten Straßen, wo der Hausdruck erst im unteren Drittel der seitlichen Bohlwände angreift, vollzieht sich derart, daß zunächst in einem größeren Bauabschnitt mit hohen Erdleistungen die oberen zwei Drittel der Baugrube (also bis zum Angriff des Häuserdruckes) voll ausgehoben werden. Die Betonarbeiten folgen dann unmittelbar dem Erdaushub des unteren Baugrubendrittels, und mit Herstellung von Sohle und Sockel sind die Gefährden für die Häuser ausgeschaltet. Bei dieser Arbeitsweise ist das Arbeiten vom Gleis aus mit geschlossenen Wagenzügen am vorteilhaftesten, sofern die Anlage einer Ausfahrtrampe im angrenzenden Straßenbilde möglich ist.

Die örtlichen Verhältnisse beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln in Berlin ließen in verschiedenen Abschnitten diese Arbeitsweise nicht zu, weil aus Gründen der Linienführung der Tunnel so nahe an die Hausfundamente herangelegt werden mußte, daß der Hausdruck schon in etwa 3 m Tiefe (von O.K. Straße gemessen) die seitlichen Bohlwände angriff. Je näher aber die Baugrubenumschließung zur Hausflucht liegt, je tiefer die Baugrube ist, um so länger bleibt die Baugrube offen, und um so mehr machen sich ungünstige Einflüsse aus dem Bauvorhaben bemerkbar.

Hinzu kommt, daß Häuser höheren Alters keinen günstigen Zustand darstellen und meist durch mehrfache Ladenumbauten in ihren Verbänden geschwächt worden sind. Auch ist in der ausgiebigen Verwendung gußeiserner Säulen bei älteren Häusern ein Gefahrenmoment zu sehen. Die teilweise recht verschiedene Gründungstiefe übt schließlich auf die Bohlung und Steifung einen ungünstigen Einfluß aus.

Die geschilderten Gesichtspunkte mußten beispielsweise in folgenden Bauabschnitten berücksichtigt werden:

In der schmalen Dirksenstraße (Los XX und XXI) liegt der Tunnel fast parallel zu den Bogenbrücken der Stadtbahn (Deutsche Reichsbahngesellschaft) und läuft in seinen Übergangsstrecken zum Bahnhof Alexanderplatz hart an die Fundamente der Brückenpfeiler heran.

Der gebrochene Straßenzug Rosenthaler Straße—Weinmeisterstraße (Los XXII) forderte trotz Unterfahrung eines Eckhauses und Anordnung eines Bogens von etwa 90 m Halbmesser eine Tunnellage in Nähe der Hausfluchten.

In der Rosenthaler Straße zwischen Rosenthaler Platz und Auguststraße (Los XXIII), einer an und für sich engen Straße, war der geringe Abstand zwischen Tunnelwand und Hausfundamenten durch den dreigleisigen Tunnel bedingt, der sich aus der Anordnung eines Abstellgleises für den Bahnhof Rosenthaler Platz ergab.

Unter diesen Verhältnissen wurde von der normalen Bauausführung Abstand genommen und ein zonenweises Herstellen von Baugrube und Tunnel sowie die vorsorgliche Stützung einiger Häuser durchgeführt.

B. Zonenbauweise.

Die Zonenbauweise an sich ist ohne besondere Belange, solange die Bodenförderung lotrecht — durch Greifer, Kübel oder Bauaufzüge — geschieht. Ist dies nicht möglich, und muß die Ausschachtung über Gleis, d. h. eine unmittelbare Förderung des Bodens von der Schachtstelle zur Kippe, geschehen, so wird die Zonenbauweise zu einer Auf-

gabe der Wirtschaftlichkeit, deren Lösung besondere Anforderungen an die Betriebsführung stellt.

Die Notwendigkeit einer Bodenförderung über Gleis mit geschlossenen Wagenzügen ergibt sich aus verschiedenen Erwägungen. So wird die Aufstellung von Geräten für lotrechte Förderung in engen Straßen wegen rechtzeitiger An- und Abfahrt der Lastwagen in starkem Verkehr kaum möglich sein, zumal für hohe Leistungen mehrere Geräte über den kurzen Tunnelabschnitten hätten aufgestellt werden müssen; im weiteren wird man in Geschäftstraßen die Umleitung des Verkehrs, insbesondere die Umleitung von Straßenbahnlinien, die in den verkehrsreichen Stunden eine Wagenfolge von einigen Sekunden in einer Richtung aufweisen, und die durch mehrere Omnibuslinien meist unterstützt werden, tunlichst wegen Schädigung der anliegenden Geschäftsinhaber vermeiden. Zwar könnten Geräte hart an den Kreuzdämmen der Querstraßen aufgestellt werden, jedoch müßte dann der Boden unter der behelfsmäßigen Fahrbahn verfahren und umgeladen werden.

Die Zonenbauweise mit einer Bodenausschachtung über Gleis gestaltet sich etwa folgendermaßen:

Nachdem die Baugrube mit Trägern I32 im Abstände von 1,50 m gegenüber 2,00 m normalem Abstand abgerammt und mit der üblichen hölzernen Fahrbahn abgedeckt worden ist (Abb. 1), wird die Baugrube bis in Höhe der Kellersohle der Häuser ausgeschachtet und dann ein Fahrslitz profilmäßig der Wirkung des Hausdruckes entsprechend ausgehoben (Abb. 2 u. 13). Danach werden Kopfsteifen unter der Fahrbahn eingebracht, um dieser eine größere Steifigkeit, insbesondere gegen die Einflüsse des Oberflächenverkehrs zu geben. Die erste Steifenlage wird in Höhe der Hausfundamente angeordnet, so daß der Betrieb im Fahrslitz aufrechterhalten werden, und daß beim späteren Ausschachten durch das Vorhandensein der Steifenlage ohne weiteres um 2 bis 3 m tiefer gegangen werden kann (Abb. 3).

Nach Herstellung dieses Bauzustandes auf der Baustelle in ihrer vollen Ausdehnung kann dann die zonenweise Ausführung einsetzen, wofür Abschnittlängen von 10 bis 20 m vorgesehen werden, die entsprechend der Aufteilung der Häuser und deren tragenden Gliedern gewählt werden.

Die Herstellung einer solchen Tunnelzone erfordert rd. 30 Tage, die sich im einzelnen aus folgendem Zeitbedarf ergeben (Abb. 11, Längsschnitt):

- 1., 2., 3. Tag: Bodenaushub vom Fahrslitzprofil bis Sohle, untere Sohlenschuttschicht und Seitenschuttschicht (Abb. 4, 5, 6);
4. Tag: Grundwasserdichtung der Sohle und innere Sohlenschuttschicht;
5. Tag: statischer Sohlenbeton;
6. Tag: Abbinden der Sohle, Ausbau der dritten Steifenlage, Ausbessern der Schutzschicht;
7. Tag: Grundwasserdichtung bis zur zweiten Steifenlage, Sockelschalung;
8. Tag: Sockelbeton;
- 9., 10., 11. Tag: Abbinden des Sockels (Abb. 7);
12. Tag: Ausbau der zweiten Steifenlage, Ausbessern der Schutzschicht;
13. Tag: Grundwasserdichtung bis zur ersten Steifenlage, Wand-schalung;
14. Tag: Wandbeton, Eisenkonstruktion (Abb. 8);
- 15., 16. Tag: Abbinden des Wandbetons;
17. Tag: Verlegen der Deckenträger, Deckenschalung;
18. Tag: Deckenbeton (Abb. 9);
19. bis 25. Tag: Abbinden des Deckenbetons;
26. Tag: Grundwasserdichtung der Decke und Deckenschuttschicht. Hiernach folgen die Hinterfüllungsarbeiten, der Ausbau der Fahrbahn und die Pflasterung der Straße (Abb. 10).

Verzichtet man auf das vollkommene Schließen des Tunnelquerschnitts, bevor die benachbarte Zone begonnen wird, und begnügt man sich, da ja nach Herstellung der statischen Sohle die Ausführung von Sockel, Wand und Decke laufend folgen, damit, daß nur die statische Sohle hergestellt und danach mit dem Erdaushub der benachbarten Zone begonnen wird, so ergibt sich ein Zeitraum zwischen der Fertigstellung der statischen Sohlen zweier benachbarten Zonenabschnitte von sieben Tagen, d. h. einer Woche, von der drei Arbeitstage auf die Ausschachtung eines Zonenabschnitts entfallen. Dementsprechend muß bei einem stetigen



Abb. 13. Fahrschlitz unter der Fahrbahn (vergl. Abb. 2).

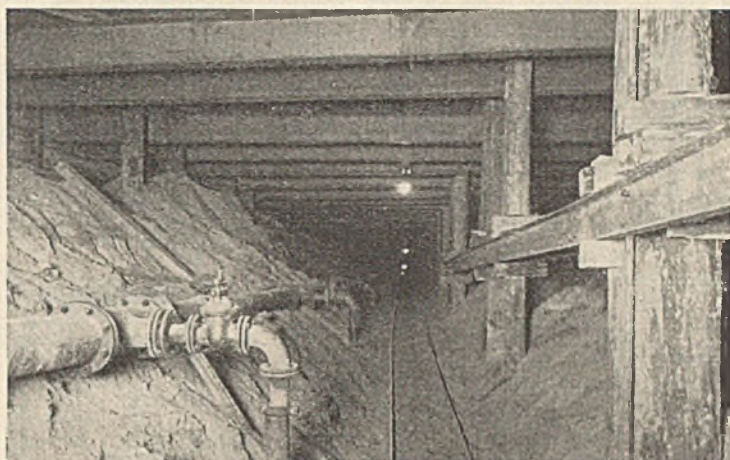


Abb. 14. Deckenträger des Tunnels in vorläufiger Lage.

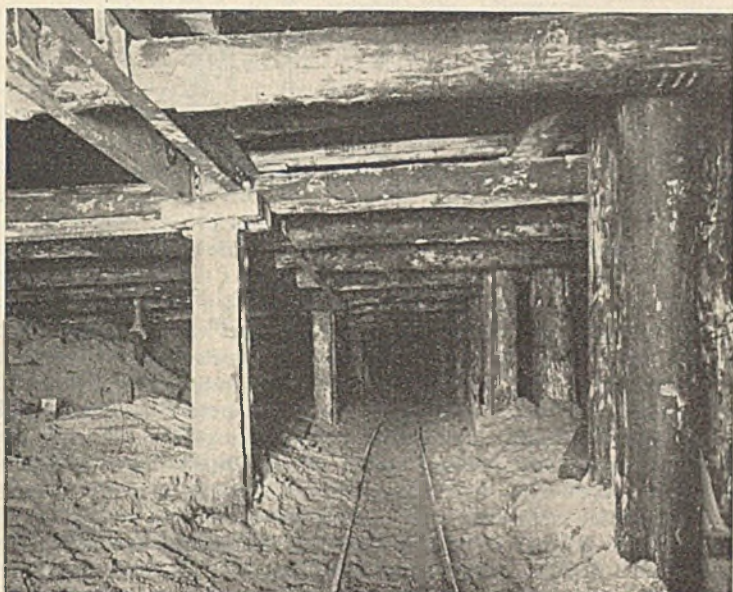


Abb. 15. Durchsteifung der Triebbladen auf Baugrubensohle.

konnte ein stetiger Zonenbetrieb vorgesehen werden, wobei der Abschnitt Rosenthaler Straße zwischen Rosenthaler Platz und Auguststraße von einer Rampe in der Elsasser Straße aus und die beiden Abschnitte Rosenthaler Straße 19—24 und Weinmeisterstraße 1—5 von einer Rampe in der Gipsstraße aus in Angriff genommen werden konnten. Schacht-, Zimmerer- und Betonkolonnen konnten also voll ausgenutzt werden, indem sie nacheinander wechselseitig in drei Zonenabschnitten anzusetzen waren.

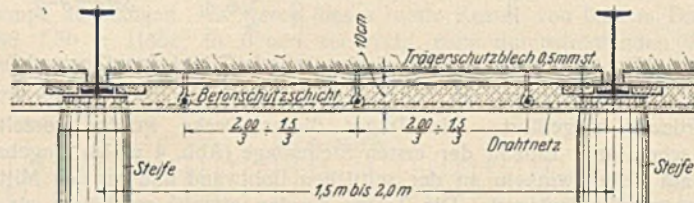


Abb. 16. Bohlwand zwischen Rammträgern mit Seitenschutzschicht.

C. Maßnahmen zur Sicherung der Häuser.

Wenn auch durch die Zonenbauweise die Baugrube sich nur kurze Zeit in ihrer vollen Aussteifung befand und nach Erreichung der Schachtsohle das Bauwerk schnell wieder hochwuchs, so war immerhin mit Gefahren für die Häuser zu rechnen, die sich einmal, wie oben erwähnt, aus dem Alter und dem Zustande des Mauerwerks ergaben, die ferner in der Schwächung der Hausverbände durch mehrfache Ladenausbauten und durch die ausgiebige Verwendung von gußeisernen Stützen zu suchen waren. Um daher jede Verlagerung von Sand durch die Bohlenritzen bei Regenfall oder Ausspülungen bei Undichtigkeiten oder bei Bruch von Versorgungsleitungen hinter der Bohlwand zu verhindern, wurden die seitlichen Schutzschichten mit dem Tieferschichten von oben nach unten abschnittsweise hergestellt, indem die seitlichen Bohlwände mit starken Haken benagelt und mit leichtem Maschendraht als Betonbewehrung bespannt wurden (Abb. 16).

Um ferner ein Haus im Gefahrfalle abstützen zu können, mußte ein vom Oberflächenverkehr erschütterungsfreier Trägerrost hergestellt werden, der den Triebbladen als Auflager dienen sollte. Es wurde daher statt der üblichen Eisenbetonrahmendecke eine Beton-

Betriebe die Schachtkolonne für die drei letzten Tage der Woche an anderer Stelle angesetzt und eine dritte Arbeitsstelle geschaffen werden, um Ausfälle, die hauptsächlich bei der Ausführung der Grundwasserdichtungsarbeiten durch Regen entstehen, ausgleichen zu können (vergl. den Arbeitsfortschrittsplan für die Zonenbauweise, Abb. 12).

Den örtlichen Verhältnissen im Los XXII und XXIII entsprechend,



Abb. 17. Triebbladen (eiserne Spindelstreifen).

