

DIE BAUTECHNIK

Spülkipfverfahren und Toneinbau bei der 17 m hohen Dammstrecke des Mittellandkanals nördlich Magdeburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat E. Tode in Glindenberg.

Lage der Baustelle.

Der noch in diesem Jahre fertig werdende Teil der hohen Dammstrecke des Mittellandkanals nördlich Magdeburg liegt auf der westlichen Elbseite im Urstromtal der Elbe (Abb. 1). Er beginnt im Westen bei der Reichsbahnunterführung Elbeu und bildet im Osten den Anschluß an die Elbbrücke. Etwa 1,5 km vor der Elbbrücke zweigt nach Süden der 0,5 km lange obere Vorhafen zum Hebewerk Rothensee ab. Einschließlich dieser Abzweigung hat die fertiggestellte Dammstrecke eine Gesamtlänge von 4 km.

Dammquerschnitte.

Unter Zugrundelegung der bei anderen Kanalbauten ausgeführten Kanaldämme und der dabei gemachten Erfahrungen ist das in Abb. 2 dargestellte Kanalprofil ausgeführt worden. Der Wasserspiegel liegt 4 m über der Kanalsole und hat eine Breite von 41,00 m. Beiderseits der Abzweigung zum oberen Vorhafen des Hebewerks Rothensee ist das Profil zur Schaffung von Schiffslegestellen auf 73,00 m verbreitert. Diese Verbreiterung erstreckt sich auf eine Länge von 2,1 km. Das Kanalbett hat eine waagerechte Sohle von 13 m Breite im normalen und 45 m Breite im erweiterten Profil. An die waagerechte Sohle schließt sich eine 1:5 und hieran eine 1:3 geneigte Böschung an. Die Außenböschungen sind von der Dammkrone abwärts 1:2 und anschließend 1:2,5 geneigt. Von NN + 51,00 m, d. h. 1,0 m unter Kanalsole, geht die Böschung in eine flache Neigung von 1:4 über. Bei einer durchschnittlichen Höhe der Leinpfadkrone über dem Gelände von 17 m hat der Dammquerschnitt zwischen den Dammfüßen eine Breite von 160 und 200 m. Die Dichtung des Kanalbettes besteht aus einer 60 cm dicken Tonschale, die durch eine Kiesschutzschicht von 1,0 m Dicke geschützt wird. Bis 1 m unter und über dem Wasserspiegel ist das Ufer durch eine Steinschüttung von 20 cm Dicke auf 10 cm Splitt gesichert.

Dammabaumaterial und Vorbereitung der Dammlagerfläche.

Der Dammkörper wurde aus reinem kohäsionslosen Kiessand hergestellt, damit nicht etwaiges Sickerwasser vor undurchlässigen Bodenmassen angestaut wurde und die dann entstehenden Wassersäcke ein Auslaufen der Böschungen verursachten. Damit ferner das Sickerwasser

ungehindert in den Untergrund gehen konnte, und damit sich nicht unter dem hohen Damm auf der Geländeoberfläche infolge des anstehenden Elbschlicks eine Schmierschicht bildete, wurde der Elbschlick, soweit erforderlich, bis auf 25 m an die Dammfüße heran abgeräumt. Sämtliche besonders weichen, teilweise faulschlammartigen Schichten, die ein Nachgeben unter dem Druck des hohen Dammes befürchten ließen, wurden entfernt. Bei weniger weichen und nicht zu starken Schlickschichten erschien es genügend, parallel zu den Dammfüßen zwei Schlitzte von je 30 m Breite bis auf den Kies abzuräumen. Auf ganzer Breite des Kanaldammes wurde außerdem der Mutterboden in etwa 30 cm Höhe abgeräumt.

Wahl des Einbauverfahrens.

Der Einbau der Klesmassen in den hohen Kanaldamm mußte mit ganz besonderer Sorgfalt geschehen. Hierbei war von dem Gesichtspunkte auszugehen, daß Setzbewegungen in der Dammschüttung auf das möglichst kleine Maß beschränkt blieben oder noch besser ganz vermieden wurden. In den Ausschreibungsunterlagen war vorgesehen worden, den Damm in voller Breite, und zwar in einzelnen Lagen von 0,50 bis 0,80 m Dicke