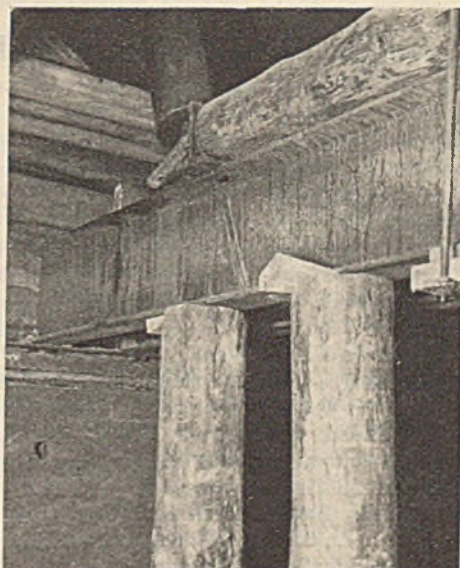


Abb. 18. Triebbladenabfangung in der Baugrube.



Abb. 19. Schacht 1,5 x 1,5 m mit eingebauten Stempeln.

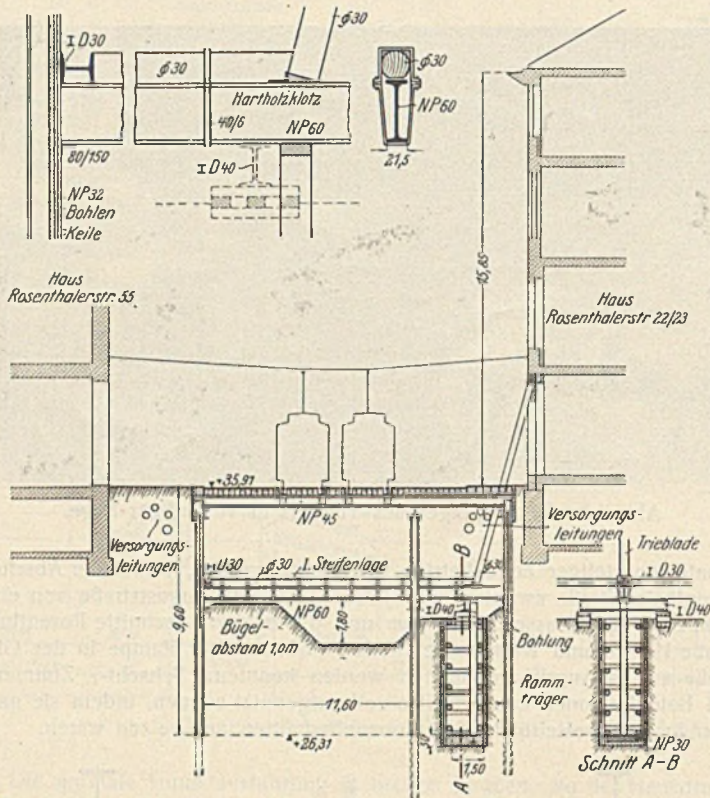


Abb. 20. Abfangung von Hauslasten mittels Triebblenden (Zustand I).

trägerdecke ausgeführt. Die Träger dieser Decke wurden vorzeitig, d. h. schon nach Einbau der ersten Steifenlage (Abb. 4 u. 14) eingebaut und auf Behelfswinkeln an der seitlichen Bohlwand und an den Mittelrammträgern aufgelagert. Die Träger wurden etwa 5 cm höher, als es die endgültige Lage vorsah, verlegt, um später die eisernen Mittelstützen und die in Prisonstiften lagernden Unterzüge leichter einbauen zu können.

Die Abstützung von Häusern nach Eintritt von Gefahr wurde während der Ausführung der Tunnelarbeiten nicht nötig. Dagegen wurden einige vorsorgliche Abstützungen mittels Triebblenden vorgenommen, die im folgenden erörtert werden sollen.

Die Triebblenden wurden auf einen oder zwei Deckenträger aufgesetzt, die durch Klotzlager gegen das profilmäßig geschachtete Erdreich gestützt wurden (Abb. 20).

Im Schutze dieser Auflagerung wurden dann Schächte 1,50 × 1,50 m kanalmäßig bis auf Tunnelsohle heruntergetrieben und in diese nach Herstellung einer Betonunterlage ein bis zwei Stempel φ 30 eingebracht, die die lotrechte Komponente des abgefangenen Hausdruckes mittelbar durch den Deckenträger aufnehmen sollten. Die wagerechte Komponente wurde derart aufgenommen, daß mittels eines Schuhs der Schub auf ein Rundholz übertragen wurde, das auf den Deckenträger aufgesattelt wurde und das die Schubkräfte durch einen wagerechten Verteilungsträger

auf die gegenüberliegende Bohlwand übertragen (Abb. 15 und 17 bis 21).

War im Schutze dieser Hausabfangung der Tunnelquerschnitt einschließlich der Seitenwände hergestellt worden, so wurden die Triebblenden entfernt und die Träger in ihre endgültige Lage auf Seitenwände und Mittelstützen abgesetzt.

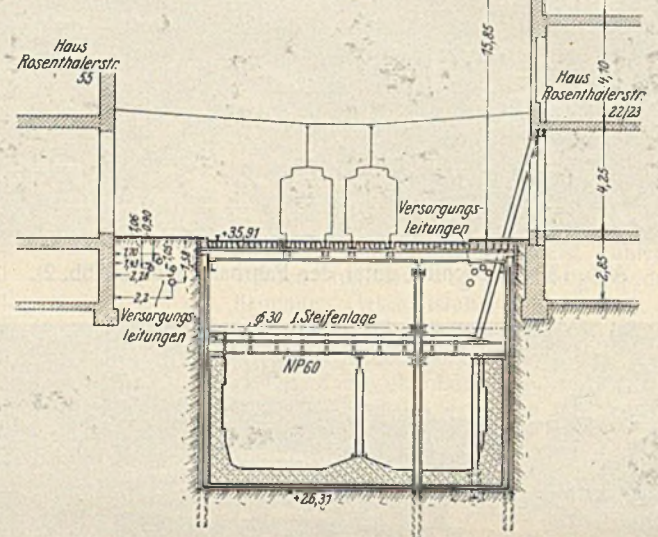


Abb. 21. Abfangung von Hauslasten mittels Triebblenden (Zustand II).

D. Erfahrungen.

Die Herstellung von Baugrube und Tunnel bei einer nahe an anderen Bauwerken verlaufenden Trasse in der Zonenbauweise mit den erörterten Einzelheiten zur Verhinderung von Gebäudeschäden hat die Annahmen der Bauleitung voll bestätigt. Es kann daher nur betont werden, daß die Baugrubenumschließung mit größter Sorgfalt ausgeführt werden muß, daß also besonders die Bohlung sauber an den abgestochenen Boden angearbeitet werden und dem Bodenaushub (Schachtsohle) etwa um 1 m tiefer vorauseilen muß, daß ferner der Einbau der Steifen unmittelbar der Schachtung zu folgen hat, daß jene dauernd nachgekeilt und daß endlich die seitlichen Schutzschichten nach Herstellung eines Bohlenstreifens aufs schnellste ausgeführt werden müssen.

Im Bauabschnitt Rosenthaler Straße 19—24, wo hauptsächlich wegen der bei Ladenausbauten verwendeten gußeisernen Stützen durchweg Triebblenden (eiserne Spindelsteifen) vorsorglich gesetzt wurden — ein Verfahren, das bei jedem Ladenumbau zur vorübergehenden Entlastung von Gebäudeteilen angewandt wird —, konnten die obigen Erfahrungen gleichfalls gemacht werden. Es erscheint jedoch zweckmäßig, gußeiserne Säulen durch lotrechte Holzstützen zu entlasten, da die Prüfung des eingebauten Materials und der Auflagerung der Streichträger meist wegen der Ladenausstattungen und Reklameschilder auf Schwierigkeiten stößt.

Schnelligkeit bei der Gesamtausführung solcher Tunnelabschnitte wird stets von günstigem Einfluß sein.

Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurath Möller und Regierungsbaumeister a. D. Ohmann.

(Schluß aus Heft 48.)

c) Heberleitungen. Wie vorher erläutert, konnten die oberen Staffeln wegen der im Untergrund eingesprengten schwachen Tonschichten nach Inbetriebnahme der untersten Staffeln nicht vollständig stillgelegt werden. Da das Besetzen aller Pumpstationen mit drei Schichten erhebliche Kosten verursacht hätte, versuchte man die Pumpstationen durch Heberanlagen zu ersetzen. Schon während der Herstellung der Senkungsanlage nach Fertigstellung der Staffel II wurde, um die Stationen der Staffel I außer Betrieb nehmen zu können, eine geschlossene Verbindung beider Saugleitungen hergestellt. Durch diese Leitung sollte mit Heberwirkung das Wasser der oberen Haltung in die tiefere Haltung überführt werden. Obgleich die Leitungen, wie durch Abdrücken mit 10 m Wasserdruck festgestellt wurde, vollständig luftdicht waren, riß der Heber stets nach kurzer Betriebszeit ab. Auch die Übertragung des Vakuums der unteren Haltung auf die obere Haltung gelang nicht. Dieses Mißlingen ist auf den starken Luftgehalt des Grundwassers zurückzuführen. Bereits nach kurzer Zeit bildete sich in der oberen Saugleitung ein Luftsack, dessen Entstehen nicht nur auf die in der oberen Saugleitung enthaltene Luft, sondern auch auf die durch das Verbindungsrohr hochsteigende Luft der unteren Rohrleitung zurückzuführen war. Der Luftandrang war

so stark, daß die Luft trotz Einschaltens von Saugwindkessel und Absaugen mit Wasserstrahlpumpen nicht beseitigt werden konnte. Erst nach längeren Versuchen gelang es auf andere Weise, eine brauchbare Heberanlage zu schaffen. Von der Saugleitung der Staffel I wurde ein Rohr unter Zwischenschaltung eines Saugwindkessels über die Staffel II hinweg zur Berme der darunter liegenden Staffel III geführt, wo es in einen mit Wasser gefüllten Kasten mündete (Abb. 6). Das am unteren Ende mit einem Schieber verschließbare Rohr mündete unter Wasser, so daß von unten her keine Luft in das Rohr gelangen konnte. Die in der oberen Haltung vorhandene Luft wurde durch einen Saugwindkessel abgefangen, der an der Abzweigstelle vom Saugrohr in das Heberrohr eingebaut war. Nach Füllung des Rohres wurde der untere Schieber geöffnet. Durch das Gewicht der Wassersäule im Rohr wurde in der oberen Saugleitung ein dem Höhenunterschied der beiden Staffeln entsprechendes Vakuum von etwa 7 m erzeugt. Der Heber ersetzte also die Pumpe der oberen Haltung vollständig. Auf die beschriebene Weise wurden später die Brunnen der Staffel II zur Berme der Staffel IV gehebert, und schließlich, nachdem die Absenkung von der Staffel IV aus ihren tiefsten Stand erreicht hatte, wurden auch alle Brunnen der Staffel III durch Heber ent-

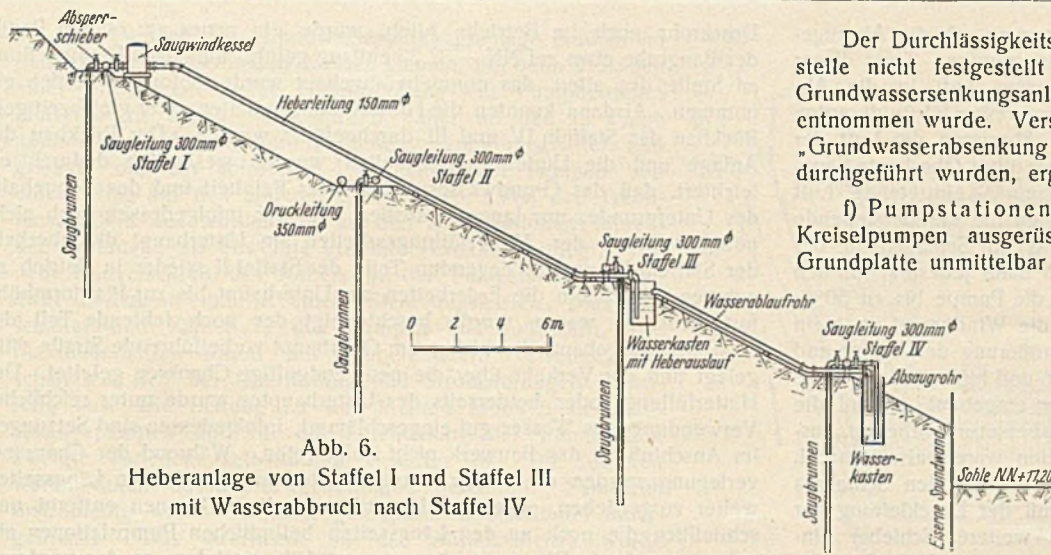


Abb. 6.
Heberanlage von Staffel I und Staffel III
mit Wasserabbruch nach Staffel IV.

wässert, wobei die für die Ausmündung der Heber bestimmten Wasserkasten so tief eingebaut waren, wie es der abgesenkte Grundwasserstand erlaubte. Um ein Abreißen der Heber zu verhindern, mußte die sich in dem Saugwindkessel sammelnde Luft häufig abgesaugt werden. Die Heber erforderten daher eine ständige Überwachung durch die Pumpenwärter. Nur in seltenen Fällen, die dann stets auf Unachtsamkeit des Wärters zurückzuführen waren, ist es vorgekommen, daß ein Heber versagte. In solchem Falle konnte ohne Schwierigkeiten durch Schließen von Schiebern die Heberleitung von der Druckleitung aus gefüllt und wieder in Betrieb gesetzt werden. Das aus den Heberkassen abfließende Wasser wurde durch Überlaufleitungen einzelnen Brunnen, die mit Aufgefangebehältern umgeben waren, zugeführt oder durch Tageswasseranschlüsse unmittelbar aus den Wasserkasten abgepumpt. Die Schieber der Tageswasseranschlüsse wurden dabei so gedrosselt, daß im Heberkasten stets ein bestimmter Wasserstand vorhanden war. Die Heberanlagen, die es ermöglichten, die Pumpstationen der Staffeln I bis III mit zusammen rd. 210 PS außer Betrieb zu nehmen, haben sich vorzüglich bewährt und wesentlich zur Verbilligung der Betriebskosten beigetragen. Die durchschnittlichen Anlagekosten eines Hebers betragen einschl. Beschaffung der Rohrleitung und der Absaugpumpe rd. 1200 R.-M. Eingebaut waren zehn Heber. Die täglichen Betriebskosten der sämtlichen Heberanlagen betragen einschl. Verzinsung des Anlagekapitals rd. 70 R.-M. Die Betriebskosten der ausgeschalteten Pumpstationen würden ohne Verzinsung täglich rd. 310 R.-M. betragen haben. Die Heberanlagen bewirkten somit eine Verminderung der täglichen Betriebskosten um rd. 240 R.-M.

d) Druckleitungen. Die Druckleitung wurde als geschlossener Ring auf dem Bankett NN + 30 verlegt. Sie bestand aus schmiedeisernen autogen geschweißten Rohren von 350 mm I. W. mit losen Flanschen. In die Rohrleitung wurden, ebenso wie in die Saugleitung, Absperrschieber eingebaut. Durch den geschlossenen Ring und die Schieber wurde es ermöglicht, nach Bedarf ohne Unterbrechung des Pumpbetriebes an jeder beliebigen Stelle Leitungen anzuschließen, auch hat sich der geschlossene Ring besonders beim Rückbau der Anlage als vorteilhaft erwiesen.

Für die Ableitung des Wassers vom Druckleitungsring zum unteren Vorhafen wurden zwei Rohrleitungen von 40 und 60 cm Durchm. benutzt. Um den Höhenunterschied zwischen dem auf NN + 30 liegenden Druckleitungsring und dem auf NN + 28,50 liegenden normalen Unterwasserstand für die Heberwirkung nutzbar zu machen, mündeten die Rohre in einem Spundwandkasten unter Wasser aus. Der Spundwandkasten war erforderlich, um Auswaschungen zu vermeiden, denn der untere Vorhafen war, um ein Durchsickern des Wassers nach der Baugrube hin, besonders bei hohen Wasserständen, zu verhindern, mit Lehm gedichtet. Bei der geringen geförderten Wassermenge genügte das 40 cm weite Rohr vollständig zur Abführung des Wassers. Das Vorhandensein eines Reservierohres hat sich jedoch als zweckmäßig erwiesen, es mußte mehrfach bei Umbau und Beseitigung von Undichtigkeiten in Betrieb genommen werden.

Die Lieferung aller Rohre für die Brunnen sowie für die Druck- und Saugleitungen war dem Eisen- und Metallwerk Ferndorf übertragen, die Klappen und Kegelventile, sowie sämtliche Absperrschieber wurden von Bopp & Reuther, Mannheim, geliefert.

e) Wassermessungen. In die beiden Hauptableitungsrohre war je ein Venturi-Wassermesser mit Selbstschreibevorrichtung eingebaut, wodurch jederzeit die geförderten Wassermengen festgestellt werden konnten. Die Wassermesser, die von Siemens & Halske geliefert wurden, haben sich gut bewährt.

Gemessen wurden als Höchstmengen während der Absenkung etwa 110 l/Sek. und nach Eintreten des Beharrungszustandes etwa 80 l/Sek.

Der Durchlässigkeits-Festwert k konnte durch Versuche auf der Baustelle nicht festgestellt werden, da, wie vorher beschrieben, durch die Grundwassersenkungsanlage Wasser aus beiden Grundwasserstockwerken entnommen wurde. Versuche, die in der von Dr.-Ing. Joachim Schultze, „Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“ S. 5 beschriebenen Weise durchgeführt wurden, ergaben einen k -Wert von 0,0001685.

f) Pumpstationen. Die Pumpstationen (Abb. 7 und 8) wurden mit Kreiselpumpen ausgerüstet, die mit Elektromotoren auf gemeinsamer Grundplatte unmittelbar gekuppelt waren. Die Pumpen erhielten 225 mm weite Saug- und Druckstutzen und Übergangsstutzen von 225 auf 300 mm zur Saug- und 225 auf 350 mm zur Druckleitung. Eingebaut wurden für Staffel I und II Pumpen von 12,2 PS Kraftbedarf mit 7,5 m manometrischer Förderhöhe und 5000 l minutlicher Leistung. Die mit den Pumpen gekuppelten Motoren hatten 15 PS Dauerleistung. Für die Staffeln III und IV wurden Pumpen von 40 PS Kraftbedarf mit 17 m manometrischer Förderhöhe, 7500 l minutlicher Leistung und Motoren

von 47 PS Dauerleistung verwendet. In jeder Pumpstation wurden grundsätzlich zwei Pumpensätze aufgestellt, um beim Versagen einer Pumpe durch Einschalten der anderen die Anlage im Betrieb halten zu können, ohne eine andere Verteilung der Saugbrunnen auf die Pumpstationen vornehmen zu müssen. In die Saugleitung war zwischen beiden Pumpen ein Schieber eingebaut, dieser mußte geschlossen werden, wenn beide Pumpen gleichzeitig arbeiten sollten. Vor jeder Pumpe war ein Saugwindkessel vorhanden, um die vom Wasser mitgeführte Luft vor der Pumpe abzufangen. Es waren dieses runde Kessel von 0,90 m Durchm. und 1,50 m Höhe, in denen senkrecht zum durchströmenden Wasser zwei gelochte Scheidewände eingebaut waren. Die Kessel hatten am gewölbten Deckel ein Ventil zum Anschluß der Saugleitung der Absauge-

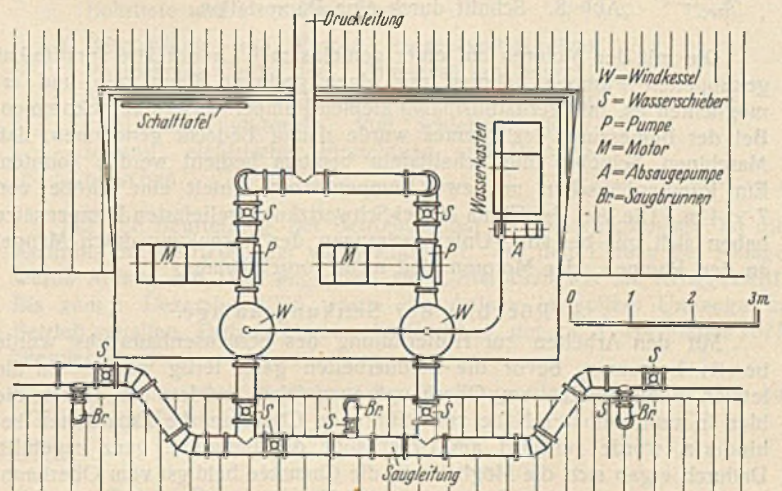


Abb. 7. Grundriß einer Pumpstation.

pumpe und waren mit Wasserstandsgläsern versehen, durch die eine Prüfung des jeweiligen Wasserstandes im Kessel möglich war. Das Absaugen der Kessel wurde bewirkt durch eine kleine mit einem Elektromotor unmittelbar gekuppelte Kreiselpumpe von 4 PS. Der Saugstutzen dieser Pumpe war mit einem mit Wasser gefüllten, mit drei Tauchwänden versehenen Wasserkasten verbunden. Das Wasser wurde von der Pumpe aus dem Kasten abgepumpt und durch eine gekrümmte Druckleitung dem Kasten am anderen Ende wieder zugeführt. In die Druckleitung war eine Düse eingebaut, bei der die Verbindungsleitung vom Saugwindkessel einmündete. Durch den Wasserstrahl wurde Luft aus dem Saugwindkessel mitgerissen, die Wirkung entsprach der eines Ejektors. Die mitgerissene Luft wurde im Wasserkasten auf dem Wege von der Ausmündung der Druckleitung zum Anschlußstutzen der Pumpe ausgeschieden. Die Pumpen wurden solange in Betrieb erhalten, bis keine Luft mehr im Windkessel vorhanden war und Wasser aus dem Kessel mitgerissen wurde. Während bei Verwendung von reinen Luftpumpen der Wärter stets sorgfältig darauf achten muß, daß kein Wasser in die Pumpe hineingerät, ist bei dieser Art der Absaugung nur wenig Aufmerksamkeit erforderlich. Der Wärter braucht nur den Wasserstand im Wasserkasten zu beobachten und, sobald ein Steigen eintritt, die Pumpe auszuschalten. Eine Wirkung wird mit diesen Pumpen nur dann erreicht, wenn sie ein höheres Vakuum erzielen können als die Absenkungspumpen, da sonst die Wirkung der letzteren Pumpe überwiegt, so daß durch das Verbindungsrohr Wasser aus dem Wasserkasten in den Windkessel gesaugt wird. Der Wärter muß sich daher, ehe er die Verbindung zwischen Windkessel und Absaugpumpe

herstellt, durch Ablesen der Vakuummeter überzeugen, ob die Absaugpumpe ein höheres Vakuum hat als die Absenkungspumpe. Trotz dieser Luftabsaugvorrichtung ließ sich das Eintreten von Luft in die Absenkungspumpen nicht ganz verhindern. Das Grundwasser führte derartige Luftmengen, daß bereits kurze Zeit nach jedem Absaugen der Luft der Wasserstand im Windkessel wieder bis unmittelbar über Oberkante Saugrohr gesunken war. Die in die Absenkungspumpen eintretende Luft wirkte ungünstig auf den Gang der Pumpen ein, da die darüberstehende Wassersäule die Luftblasen zusammenpreßte, was zu Schlägen in der Pumpe führte. Der Stromverbrauch stiegerte sich dann jedesmal für den Augenblick des Durchganges der Luftblasen durch die Pumpe bis zu 50%. Bei der starken Luftführung des Wassers waren die Windkessel zu klein gewählt. Abhilfe hätte sich nur durch eine Vergrößerung der Anlage und durch dauerndes Absaugen erreichen lassen. Vor und hinter jeder Pumpe war in die Saug- bzw. Druckleitung ein Schieber eingebaut, so daß die Pumpe vollständig für die Ausführung von Ausbesserungsarbeiten ausgeschaltet werden konnte. In jeder Pumpstation waren also einschl. des in der Saugleitung zwischen beiden Pumpen liegenden Schiebers fünf Schieber angeordnet (Abb. 7). Beim Anschluß der Druckleitung der Pumpstation an den Druckleitungsring war ein weiterer Schieber eingebaut. Es konnte also auch die ganze Pumpstation, ohne daß der Betrieb der sonstigen Anlage unterbrochen wurde, ausgeschaltet werden.

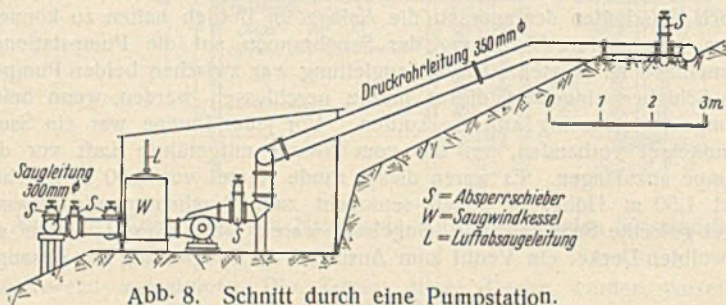


Abb. 8. Schnitt durch eine Pumpstation.

Die mit den Motoren auf einer gemeinsamen Grundplatte unmittelbar gekuppelten Pumpen nahmen nur einen geringen Raum ein und ermöglichten es, mit verhältnismäßig kleinen Pumpenhäusern auszukommen. Bei der Bemessung des Raumes wurde darauf Bedacht genommen, daß Maschinen, Schieber und Schalttafeln bequem bedient werden konnten. Ein Pumpenhäuschen mit zwei Pumpensätzen erhielt eine Größe von 7×4 m. Die von der Firma Maffei-Schwartzkopf gelieferten Pumpensätze haben sich gut bewährt, Unterbrechungen der Absenkung durch Mängel an den Pumpen oder Motoren sind nicht vorgekommen.

3. Rückbau der Senkungsanlage.

Mit den Arbeiten zur Hinterfüllung des Schleusenbauwerks wurde bereits begonnen, bevor die Betonarbeiten ganz fertig waren. Da die letzten Betonarbeiten am Oberhaupt ausgeführt wurden, da ferner die hier in unmittelbarer Nähe vorbeiführende Chaussee die Erdarbeiten behinderte, wurde zunächst am Unterhaupt die Baugrube ganz zugefüllt. Dadurch ergab sich die Möglichkeit, die Chaussee baldigst vom Oberhaupt weg in ihre endgültige Lage über das Unterhaupt der Schleuse zu verlegen. Als dann konnten die Hinterfüllungsarbeiten an den Längsseiten des Bauwerkes bis zum Oberhaupt weiter geführt werden, während zuletzt die Baugrube vor der oberen Querseite zugefüllt wurde. Der Rückbau der Senkungsanlage mußte sich diesem Gang der Erdarbeiten anpassen. Die auf den höheren Staffeln liegenden Pumpstationen, die bis dahin durch die Heberanlagen ersetzt waren, wurden soweit erforderlich wieder in Betrieb genommen. Die unterhalb des Unterhauptes liegenden Teile der Senkungsanlage wurden als selbständiger Teil abgezweigt, der für die Ausführung der Arbeiten im unteren Vorhafen im Betrieb blieb. Hier wurde außerdem vor jeder Schleuse eine neue Pumpstation errichtet, da nach Rückbau der seitlich des Unterhauptes gelegenen Brunnen insbesondere aus dem unteren Stockwerk stärkerer Wasserandrang zu erwarten war. Der Rückbau der Senkungsanlage begann nördlich vom Unterhaupt, und zwar wurde zunächst die Pumpstation VIII der Staffel IV mit den zugehörigen Brunnen abgebaut. Die darüber liegenden Brunnen der Staffel III wurden nach Abbau der Heberanlage durch die Pumpstation V in Betrieb gehalten, die Station IV, die bereits früher abgebaut worden war, brauchte nicht wieder hergestellt zu werden. Es folgte dann, dem Fortschritt der Erdarbeiten entsprechend, der Abbau der Brunnen auf Staffel III bis an die Station V heran. Gleichzeitig mußte der hier liegende Teil der Druckleitung entfernt werden. Da diese einen geschlossenen Ring bildete, war die Herausnahme eines Teiles möglich, ohne die Wasserableitung der noch auf der Nordseite verbleibenden Pumpstationen zu stören. Anschließend an die Hinterfüllung der Nordseite des Unterhauptes wurden die entsprechenden Arbeiten auf der Südseite in Angriff genommen. Zunächst mußte das Druckrohr, das die Erdarbeiten hinderte, eine neue Lage erhalten. Während das alte auf NN + 30 liegende

Druckrohr noch im Betriebe blieb, wurde ein neues am oberen Rande der Baugrube etwa auf NN + 37,25 entlang geführt und nach Fertigstellung an Stelle des alten, das nunmehr abgebaut wurde, sofort in Betrieb genommen. Als dann konnten die Hinterfüllungsarbeiten unter gleichzeitigem Rückbau der Staffeln IV und III durchgeführt werden. Der Rückbau der Anlage und die Hinterfüllungsarbeiten wurden wesentlich dadurch erleichtert, daß das Grundwasser infolge der Feinheit und des Tongehalts des Untergrundes nur langsam anstieg. Es war infolgedessen auch nicht nötig, während der Hinterfüllungsarbeiten am Unterhaupt die oberhalb der Staffeln IV und III liegenden Teile der Staffel II wieder in Betrieb zu nehmen. Nachdem die Erdarbeiten am Unterhaupt bis zur Plattformhöhe fortgeschritten waren, wurde beschleunigt der noch fehlende Teil der Chaussee ausgebaut, die bisher am Oberhaupt vorbeiführende Straße stillgelegt und der Verkehr über die neue endgültige Chaussee geleitet. Der Hinterfüllungsboden beiderseits des Unterhauptes wurde unter reichlicher Verwendung von Wasser gut eingeschlämmt, infolgedessen sind Setzungen im Anschluß an das Bauwerk nicht aufgetreten. Während der Chausseeverlegung wurden die Hinterfüllungsarbeiten an den beiden Längsseiten weiter vorgetrieben. Gleichzeitig mußten weitere Brunnen entfernt und schließlich die noch an den Längsseiten befindlichen Pumpstationen abgebaut werden. Dies war aber nur möglich, nachdem an der vorderen Querseite, die zuletzt hinterfüllt werden sollte, neue Pumpstationen aufgestellt waren, und zwar wurden zunächst in den Staffeln IV und III je eine, später in der Staffel II zwei neue Stationen außer den bereits vorhandenen in Betrieb genommen. Die an der Querseite vorhandenen Brunnen waren ausreichend, um das Wasser zu bewältigen, nur mußten von der Staffel III noch drei neue Tiefbrunnen gebohrt werden, da der Wasserandrang aus dem unteren Stockwerk nach Fortfall der auf den Längsseiten liegenden Tiefbrunnen der Staffel IV zu groß wurde. Anschließend an die Hinterfüllung der Längsseiten wurde die Zuschüttung der Baugrube vor der oberen Stirnwand durchgeführt, wobei wieder die Senkungsanlage ordnungsmäßig von Staffel zu Staffel zurückgebaut wurde. Für die Hinterfüllungsarbeiten wirkte besonders erschwerend und verzögernd die gleichzeitige Einbringung von Dichtungston hinter den Seitenmauern und vor der vorderen Stirnwand. Die sorgfältige Durchführung dieser Arbeiten wurde aber erleichtert durch das langsame Ansteigen des Wassers nach Entfernung der Brunnen. Das Ziehen der einzelnen Brunnen ging im allgemeinen ohne Schwierigkeit vor sich, es ist daher fast sämtliches Gerät der Senkungsanlage in brauchbarem Zustande wiedergewonnen worden, so daß es jetzt bereits zum größten Teil auf anderen Baustellen verwendet werden kann.

4. Elektrische Stromversorgung (Abb. 9).

Den für den Bau erforderlichen Strom lieferte das „Märkische Elektrizitätswerk“ von den miteinander gekuppelten Kraftwerken in Finkenheerd und Trattendorf bei Spremberg mit 15 000 V. Spannung. Der Strom wurde durch eine für den Bau errichtete Wandleranlage auf 380/222 V umgeformt. In der Wandleranlage waren zwei Wandler von je 200 kVA und ein Wandler von 100 kVA vorhanden. Von der Wandleranlage aus wurde die ganze Baustelle mit Licht und Kraft versorgt. Als Reserve für die Stromversorgung der Grundwassersenkungsanlage wurde ein an der Mittelschleuse vorhandenes Kraftwerk ausgebaut, das früher für den Betrieb der alten Schleusentreppe gedient hatte. In dem Kraftwerk waren zwei Heißdampflokomo-bilen von je 120 PS mit zwei Drehstromgeneratoren von 75 und 66 kVA vorhanden. Die Generatoren lieferten Drehstrom von 3000 V. Der Strom wurde durch Freileitungen zu der Wandleranlage geführt und durch drei Wandler von 30 kVA und einen Wandler von 75 kVA ebenfalls auf 380/222 V umgeformt. Die Aufstellung von vier Wandlern war dadurch bedingt, daß drei Wandler von 30 kVA vorhanden waren, die benutzt werden mußten.

Jeder Wandler war mit einer Schalttafel versehen und konnte für sich eingeschaltet werden. Der Strom wurde an das Leitungsnetz durch eine für beide Wandleranlagen gemeinsame Schalttafel abgegeben, auf der auch die Zähler des „Märkischen Elektrizitätswerks“ und die Hauptumschalter angebracht waren. Von der Wandleranlage aus wurde der Strom durch Freileitungen in zwei geschlossenen Ringen von $3 \cdot 95$ mm², $3 \cdot 70$ mm² und als gemeinsamen Nulleiter $1 \cdot 35$ mm² den Abnahmestellen zugeführt (Abb. 9). Die Anlage von zwei Ringleitungen für den Strom vom „Märkischen Elektrizitätswerk“ und vom Kraftwerk Mittelschleuse war erforderlich, um beide Stromquellen gleichzeitig benutzen zu können. Durch die vorher erwähnten Hauptumschalter wurde das Ein- bzw. Umschalten des M. E. W. oder Kraftwerkstromes auf jede der beiden Ringleitungen ermöglicht, jedoch so, daß niemals beide Stromteile gleichzeitig denselben Ring speisten, und so, daß kein Strom von einer Stromquelle zur anderen fließen konnte. Beide Ringe waren an gemeinsamen Masten untergebracht und bestanden aus verseilten blanken Kupferdrähten. In die Ringleitungen wurden sechs Trennstellen eingebaut, um Teile der Leitungen für Ausführung der Anschlüsse stromlos machen zu können. Die Freileitung wurde gewählt, um an allen Stellen ohne Schwierigkeit Maschinen und Beleuchtung anschließen zu können.

Die Pumpen der Grundwassersenkungsanlage mußten an beide Ringe angeschlossen werden können, um beim Versagen einer Stromquelle keine Unterbrechung des Pumpbetriebes eintreten zu lassen. Es wurden daher an den in Frage kommenden Masten der Ringleitung Trennumschalter eingebaut, die ein sofortiges Umschalten der Pumpen von einem Ring auf den anderen ermöglichten. Von den Trennumschaltern aus wurden die zu den Pumpstationen führenden Leitungen als bewehrte Vierleiter-Erdkabel verlegt. Von dem Endverschluß des Kabels in der Pumpstation führten zwei Leitungen mit je einem Sicherungskasten, Maximalschalter und Zähler zu den Pumpen und Anlassern. Die Maximalschalter waren mit Amperemetern versehen und schalteten sich bei Überlastung und Stromstörungen selbsttätig aus. Die Leitung zu den kleinen Motoren der Luftabsaugepumpen und für die Beleuchtung der Pumpstation zweigte vor dem selbsttätigen Schalter ab. Die Motoren waren durch besondere Sicherungen geschützt. Sämtliche Instrumente waren auf einer gemeinsamen Schalttafel untergebracht. Das Kraftwerk an der Mittelschleuse wurde während der Dauer der Absenkung als Reserve für die Grundwasserabsenkungsanlage unter Dampf gehalten. Als nach Eintreten des Beharrungszustandes und der Ausschaltung der Pumpstationen der Staffeln I bis III nur noch drei Pumpen in Betrieb gehalten zu werden brauchten, wurde die Stromversorgung allein durch das Kraftwerk bewirkt. Das „Märkische Elektrizitätswerk“ diente dann als Reserve. — Die gesamte elektrische Einrichtung wurde von der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft Berlin, Filiale Frankfurt a. d. O., geliefert und nach Anweisung des Neubauamtes eingebaut.

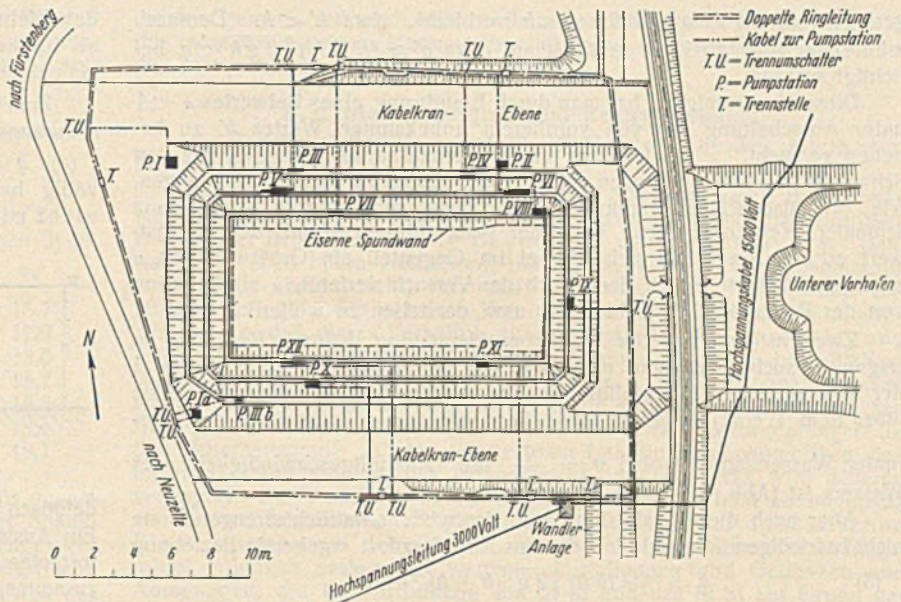


Abb. 9. Elektrische Stromversorgung der Baustelle.

Im einzelnen kostet:

1. Beschaffung und Einbau eines fertigen Saugbrunnens von 11 m Bohrtiefe und 10,50 m Filterlänge für das obere Grundwasser einschl. aller Teile bis zum Anschluß an die Saugleitung rd. 550 R.-M.
2. Desgleichen für das untere Grundwasser bei 20,50 m Bohrtiefe und 20 m Filterlänge „ 1240 „
3. Beschaffung und Einbau einer vollständigen Pumpstation mit zwei Pumpensätzen einschl. Motoren, einer Absaugpumpe mit Motor, zwei Saugwindkesseln, fünf Schiebern, Rohrleitung, elektrischer Einrichtung und Pumpenhäuschen „ 6900 „

III. Kosten der Senkungsanlage.

Die Kosten für die Senkungsanlage wurden durch die örtlichen Verhältnisse in recht ungünstiger Weise beeinflusst. Der tonige Feinsand des Untergrundes bedingte einen engen Abstand und infolgedessen eine große Zahl von Filterbrunnen und zwang dazu, die teuren Filterrohre ohne Aufsatzrohre zu verwenden. Infolge des unter der Tonschicht vorhandenen zweiten Grundwasserstockwerks mußte überdies ein großer Teil der Filterbrunnen außergewöhnlich lang ausgebildet werden. Auch die Toneinsprengungen im Untergrunde wirkten verteuern, weil sie dazu führten, daß der größte Teil der oberen Staffeln während der ganzen Bauzeit mit Brunnen und Saugleitungen im Betriebe bleiben mußte, während andernfalls das Material wenigstens teilweise in den unteren Staffeln hätte wieder verwendet werden können.

Die Gesamtkosten der Senkungsanlage betragen:

1. Für die Beschaffung aller Maschinen und Geräte, einschl. der elektrischen Einrichtung rd. 322000 R.-M.
 2. Für den Einbau und Rückbau der Senkungsanlage einschl. Instandsetzung d. Kraftwerkes Mittelschleuse „ 253000 „
 3. Für den Betrieb der Anlage „ 317000 „
- Zusammen rd. 892000 R.-M.

Für die Beurteilung der Betriebskosten der Senkungsanlage ist die Kenntnis der Betriebsdauer von Wichtigkeit. Mit dem Einbau der Anlage wurde Anfang Juli 1924 begonnen, am 1. Mai 1925 war sie fertiggestellt. Bis zum 1. Dezember 1926 wurde die Anlage in vollem Umfange in Betrieb gehalten, alsdann begann der Rückbau, der am 1. November 1927 beendet war.

Die Kosten des Betriebes der Senkungsanlage ergaben sich zu 1,27 R.-M. je PS und Tag.

Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre.

Von Prof. Dr.-Ing. R. Winkel, Danzig.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig).

Die Abflußvorgänge an Überfallwehren lassen sich, rein mathematisch betrachtet, sehr genau ableiten. Die Befriedigung über diese elegante mathematische Entwicklung erfährt indessen sehr bald eine Trübung, sobald diese theoretischen Ergebnisse mit den wirklichen Abflußmengen verglichen werden. Da die mathematische Berechnungsweise einwandfrei ist und die Natur fehlerfrei arbeitet, muß der Grund für diese Unstimmigkeit in den bei der Berechnung gemachten Voraussetzungen liegen.

Zunächst sei die ursprüngliche Berechnungsart hier kurz erörtert. Der Ausgang wurde von einer Seitenöffnung mit endlicher Höhenerstreckung ($z_u - z_o$) genommen (Abb. 1). In der Tiefe z entsteht die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gz} = (\sqrt{2g})z^{1/2}$, d. h. die Geschwindigkeitslinie verläuft nach einer Parabel mit dem Exponenten $1/2$. Für ein Flächenelement $b dz$ ist alsdann der Anteil am Abfluß

$$dq = b dz \sqrt{2gz} \text{ und damit}$$

$$q = b \sqrt{2g} \int_{z_u}^{z_o} z^{1/2} dz, \text{ mithin}$$

$$(1) \quad q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} (z_u^{3/2} - z_o^{3/2}).$$

Für ein Überfallwehr ist $z_o = 0$ und $z_u = h$, also

$$(2) \quad q = \frac{2}{3} b \sqrt{2g} h^{3/2} = \frac{2}{3} (bh) \sqrt{2gh}.$$

Diese Ableitung ist mathematisch richtig und liefert doch falsche Werte, weil stillschweigend vorausgesetzt wurde, daß einmal die Wasseroberfläche bis unmittelbar oberhalb der Wehrstelle dieselbe Höhe beibehält, und daß zweitens die Geschwindigkeitslinie eine Parabel mit dem Exponenten $1/2$ ist. Beides trifft aber nicht zu!

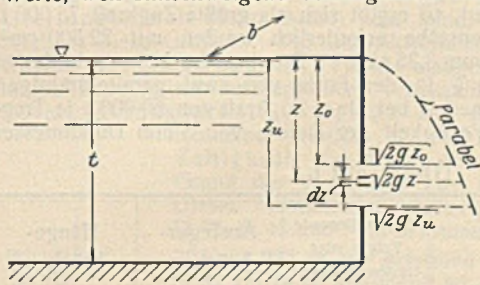


Abb. 1.

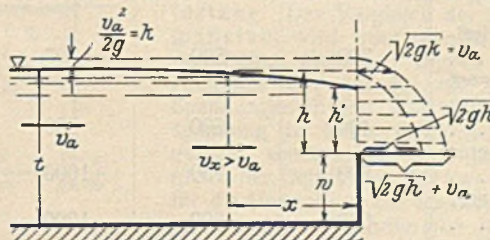


Abb. 2.

In dem Maße, wie die Wassergeschwindigkeit v_x (Abb. 2) bei der Annäherung an das Wehr — mit der Durchflußfläche $\approx (bh) < bt$ — beschleunigt wird, nimmt nach dem Bernoulli-Satze der hydraulische Druck ab, d. h. die Wasseroberfläche senkt sich zur Stelle des Wehres hin ab, wodurch eine

geringere Überströmungshöhe als h verbleibt, etwa $h' < h$. Demnach müßte der Ansatz (Gl. 2) zunächst auf etwa $q' \approx \frac{2}{3} (b h') \sqrt{2 g h} < q$ berichtigt werden.

Diese Unstimmigkeit hat man durch Einführung eines Beiwertes $\mu < 1$ unter Ausschaltung des von vornherein unbekanntes Wertes h' zu beheben versucht, μ ist demnach ein Flächenverhältnis, das sich aus den Schwerkraft-Beschleunigungen ergibt; nicht aus den Reibungsbedingungen, wie oft fälschlich angenommen wird, denn sonst müßte μ bei ganz schmaler Wehrkrone (etwa bei einer ganz dünnen Wand) den Kleinstwert erhalten, während sich hierbei im Gegenteil ein Größtwert von μ zu ergeben pflegt. So ist denn auch der Versuch verfehlt, μ als Funktion von der Reynoldsschen Zahl ($v t \rho$) usw. darstellen zu wollen!

Zweitens hat man der Wasserbeschleunigung dadurch Rechnung zu tragen versucht, daß man nicht von der Wasseroberfläche, sondern von der ursprünglichen Energielinie zur Darstellung der Geschwindigkeitslinie (über dem Wehre) ausging; diese liegt um $k = v_a^2 : 2g$ über dem normalen Wasserstande, wobei $v_a = \frac{q}{b t}$ die Ankunfts geschwindigkeit des Wassers ist (Abb. 2).

Aber auch diese Maßnahme kann im wissenschaftlich strengen Sinne nicht befriedigen, obwohl sich die aus Abb. 2 sofort ergebende Beziehung

$$(3) \quad q = \frac{2}{3} \mu (b h) \sqrt{2 g} [(h + k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

für den praktischen Gebrauch eingeführt hat, indem man μ (als einzige Veränderliche) einer Sonder-Untersuchung unterzog.

Auch diese Beziehung (Gl. 3) berücksichtigt weder die ständige Beschleunigung des Wassers bei der Annäherung an das Wehr (z. B. $v_x > v_a$) noch die Quergeschwindigkeiten vor dem Wehre infolge Hochsteigens der Wasserbahnen von der Sohle bis zum Wehrrücken (Abb. 3). Diese nach oben gerichteten Quergeschwindigkeiten müssen naturgemäß auch auf die wagerechten Geschwindigkeiten einen Einfluß ausüben, so daß zu erwarten ist, daß die Geschwindigkeitslinie über dem Wehrrücken wesentlich von der vorausgesetzten Parabel (mit dem Exponenten $1/2$) abweicht; offenbar wird deshalb auch die Wehrhöhe w von Einfluß sein, was durch die Forschungen von Prof. Dr. Rehbock bestätigt worden ist.

Sorgfältige Messungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig bestätigten die Vermutung, daß oberhalb

des Wehrrückens die Geschwindigkeitslinie einen anderen Verlauf hat als bisher immer vorausgesetzt wurde. Über diese Ergebnisse wird später einmal besonders berichtet werden.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß die bisherige Berechnungsweise für den sogenannten „unvollkommenen“ Überfall (Abb. 4)

(4) $q = \frac{2}{3} \mu_1 b \sqrt{2 g} [(h_2 + k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2 (h_1 - h_2) b \sqrt{2 g} (h_2 + k)$ völlig haltlos wird, weil nach den vorigen Überlegungen jedenfalls μ_1 nicht mit dem μ der Gleichung 3 übereinstimmt. Die Gleichung 4 enthält

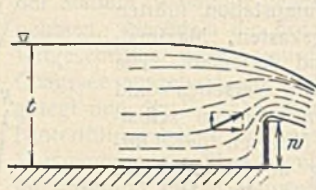


Abb. 3.

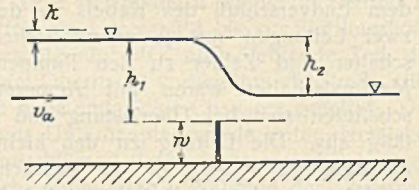


Abb. 4.

demnach zwei Unbekannte μ_1 und μ_2 , die gleichzeitig unbestimmbar sind. Ein Ausweg könnte allenfalls dadurch gefunden werden, daß μ_1 und μ_2 fortgelassen werden und dafür für die beiden Summanden (in Klammer) zusammen nur ein Beiwert α benutzt wird, der durch Messung bestimmbar sein würde; indessen besteht noch eine neue Schwierigkeit, weil unter Umständen zwei verschiedene Strömungen im Sturzbett (mit verschiedenem Abfluß) auftreten können, wie es durch Versuche in der Danziger Versuchsanstalt nachgewiesen werden konnte. Auch über diese Fragen und Ergebnisse wird späterhin noch berichtet werden.

Es möge besonders hervorgehoben werden, daß Gleichung 3 trotz der anfechtbaren Entwicklung benutzbar bleibt, weil sie nur einen veränderlichen Beiwert enthält, der ja für die verschiedenen, jeweils vorliegenden Verhältnisse auf Grund sorgfältiger Versuche (vergl. die Untersuchungen von Prof. Dr. Rehbock) bestimmbar bleibt und sich den Verhältnissen so weit anpaßt, daß eben die Ergebnisse der Formel künstlich mit denen des wirklichen Abflusses in Übereinstimmung gebracht werden. Unklare Begriffe wie: Reibungsbeiwert, Kontraktionsbeiwert usw. für μ sind jedenfalls unbedingt zu vermeiden.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 48.)

A. 3. Der hochwertige Stahl im Eisenbau.

Dr.-Ing. Bohny führte folgendes aus: Zwei Gründe zwingen uns zur Verwendung hochwertiger Stähle im Eisenbrücken- und Hochbau:

1. Das Anwachsen der Querschnitte bei den Stäben und Trägern unter großen Lasten und die damit verbundene Schwierigkeit der Ausbildung der Querschnitte, Verbindungen, Anschlüsse und Niete.
2. Das wachsende Eigengewicht der Bauteile und Bauwerke und damit die Kosten für das Tragwerk, die Transporte, die Gerüste und die Aufstellung.

Als Grenze einer noch leidlich vernünftigen Ausführung erscheint eine Querschnittsfläche des Eisens von $100 \text{ dm}^2 = 1 \text{ m}^2$, die bei St 37 für $\sigma_{zul} = 1,4 \text{ t/cm}^2$ bei reinem Druck eine Last von 14 000 t aufnehmen könnte, und entsprechend bei St Si 21 000 t. Die Ansprüche der amerikanischen Riesenbrücken, so z. B. der Hudson-Brücke bei Fort Lee, gehen aber nach dem Entwurf von Ammann noch über diese Maße hinaus. Wird der Gurt als Kette ausgeführt, so ergibt sich als größte Zugkraft 75 000 t. Hierfür würden 24 · 4 Augenstäbe erforderlich werden mit $22 300 \text{ cm}^2$, also einer Beanspruchung von $3,35 \text{ t/cm}^2$. Die bessere Lösung bildet in diesem Falle die Ausbildung in der Form von zwei paralleldrähtigen Kabeln mit 91,5 cm Durchmesser bei einer Zugkraft von 60 000 t je Tragwand. Bei $15 000 \text{ kg/cm}^2$ Festigkeit der Drähte von 5 mm Durchmesser

können diese mit 5000 kg/cm^2 beansprucht werden. Die heutigen oberen Grenzen einer wirtschaftlich vertretbaren Ausführung verschiedener Grundformen gehen aus nebenstehender Übersicht I hervor.

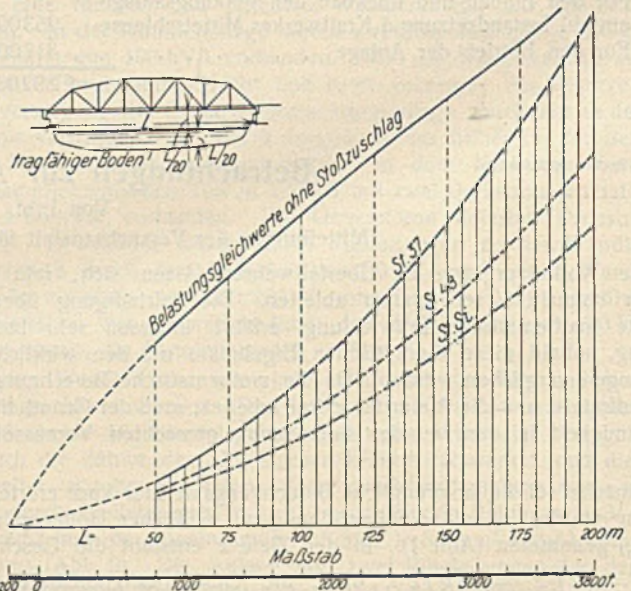


Abb. 7.

Übersicht I.

	Frei aufliegende Träger oder einstische Bogen	Ausleger- brücken	Hänge- brücken
	m	m	m
Ausführung in einfachem Flußstahl	300	500	700
Ausführung in hochwertigem Flußstahl von 25 % höherer Streckgrenze	400	600	850
desgl., aber mit 50 % höherer Streckgrenze	500	700	1000
desgl., aber mit 75 % höherer Streckgrenze	600	800	1200
Ausführung des Haupttrag- gliedes in Draht	—	—	1500

Wenn auch heute die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen nicht mehr so hoch bewertet und damit gefürchtet werden wie in früheren Zeiten, so bieten doch Stäbe aus hochwertigem Baustahl den großen Vorteil, daß sie geringere Breiten in der Ansichtfläche haben als entsprechende Stäbe aus St 37, und damit auch geringere Nebenspannungen. Vor allem wird der Ausführbarkeit aber auch dadurch eine Grenze gezogen, daß die einwandfreie Ausführung der Niete bei Eisenstärken von mehr als 200 mm schwierig und daher eine Verringerung der Querschnittabmessungen dringend erwünscht ist.

Das anwachsende Eigengewicht G mit wachsender Stützweite ist durch die Arbeiten von J. A. Waddel und durch die Arbeiten des Bericht-

erstatters hinreichend bekannt. In Übersicht II hat Dr. Bohny für den Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn die Gewichte zweigleisiger einfacher Balkenbrücken zusammengestellt und diese Werte in Abb. 7 aufgetragen.

Übersicht II.

l	St 37		St 48		St Si	
	G	G	∫g gegen St 37	G	∫g gegen St 37	∫g gegen St 48
m	t	t	%	t	%	%
50	314	240	23,5	200	36,3	16,7
75	615	460	25,2	378	38,5	17,9
100	1006	742	26,2	604	40,0	18,6
125	1490	1095	26,5	890	40,3	18,7
150	2070	1510	27,1	1226	40,8	18,8
175	2740	1990	27,4	1610	41,2	19,1
200	3520	2540	27,6	2040	41,9	19,1

Hiernach beträgt bei 200 m Stützweite die Gewichtsersparnis gegenüber St 37 bei St 48 27,6% und bei St Si 41,9%. Bei dieser Spannweite würde bei der Ausführung in St 37 nach Abb. 7 das Eigengewicht in kg/m² ebenso groß wie der Belastungsgleichwert p der Verkehrslast sein.

Den Ersparnissen an Baustoff stehen naturgemäß die Mehrkosten des hochwertigen Baustahles im Vergleich zu St 37 gegenüber, so daß sich erst bei größerer Gewichtsersparnis, also bei größerer Stützweite ein Vorteil durch Verwendung des hochwertigen Baustahles ergibt. Diese Grenze liegt heute bei einem Aufpreise von 60 R.-M./t für Walzeisen in St Si gegenüber St 37 etwa bei l = 40 m Stützweite. Ein solcher Aufpreis des Baustoffes erklärt sich durch die Verteuerung bei der Stahlherzeugung, durch die größere Fürsorge beim Auswalzen und bei der Bearbeitung in der Werkstatt, insbesondere auch bei der Nietung und endlich durch die besonderen Vorkehrungen für die getrennte Lagerung des Materials.

Die anschließende lebhafte Aussprache zeigte das große Interesse, das die Verbraucherkreise an der Ausbildung eines hochwertigen Brückenbaustahles haben. Zusammenfassend ist zu berichten, daß in einer ganzen Reihe deutscher Stahlwerke heute angestrengt daran gearbeitet wird, die Schwierigkeiten, die sich bei der Herstellung des Si-Stahles im praktischen Betriebe gezeigt haben, durch geeignete Legierungen zu überwinden. Wir haben die feste Hoffnung, daß es schon in nächster Zeit gelingen wird, einen nicht nur hinsichtlich der Abnahmebedingungen, sondern auch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit voll befriedigenden deutschen Baustahl zu erzeugen.

A4. Ziel, Ergebnisse und Wert der Messungen an Bauwerken. Dieses von Dipl.-Ing. A. Bühler, Bern, erstattete Referat bildet eine kurze, zusammenfassende Darstellung der gegenwärtigen Verhältnisse im Brücken- und Hochbau, beleuchtet sowohl vom Standpunkte der Theorie und Praxis, als auch vom Standpunkte der Erfahrung und der Materialprüfung. Ein Abschnitt in diesem Referat befaßt sich auch mit den dynamischen Wirkungen bei Brücken und wurde in erweiterter Form bereits als Vortrag auf der Tagung des Schwingungsausschusses des V. d. I. am 29. März in Darmstadt gehalten. Dieser Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik“ ausführlich wiedergegeben werden.

An der Aussprache beteiligten sich die Herren Kommerell (Berlin), Karner (Zürich), Ros (Zürich), der über wertvolle Messungen an Bogen-

brücken jeweils mit und ohne Aufbau berichtete, und Faltus (Pilsen), der seine bedeutsamen Messungsergebnisse an eisernen Brücken (Einfluß der Lastverteilung im Quersinn) vorführte.

B. 1. Sicherheitsgrad und Beanspruchung.

Der Berichtersteller Herr Prof. Dr. W. Gehler, Dresden, führte etwa folgendes aus:

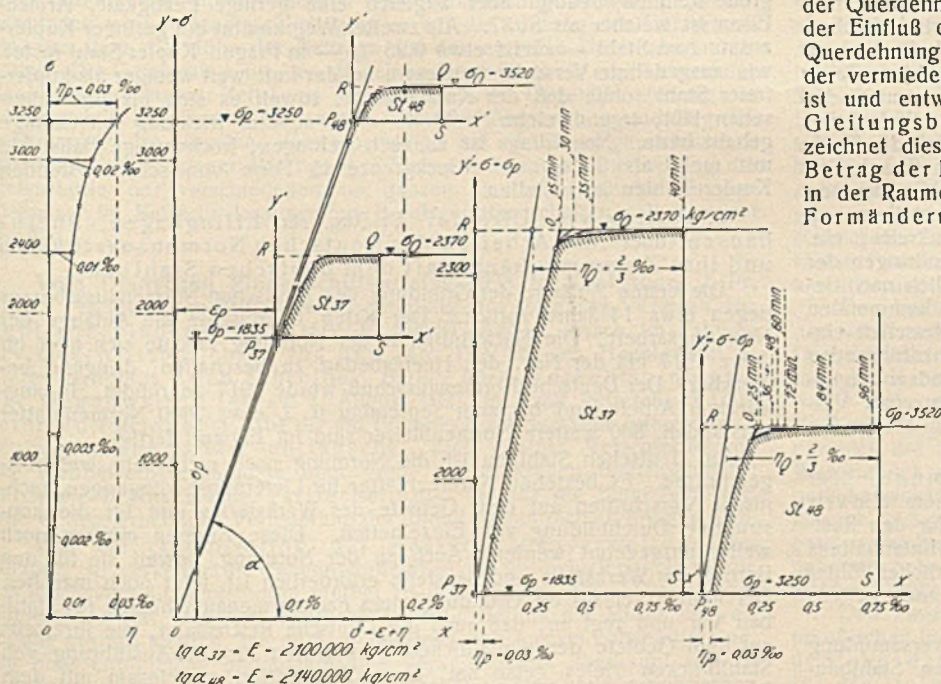
Die jüngste rasche Entwicklung der hochwertigen Baustähle legt uns die Pflicht auf, den Sicherheitsgrad wissenschaftlich nachzuprüfen. Hierzu drei Beispiele. 1. Die Bedeutung der Streckgrenze. Baustahl St 37 wird heute vielfach mit 1600 kg/cm² und bei Nebenspannungen noch höher beansprucht, während wiederholt als Streckgrenze nur 1950 kg/cm² gefunden wurde. Von unseren neuen Baustählen müssen wir fordern, daß dieses Verhältnis günstiger ist. 2. Die Durchbiegung wächst stets proportional der zulässigen Spannung, ist also bei Siliziumstahl um 30% höher als bei St 37. Früher war bei Eisenbahnbrücken als Durchbiegung 1/1500 l zugelassen, heute 1/900 l, bei Straßenbrücken früher 1/1200 l, heute 1/600 l. Was bedeuten diese Formänderungen für den Sicherheitsgrad? 3. Die stoßenden Lasten der Lokomotiven sind dauernd erhöht worden, das Eisengewicht des Tragwerks wird dauernd verringert. Das Verhältnis beider Größen ist heute dreimal so ungünstig als vor zwei Jahrzehnten. Folglich muß der Einfluß der dynamischen Einwirkungen auf den Baustoff, die Bauteile und ihre Verbindungsmittel gründlich nachgeprüft werden. Mitteilungen und Gedanken und Anregungen, die bei Ausbildung des St 48 und des St Si auf Grund der Dresdner Versuche gesammelt wurden, bilden den Inhalt dieses Berichtes.

I. Sicherheit hinsichtlich der Anstrengung oder der Verformung. Maßgebend ist im Eisenbau in der Regel die Anstrengung, also der Eintritt des Fließens oder des Brechens und nur in Ausnahmefällen die Forderung, daß die Bauteile ihre Form nicht mehr als zulässig ändern dürfen, z. B. bei der federnden Durchbiegung von Hängebrücken. Den Sicherheitsgrad der Niete z. B. bestimmt die bleibende Verformung durch den Lochleibungsdruck σ_l . Die vom Verfasser angeregten Versuche der Reichsbahn in Dresden, Karlsruhe und München (s. Bericht Dr. Findeisen) führten bisher zu dem Ergebnis, daß $\sigma_l = 2,0 \sigma_{zul}$ anstatt $2,5 \sigma_{zul}$ nach Ansicht des Berichterstatters gewählt werden sollte.

II. Der Zugversuch als Grundlage für den Sicherheitsgrad. a) Die Lastverlängerungslinie (P-∫l-Linie) und die Spannungsdehnungslinie (σ-δ-Linie). Ihre Unzulänglichkeiten und ihre Grenzlagen (Gleichgewichtsversuch und Stoßversuch). Die drei Grenzen oder Bereiche. Proportionalitäts-, plastischer und Verfestigungs-Bereich beim Zugversuch, die entsprechenden beiden Grenzen beim Druckversuch. — b) Der Gleichgewichtsversuch (Abb. 8). Definition der P-Grenze durch die bleibende Dehnung $\eta_P = 1/30 \cdot 100$ und der Quetschgrenze (Fließgrenze) durch $\eta_a = 2/3 \cdot 100$. Der elastische Anteil bleibt $\epsilon = \sigma : E$ (Briksches Gesetz). Das Formänderungsgesetz im plastischen Bereich $\delta = \epsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_P)$. Das Elastizitätsmaß $E = \sigma : \delta$ und jenseits der P-Grenze $E_\sigma = \text{tg } \alpha_\sigma$, als Neigung der Tangente an die Spannungsdehnungslinie. Je näher die P-Grenze beim Vergleich verschiedener Baustoffe an die Streckgrenze σ_S heranrückt, desto größer ist der vom Konstrukteur auszunutzende Bereich, um so wertvoller ist der Baustoff. Andererseits darf aber die Streckgrenze nicht zu dicht an die Bruchspannung herankommen. Es muß sein $\sigma_S : \sigma_B \leq 0,70$, damit die Reserve des Verfestigungsbereiches nicht verlorengeht.

III. Der Biege- und Schlagversuch zur Beurteilung der Formänderungsfähigkeit gestattet, Versuchsgeschwindigkeit, Größe der Querdehnung und Körpertemperatur zu variieren. Kerbwirkung ist der Einfluß einer Querschnittsveränderung eines Stabes, durch den die Querdehnung behindert wird. Man unterscheidet Trennungsbruch, der vermieden werden soll, und Verfestigungsbruch, der anzustreben ist und entweder ein Formänderungsbruch (beim Stahl) oder ein Gleitungsbruch (beim Beton) sein kann. Die Poissonzahl m kennzeichnet diese Gruppen. Für den Sicherheitsgrad der Baukörper ist der Betrag der Formänderungsarbeit maßgebend, den sie bis zum Bruch in der Raumeinheit aufzuspeichern vermögen. Sie kann als bezogene Formänderungsarbeit $A = \int \sigma d\delta$ aus der Spannungsdehnungslinie berechnet werden. Formänderungsfähigkeit oder Zähigkeit. Erklärung des Verfestigungsvorganges auf Grund der Versuche von W. Schwinning, Dresden. Dieses Formänderungsvermögen bis zum Bruch ist für St 37, St 48 und St Si bei unseren Versuchen zu $A_B = 675, 760$ und 925 kg/cm^2 gefunden worden, so daß Si-Stahl dem St 37 um 14% überlegen ist.

IV. Der Sicherheitsgrad bei ruhender Belastung. Der Vergleich der Spannungen (Spannungsmaßstab) wird trotz mancher Unzulänglichkeit für den praktischen Gebrauch immer beibehalten bleiben. Die P-Grenze hat nur für die Festlegung der zulässigen Spannungen in den Vorschriften Bedeutung. Die Bruchspannung ist heute nicht mehr für die Sicherheit maßgebend, sondern nur noch die Streckgrenze. Der Vergleich der Dehnungen (Dehnungsmaßstab) wird künftig für die Beurteilung der bleibenden Dehnung bei statischen unbestimmten Grundformen Bedeutung gewinnen. Der Vergleich der bezogenen Formänderungsarbeit (Energie-maßstab) ist für alle wissenschaftlichen Betrachtungen



grundlegend. Er bietet ferner den Vorteil, das elastische Potential nach der Elastizitätslehre für jeden beliebigen Spannungszustand, insbesondere unter Berücksichtigung der Schubspannungen, berechnen und mit der durch Versuche gefundenen Ladung an der Streckgrenze vergleichen zu können.

V. Der Sicherheitsgrad beim Knicken ist bekanntlich durch unsere deutschen Bestimmungen festgelegt (σ_R - λ -Linie). Zur Vereinfachung wäre ein gleichbleibender Sicherheitsgrad, z. B. $\gamma = 2,5$ und eine scharfe Erfassung des außermittigen Kraftangriffes erwünscht.

VI. Der Sicherheitsgrad bei häufig wechselnder Belastung. Der Einfluß der Zeit T läßt sich durch die Zeitdehnungslinie darstellen, wie sie unsere Brückenmeßgeräte aufzeichnen. Sie bietet ein Mittel, um z. B. die Gesetze von Wöhler und Bauschinger zu beschreiben. Die Darstellung von F. Bleich gibt eine klare Anschauung der Erkenntnisse dieser Forscher, die dringend erweitert und vertieft werden müssen. Nach Bauschinger scheint die Ursprungsfestigkeit mit der Streckgrenze und die Schwingungsfestigkeit mit der P -Grenze zusammenzufallen. Die Arbeitsfestigkeit gibt die Grundlage zur Bemessung unserer Wechselstäbe. Die statischen Erkenntnisse von M. Grüning führen zu einer milderer Beurteilung der statisch unbestimmten Grundformen, insbesondere hinsichtlich des Einflusses der Stützensenkung und der Wärmespannung. Die gleichen Grundsätze gelten für das Kontinuum, was im Eisenbetonbau längst bekannt ist. Der Spannungsausgleich im Augenblicke des Fließens auf Grund der Erkenntnisse der Plastodynamik (nach v. Mises) vervollständigt das Gesamtbild des Fließvorganges. Bestätigung durch neuere Dresdner Versuche.

VII. Die Arbeitsleistungslinie. Die Beschreibung derartiger Versuchsvorgänge erfordert ein vereinfachtes Darstellungsverfahren nach Vorschlag des Verfassers durch die Arbeitsleistungslinie (Abb. 9). Aus dem Energieumwandlungsgesetz (hier der Spannungsdehnungslinie) wird die Arbeitsgröße A ermittelt und durch Division mit der Zeit T die Leistung L . Wird $y = A$ und $x = L$ aufgetragen, so ist $L = A/T$, also $T = A:L = y:x = \operatorname{tg} \varphi$. Am Beispiel der Versuche von W. Schwinning wird dieses Arbeitsleistungsdiagramm erläutert. Die Grenzlinie mit den Ordinaten y entspricht dem durch Versuche gefundenen Bruchzustand und eine Linie mit den reduzierten Ordinaten ($y:\nu$) dem zulässigen Zustand.

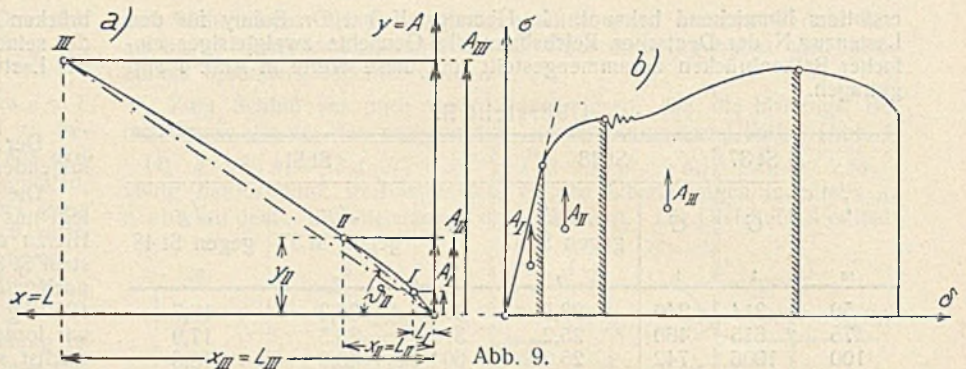


Abb. 9.

Der Berichterstatter fügte noch folgende drei Leitsätze an:

1. Bei rein statischer Belastung und bei normaler Querschnittsausbildung der Stäbe (ohne Behinderung der Querdehnung, also ohne Kerbwirkung) ist unser übliches Verfahren des Spannungsmaßstabes zur Bemessung des Sicherheitsgrades ausreichend, ebenso auch die Höhe der heute zulässigen Beanspruchung, z. B. bei Siliziumstahl im Eisenbrückenbau $\sigma_{zul} = 2100 \text{ kg/cm}^2$ bei 3600 kg/cm^2 Mindest-Streckgrenze.
2. Bei statisch unbestimmten Systemen besteht die Hoffnung, später einmal auch den plastischen Bereich (zwischen P -Grenze und Streckgrenze) auszunutzen. Künftige Versuche müssen zeigen, ob auf Grund der Gesetze von Wöhler und Bauschinger oder neuer Erkenntnisse etwa ein Dehnungsmaßstab mit einer zulässigen bleibenden Dehnung für statisch unbestimmte Grundformen vorgeschrieben werden kann.
3. Bei dynamischer Beanspruchung muß die Zeit berücksichtigt werden. Die gemessenen Größen sind Weg und Zeit. Sie werden durch die Zeit-Dehnungslinie dargestellt. Auch Arbeit und Leistung kommen als Kennziffern in Betracht, die durch das Arbeitsleistungs-Diagramm darzustellen sind. Künftige Versuche müssen lehren, welche Grenzen hierbei einzuhalten sind.

Mit diesen drei Leitsätzen können die Probleme des Statikers, des Plastikers und des Dynamikers gekennzeichnet werden.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. November ausgegebene Heft 21 (I R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. H. Deltius: Die städtebauliche Bedeutung des Tempelhofer Westfeldes. — Professor E. Fader: Die Gagfah-Siedlung Fischtalgrund, Berlin-Zehlendorf.

Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes anläßlich der 24. Hauptversammlung am 19. Oktober 1928¹⁾ in Darmstadt (Technische Hochschule). Am Schluß seiner Begrüßungsansprache gab der Rektor Prof. Dr. Rau die Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. ehr. von seiten der Ingenieur-Abteilung Darmstadt an Herrn Baurat Dr.-Ing. Bohny kund, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbrückenbaues.

1. Vortrag von Direktor Dr. Oelert, Berlin, „Zur wirtschaftlichen Lage“. Er behandelte kurz die wirtschaftlichen Zustände in der Stahlbauindustrie und nahm dann zu wichtigen wirtschaftlichen Tagesfragen Stellung. Von der Reichsbahn-Tarifierhöhung befürchtet er schwere wirtschaftliche Schädigungen. Er verweist darauf, daß jede Tarifierhöhung so lange ein untaugliches Mittel bleiben wird, als nicht die Reichsbahn von der ihr jetzt aufgebürdeten Reparationslast befreit ist. Besonders zu denken geben die Hinweise des Redners auf die Tarifierleichterungen, die in den wichtigsten Konkurrenzländern (Frankreich und England) für die Stahlindustrie geschaffen werden. Mit warmen Worten trat Dr. Oelert für eine Zusammenarbeit zwischen Bestellern und Lieferern, als einem aufeinander angewiesenen Interessentenkreise, ein. Anschließend daran wurde das Kartellproblem sowie das Eindringen der öffentlichen Hand in die Privatwirtschaft erörtert und schließlich nach Behandlung der Reparationsfrage noch auf die jetzt in Gang kommenden Auseinandersetzungen zwischen Unternehmertum und Arbeiterschaft eingegangen. Wirtschaftlich nicht begründeten und nicht durchzuführenden Forderungen muß endlich einmal ein unbeugsamer Widerstand entgegengestellt werden, um auf diesem Wege schließlich doch zu einer Verständigung mit dem großen Teil der noch immer gesund denkenden Arbeiterschaft und damit zu ihrer Befriedigung zu gelangen.

2. Vortrag von Direktor Dr.-Ing. Schulz, Dortmund, über „Rostschutz und schwerrostende Stähle“. Nach einem Hinweis auf die Bedeutung des Rostschutzes im Stahlbau, auf die für den Rostvorgang bedeutsamen Einflüsse, sowie auf die Möglichkeit des Hintanhaltens des Rostens durch konstruktive Maßregeln wurden die wesentlichen Mittel zum Rostschutz besprochen, erstens rostschützende Überzüge und zweitens

die Benutzung besonders legierter Stahlsorten, der schwerrostenden Stähle. Bei rostschützenden Überzügen in Form von Farbanstrichen ist nicht nur die Auswahl einer guten Farbe wesentlich, von größtem Einfluß ist auch das richtige Aufbringen des Anstrichs und seine gute Unterhaltung im fertigen Bauwerk. Von rostschützenden Überzügen mit Metallen von größerem Korrosionswiderstand als Stahl kommen für Stahlbauwerke in Betracht das Verzinken und das Verbleien.

Im Gegensatz zu den säurefesten, überhaupt nicht rostenden Stählen, die infolge ihres hohen Gehaltes an teuren Zusatzmetallen für Stahlbauwerke zu kostspielig sind, handelt es sich bei den schwerrostenden Stählen um solche, die zwar auch dem Rostvorgang unterliegen, bei denen aber der Rostvorgang erheblich langsamer vor sich geht, als bei gewöhnlichem Stahl. Erreicht wird dies auf zwei grundsätzlich verschiedenen Wegen. Im Armco-Eisen besitzen wir einen Stahl, der infolge seiner außerordentlich großen Reinheit an Beimengungen schwer rostet — die große Reinheit bedingt aber zugleich eine geringe Festigkeit, Armco-Eisen ist weicher als St 37. Als zweiter Weg kommt ein geringer Kupferzusatz zum Stahl — meist etwa 0,25 % — in Frage. Kupfer-Stahl rostet, wie ausgedehnte Versuche bewiesen, an der Luft weit weniger als kupferfreier Stahl, ohne daß der Kupferzusatz, soweit es sich bis jetzt übersehen läßt, irgendwelche Nachteile nach anderer Richtung im Gefolge gehabt hätte. Neuerdings ist es auch gelungen, hochwertige Baustähle mit mehr als 36 kg/mm^2 Streckgrenze in Form von schwerrostenden Kupfer-Stählen herzustellen.

3. Vortrag von Direktor Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhäusen, über „Die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses und ihre Zusammenhänge mit dem deutschen Stahlbau“.

Die ersten Anfänge der Gründung des Deutschen Normenausschusses liegen etwa 14 Jahre zurück. Der Krieg überraschte die Anfänge der Normungsarbeit. Die Notwendigkeit der Normung machte sich aber im Jahre 1917 bei der Not, den Heeresbedarf zu beschaffen, dringend bemerkbar. Der Deutsche Normenausschuß wurde 1917 gegründet. In langwieriger Arbeit sind bis zum September d. J. etwa 2800 Normenblätter entstanden, 800 weitere Normenblätter sind im Entwurf fertig.

Im deutschen Stahlbau ist die Normung noch nicht sehr weit fortgeschritten. Es bestehen Normenblätter für Lieferungsbedingungen, technische Vorschriften auf dem Gebiete des Werkstoffes und für die konstruktive Durchbildung von Einzelheiten. Diese Normen müßten noch weiter ausgedehnt werden. Auch an der Normung, soweit sie für den Betrieb der Werkstätte und Baustelle erforderlich ist, fehlt noch manches. Der Redner schlägt die Gründung eines Fachnormenausschusses für Stahlbau vor und regt an, daß auch die Deutsche Reichsbahn, die ihrerseits auf dem Gebiete der einheitlichen Vorschriften für die Ausführung von Stahlbrücken vieles getan hat, diese Vorschriften gemeinsam mit dem Deutschen Normenausschuß zu Normenblättern ausarbeiten möge. Durch

¹⁾ S. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 43. — In der Hauptversammlung wurde beschlossen, den Verband von nun an „Deutschen Stahlbauverband“ zu nennen.

eine Verbreitung dieser Normen auch im Auslande würde verhindert, daß der deutschen Industrie z. B. aus den großen Ländern Südamerikas englische oder amerikanische Bedingungen vorgeschrieben werden. Diese Länder würden sich allmählich daran gewöhnen, für die in Deutschland erzeugten Konstruktionen deutsche Bedingungen anzuerkennen. Herr Dr. Erlinghagen schloß seinen für das Vorwärtsschreiten des Normungsgedankens in den Kreisen des deutschen Stahlbaues hoffentlich erfolgreichen Vortrag mit einigen allgemeinen Bemerkungen über die psychologischen Grundlagen des Erfolges unseres menschlichen Schaffens.

4. Vortrag von Oberbaudirektor Leo, Hamburg, an Hand eines Filmes über „Den Umbau der Straßenbrücke über die Nordereibe bei Hamburg“.

Die in drei je 100 m weiten Öffnungen den Strom überspannende alte, nur zweispurige Brücke reichte für den stark angewachsenen Verkehr nicht mehr aus. Aus Sparsamkeitsgründen konnte nicht, wie zuerst beabsichtigt, die ganze Brückenanlage neu gebaut werden. Es wurde daher neben der alten eine neue Brücke angeordnet. Jede der beiden Brücken nimmt den Verkehr in nur einer Richtung auf. So wurde mit verhältnismäßig geringen Kosten eine mehr als dreifache Steigerung der verkehrstechnischen Leistungsfähigkeit erreicht. Zur Erzielung einer harmonischen Gesamtwirkung lehnt sich die Gestaltung der neuen Brücke im Gesamtentwurf eng an die vorhandene an.

Die Montierung der Brücke geschah so, daß sämtliche drei je 900 t schweren Brückenüberbauten auf dem festen Lande zusammengebaut, auf große Schiffsgerüste hinübergerollt und unter Benutzung von Ebbe und Flut eingeschwommen wurden. Durch die sorgfältige Vorbereitung wurde die Sperrung des Elbstromes für den Schiffsverkehr auf nur eine Stunde beschränkt.

Eine ausführliche Abhandlung über die Brücke wird demnächst in der „Bautechnik“ erscheinen.

5. Vortrag von Direktor Schmuckler, Berlin, über die „Vorzüge des Stahlbaues unter besonderer Berücksichtigung des Skelettbauens“.

Nach einem kurzen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des Stahlbaues werden seine hauptsächlichsten Anwendungsgebiete gezeigt. Gegen die öfters vertretene Ansicht, als sei der Stahlbau gegenüber dem Eisenbetonbau unter bestimmten Voraussetzungen von vornherein im Nachteil, sowie gegen die Auffassung mancher Architekten, daß der Stahlbau ästhetisch gegenüber dem Eisenbetonbau zurückstehe, wurde vom Redner Stellung genommen und die Notwendigkeit erörtert, für bessere Aufklärung über den Stahlbau zu sorgen. Dann wurden Anregungen gegeben, auf welchem Wege die Stahlbauweise verbessert und verbilligt werden kann, um ihre Wirtschaftlichkeit und Wettbewerbsfähigkeit noch zu erhöhen. Auf die Vorzüge und Vorteile des Stahlbaues wurde an Hand von Lichtbildern über ausgeführte, mustergültige Bauwerke aus dem Gebiete des Hallenbaues, des Bureau- und Geschäftshausbaues, der Aufstockungen und des Hochhausbaues hingewiesen. Zahlreiche Abbildungen aus dem neuesten Gebiete des Stahlbaues, dem Stahlskelett-Wohnungsbau, und die Erörterung der mit diesem verbundenen großen Vorteile weisen auf einen möglichen Weg zur schnelleren Bekämpfung der Wohnungsnot.

6. Vortrag von Direktor Dr. Ostern, Hannover, über „Stahlbau und Berufsgenossenschaften“. Er legte dar, wie die Berufsgenossenschaften 1885 von Bismarck als Selbstverwaltungsorgane der Industrie für die Unfallversicherung geschaffen wurden und wie in ihnen Unfallverhütung und Unfallentschädigung sinnreich verknüpft wurden, um den die Unfallentschädigungen zahlenden Unternehmer auch finanziell an möglichster Verhütung der Unfälle in seinem Betriebe zu interessieren. Er zeigte sodann, wie durch das Umlageverfahren eine Thesaurierung von Mitteln, wie sie in anderen Sozialversicherungszweigen geschieht, vermieden wird. Hauptsächlich ging er auf die Bildung des Gefahrtarifs ein, von dem die Höhe der Beiträge für das einzelne Unternehmen abhängt. Die Gefahrziffer für den einzelnen Gewerbebetrieb ergibt sich durch Beobachtung längerer Zeiträume selbsttätig aus der Gegenüberstellung von Löhnen und Unfallentschädigungen. Bei der Abgrenzung und Begriffsbestimmung der einzelnen Gewerbebezüge hat die Berufsgenossenschaft die Möglichkeit eigener Betätigung. Eine gewisse Vereinheitlichung der Gefahrtarife der verschiedenen im ganzen Deutschen Reiche für den Eisenbau in Betracht kommenden Berufsgenossenschaften soll versucht werden.

M.-L.

Vom Deutschen Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. In der geschlossenen Mitgliederversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. am 31. August sprach im Rahmen des Geschäftsberichtes für das Jahr 1927/28 der Hauptgeschäftsführer, Syndikus Erich Schreiber, Berlin, über „Verkehrsprobleme der Gegenwart“. Die am 1. August 1927 in Kraft getretene Tarifreform der Reichsbahn habe die am Binnenschiffahrtverkehr interessierten Wirtschaftskreise schwer enttäuscht. Eine erneute Verschlechterung der Wettbewerbsverhältnisse aber drohe der deutschen Binnenschiffahrt durch die bevorstehende Tarifierhöhung, die für die Binnenschiffahrt eine weitere erhebliche Verteuerung der Anund Abfahrfrachten bringen wird.

Was die Organisation der Wasserstraßenverwaltung anbelangt, so verkenne die Binnenschiffahrt nicht die Schwierigkeiten, die das Reichsverkehrsministerium hierbei zu überwinden habe. Die Binnenschiffahrt fordert, daß dem Reichsverkehrsministerium die Mittel zur Verfügung gestellt werden, die zum organisatorischen Ausbau notwendig sind, um eine erfolgreiche und planmäßige Verkehrspolitik überhaupt erst zu ermöglichen. Das Hauptübel in der Organisation unserer verkehrspolitischen

Führung ist die ebenso den Bedürfnissen des Verkehrs wie den staatspolitischen Notwendigkeiten hohnsprechende Verzögerung des Aufbaues der reichseigenen Wasserstraßenverwaltung in der mittleren und unteren Instanz. Noch im zehnten Jahre der Verfassung des Deutschen Reiches, die Eigentum und Verwaltung der Wasserstraßen in die Hände des Reiches legte, finde man einen Wirrwarr in der Wasserstraßenverwaltung, der die Erinnerung an längst vergangene Zeiten deutscher Kleinstaaterei wachrufe. Die deutsche Binnenschiffahrt hat das Vertrauen in den neuen Reichstag, daß er diesem unhaltbaren Zustande ein Ende bereite.

In der darauffolgenden öffentlichen Tagung des Deutschen Binnenschiffahrtstages überbrachte Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs, Berlin, die Wünsche der Reichsregierung für den Verlauf des Binnenschiffahrtstages. Im Namen der Preussischen Staatsregierung, des Oberpräsidenten der Provinz Ostpreußen und der übrigen Staatsbehörden der Provinz sprach darauf Vizepräsident Dr. Herbst, Königsberg i. Pr.

Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke, Königsberg i. Pr., begrüßte die Teilnehmer des Deutschen Binnenschiffahrtstages im Namen des Magistrats und der Industrie- und Handelskammer Königsberg i. Pr., Prof. Dr.-Ing. Winkel, Danzig, sprach im Namen der technisch-wissenschaftlichen Verbände, insbesondere für den Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband, Geh. und Oberregierungsrat von Riesen für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Postrat Hoffleit übermittelte die Grüße des Reichspostministers und der Oberpostdirektion Königsberg, Universitätsprofessor Dr. Nottarp, Königsberg, sprach im Namen des Rektors der dortigen Universität.

Als dann sprach Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs über den „Stand der Bauarbeiten an den deutschen Wasserstraßen“. Zur Erhaltung der Wettbewerbsfähigkeit der an ihnen gelegenen Seehäfen wurden die Seewasserstraßen in den letzten vier Jahren ganz erheblich ausgebaut und verbessert. So wurde der Königsberger Seekanal um 1,5 m vertieft unter gleichzeitiger wesentlicher Verbreiterung und Anlage einer Befeuerng, das Fahrwasser nach Elbing wird auf 4 m Nutztiefe gebracht, die Schifffahrtstraße Swinemünde—Stettin wird so weit vertieft und begradigt, daß in Zukunft bei jedem Wasserstande das Regelfrachtschiff des Weltverkehrs mit 8000 t Ladefähigkeit und etwa 8 m Tiefgang nach Stettin gelangen kann; auf der Untereibe werden schwierige Regulierungsarbeiten bei der Ostebank und bei Pagensand ausgeführt, um die planmäßige Solltiefe sicher erhalten zu können, das Fahrwasser der Außenweser ist erheblich verbessert unter Verlegung von dem Wurster in den Fedderwarder Arm, die Unterweser wird für den Verkehr von 8000-t-Schiffen bis Bremen-Stadt ausgebaut, und endlich hat auch die Unterems durch Begradigungen und Fahrwasserverlegungen Verbesserungen erfahren, der noch Regulierungsarbeiten folgen werden.

Von wichtigen Arbeiten an den Binnenwasserstraßen sind zu nennen in Ostpreußen die Regulierung der Krümmen Gilge und die Teilkanalisierung des Oberpregels zum Wiederanschluß Insterburgs an das Wasserstraßennetz, während der Bau des Masurischen Kanals aus Geldmangel vorläufig eingestellt werden mußte.

An der Oder bereitet die Strecke unterhalb Breslau bis zur Warthemündung der Schifffahrt stets besondere Schwierigkeiten, zu deren Behebung seit 1924 an deren Ausbau, der auf 55 Mill. R.-M. veranschlagt ist, gearbeitet wird. Die gleiche Bausumme erfordert das Staubecken bei Ottmachau, das kürzlich in Angriff genommen wurde und das Zuschußwasser zur weiteren Erhöhung der Fahrwassertiefe liefern soll. Im Gebiete der Märkischen Wasserstraßen sind besonders hervorzuheben die Herstellung neuer Abstiegbauwerke für den Oder-Spree-Kanal bei Fürstenberg als Doppelschleuse und für den Hohenzollernkanal Berlin—Stettin bei Niederfinow als Schiffshebewerk mit 36 m Hubhöhe.

An den Flußläufen der Elbe, der Weser und des Rheins werden zahlreiche Ausbauten ausgeführt zur Verbesserung örtlicher Fehlstellen, während durchgreifende größere Arbeiten noch nicht in Angriff genommen werden konnten. Dagegen sind die Kanalbauten namentlich durch das Arbeitsbeschaffungsprogramm wesentlich gefördert worden. Der Mittelkanal ist bis Peine und Hildesheim in Betrieb genommen, an der Schlußstrecke bis zur Elbe ebenso an seiner östlichen Fortsetzung (Ausbau des Ihle-Plauer Kanals) wird überall gearbeitet. Der Küstenkanal ist auf seiner Reststrecke von der preußisch-oldenburgischen Landesgrenze bis zur Ems in Angriff genommen. Der Kanal Wesel—Datteln nähert sich seiner Vollendung und wird im Laufe des Jahres 1929 in Betrieb genommen werden können. Die früher unvollständig gebliebene Kanalisierung der Lahn ist durchgeführt, so daß dieser Fluß jetzt bis Limburg für kleine Fahrzeuge schiffbar ist, am Main unterhalb Frankfurt ist eine Umkanalisierung unter Zusammenlegung von vier Staustufen auf zwei geplant.

Der Ausbau des Neckar für 1200-t-Schiffe ist bis Heidelberg fertig und wird nach stromaufwärts planmäßig fortgesetzt. An der Rhein-Main-Donau-Straße wurde die große Staustufe am Kachlet bei Passau vollendet und die Kanalisierung des Mains zunächst auf der Strecke Aschaffenburg—Würzburg in Angriff genommen.

Regierungspräsident Dr. Budding, Marienwerder, schilderte eindringlich die trostlosen Verhältnisse der westpreussischen Binnenschiffahrt; Westpreußen sei des Danziger Hafens und des gesamten Weichselstromes beraubt worden. Versailler Diktat und polnische Schikanen haben es zuwege gebracht, daß die deutsche Binnenschiffahrt auf die Weichsel ganz verzichten muß. Der Vortragende wies besonders auf den ungeheuren Schaden hin, den Westpreußen durch den Abbruch der Münsterwalder Brücke erleide.

Den zweiten Hauptvortrag hielt der Syndikus des Verbandes Ostpreussischer Industrieller e. V., Dr. Bock, Königsberg, über „Die Bedeutung der ostpreussischen Binnenschiffahrt, insbesondere für die Holzwirtschaft“.

Über die „Verkehrsverhältnisse Oberschlesiens“, insbesondere über die Pläne der Studiengesellschaft für die Ermittlung der wirtschaftlichsten Verkehrswege des deutsch-oberschlesischen Industriegebietes berichtete schließlich Dr. Schaffrath (Oberschlesischer Berg- und Hüttenmännischer Verein). Die Tarifpolitik der Deutschen Reichsbahn habe den Sonderverhältnissen des deutsch-oberschlesischen Reviers nicht Rechnung getragen. Die Deutsche Reichsbahn scheue im Gegenteil nicht vor Tarifmaßnahmen zurück, die zu Verschärfungen der ober-schlesischen Wettbewerbsverhältnisse zugunsten anderer Reviere führen müßten. Eine weitere Verschärfung des Wettbewerbs habe der Großschiffahrtweg Stettin—Berlin zuungunsten Oberschlesiens gebracht. Die deutsch-oberschlesische Industrie sehe deshalb der Inbetriebnahme der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde für 8000-t-Schiffe und der Fertigstellung des Mittellandkanals mit großer Sorge entgegen. Unter den notwendigen Ausgleichsmaßnahmen für Oberschlesien stehe an erster Stelle eine ausschließlich der deutsch-oberschlesischen Montanindustrie zukommende Verbindung zwischen dem Revier und der Oder, die privatwirtschaftlich betrieben und auf diese Weise Polnisch-Oberschlesien nicht zur Verfügung gestellt werden müsse. Voraussetzung hierfür aber sei der Ausbau des Oderweges und des Oder-Spree-Kanals zu einer leistungsfähigen Wasserstraße für 1000-t-Kähne.

Diese Ausführungen wurden von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Mast, Gleiwitz, nach der technischen Seite hin ergänzt. Das schwierigste Problem sieht der Vortragende in der Aufgabe des Ausbaues der Oder zum Großschiffahrtsweg. Der Ausbau der Oderwasserstraße müsse so gestaltet werden, daß ebenso große Schiffsgefäße auf ihr verkehren könnten wie auf dem Mittellandkanal. Das bedeute die Forderung für die nächste Zeit: Schleppzugschleusen für 1000-t-Kähne und Ausbau der Oder unterhalb Ransern für diesen Typ. Zu beseitigen sei dabei vor allem die Beeinträchtigung der Schiffbarkeit durch NW. Unter den obwaltenden Verhältnissen helfe dagegen weder Regulierung noch Kanalisierung; es gäbe nur ein Hilfsmittel: das Zuschußwasser während der Wasserklemme. Jeder Tag Stilliegens der Schiffahrt zwingt die Industrie, ihre Kohlen bis Berlin auf der Reichsbahn zu versenden, was einen Mehraufwand von rd. 5 R.-M. je t für die ober-schlesische Kohle bedinge. 18 Hochwasserschutzbecken mit 112 Mill. m³ Inhalt seien für die Beschaffung von Zuschußwasser zwar schon erbaut. Da die wichtigsten dieser Becken aber größtenteils im Gebiete des Bober liegen, so könnten sie für die ungünstige Stelle Breslau—Crossen nicht nutzbar gemacht werden. Als Orte für den Ausbau von weiteren Zuschußwasserbecken kämen nur noch Ottmachau an der Glatzer Neiße, Krappitz a. d. Oder und Borganie an der Weistritz in Frage, außerdem die Sandgewinnungsstellen bei Sersno und Dziergowitz. Das Ottmachauer Staubecken sei in Angriff genommen und dürfte in fünf Jahren erstellt sein. Der alte Plan der Krappitzer Talsperre werde neuerdings in Würdigung und Anerkennung der gegen den Plan früher angeführten Gründe untersucht. Zur Förderung der Wirtschaft des Odergebietes sei eine zusammengefaßte Wasserwirtschaft erforderlich, von der an der Oder bislang kaum die ersten Anzeichen vorhanden seien. Eine planmäßige, alle Speichermöglichkeiten erfassende Wasserwirtschaft müsse den Träger der Gesamtanlage bilden.

Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hamburger Hafen. Ein wesentlicher Umstand zur Erzielung schneller Be- und Entladezeiten in den Seehäfen ist die richtige Ausbildung der den Umschlag vermittelnden Kaischuppen. Während sich im Auslande, aber auch in deutschen Häfen, zahlreich mehrgeschossige Schuppen finden, zeigt der größte deutsche Hafen Hamburg in der Hauptsache eingeschossige Ausführungen (Abb. 1). In Anbetracht des starken Ausdehnungsbestrebens der

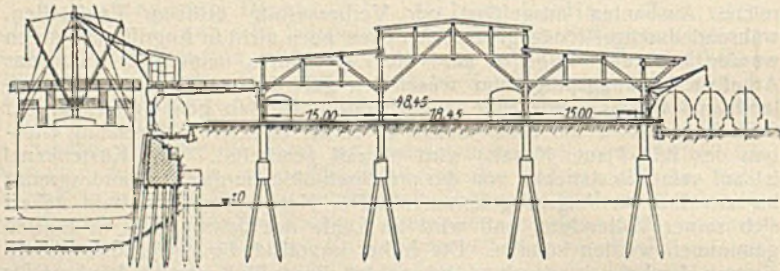


Abb. 1.

Hamburger Hafenanlagen mit der bekannten Gefahr einer nachteiligen Dezentralisation ihres Betriebes liegt es nahe, zu prüfen, ob nicht auch in Hamburg der zweistöckige Umschlagschuppen wirtschaftlicher ist und seine Einführung eine bessere Ausnutzung der vorhandenen Hafenbecken bringen kann. Dr.-Ing. Hans Brockmann hat Untersuchungen hierüber angestellt.¹⁾

Auf Grundlage einer Analyse der beim Umschlag- und Speicherbetriebe im Hamburger Hafen vorkommenden typischen Betriebsvorgänge (Abb. 2) wird die Güterumschlagleistung an einstöckigen Schuppen für durchschnittliche Verhältnisse ermittelt, wobei im Betriebe gewonnene statistische Einzelfeststellungen verwendet werden. Diesen Leistungen werden die auf gleicher Grundlage ermittelten Leistungen zweigeschossiger Schuppen gegenübergestellt. Aus dem Vergleich folgt, daß eine wirtschaftliche Ausnutzung der zweigeschossigen Bauweise mit den Grund-

¹⁾ Von der Technischen Hochschule Hannover genehmigte Dissertation, mitgeteilt im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 9. Bd., 1926, S. 191 bis 225.

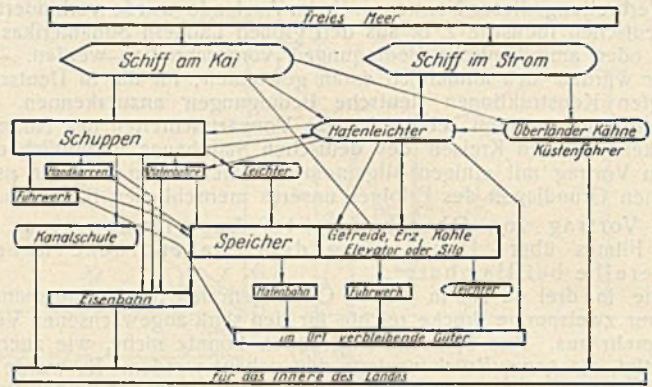


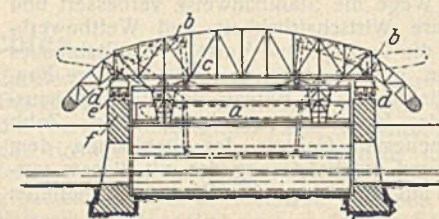
Abb. 2.

rißabmessungen der vorhandenen eingeschossigen im Hamburger Hafen nicht möglich ist, solange die in der Eigenart dieses Hafens begründete und unbedingt beizubehaltende strenge Trennung von Umschlag und Speicherung durchgeführt bleibt. Auch für ältere Schuppen, die die Normalbreite der heutigen Umschlagschuppen vielfach noch nicht aufweisen, ist ein Vorteil von der Aufstockung eines zweiten Geschosses nicht zu erwarten, weil die Ausbaukosten solcher Schuppen zu hoch werden, und weil weitere Stromlöschplätze aus nautischen Gründen nicht geschaffen werden können, ohne die zwei Stockwerke nicht voll ausgenutzt werden könnten. Auch würden sich im Betriebe zweigeschossiger Schuppen bei der Hamburger Umschlagsgeschwindigkeit Schwierigkeiten ergeben, die zu einer Verteuerung des Umschlages führen müßten. So führt die Untersuchung zur Ablehnung der zweigeschossigen Bauweise für den Hamburger Hafen. Eine Ergründung der Vorteile dieser Bauweise in anderen Hafenbetrieben zeigt denn auch, daß hier ausschließlich örtliche Sonderansprüche die Begründung des Bedürfnisses für diese Bauweise geliefert haben. Gr.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schiffshebewerk mit je paarweise an den beiden Längsseiten des Schiffstroges angreifenden Gegengewichtshebeln. (Kl. 84b, Nr. 448 719 vom 19. 5. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.)



Um das Umschleusen des Tauchtroges in einfacherer Weise mittels einer in der Herstellung billigeren Anordnung zu ermöglichen, sind die den Tauchtrog *a* tragenden Gegengewichtshebel *b* auf dem Laufkranträger *c* um in Walzenlagern drehbare Zapfen *d* schwingbar angeordnet. Der Laufkranträger *c* ist mittels der Fahrgestelle *e* auf den die obere und untere Haltung überquerenden Brücken *f* in der Querrichtung verfahrbar. Die Anordnung eignet sich auch für die Trockenförderung und für Floßhebewerke.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Roos, Vorstand des R. B. A. Buchloe, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Augsburg 1, die Reichsbahnräte Elias, bisher beim R. B. A. Königsberg 1, zur R. B. D. Essen, Kapeller, Vorstand des R. B. A. Nördlingen, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Aschaffenburg, Künen, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Böblingen, nach Friedrichshafen zur Bauleitung, und Wunderer, Vorstand des R. B. A. Kaiserslautern 1, als Dezernent zum Zentral-Wohlfahrtsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in Rosenheim sowie der Reichsbahn-Baumeister Leicht, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Beuthen (Oberschl.), zur R. B. D. Oppeln.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Deutschkron, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Beuthen (Oberschl.), zum R. B. A. daselbst und Haßfurter, Vorstand des R. B. A. Nürnberg 3, als Dezernent zur R. B. D. Nürnberg sowie der Reichsbahn-Baumeister Boehm vom Reichsbahn-Neubauamt Breslau 2 zum R. M. A. Hirschberg (Schl.).

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Buohl, Vorstand der Verkehrskontrolle 1 bei der R. B. D. Stuttgart.

Gestorben: die Reichsbahnräte Georg Hoffmann, Vorstand des R. B. A. Wetzlar, und Deipser, Vorstand des R. B. A. Bad Salzungen, sowie der Reichsbahnamtmann Ewald Lax, Hauptkassenrentant bei der R. B. D. Kassel.

INHALT: Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen. — Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O. (Schluß). — Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Fortsetzung). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes anlaßlich der 24. Hauptversammlung. — Vom Deutschen Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. — Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hamburger Hafen. — Patentschau. — Personalnachrichten.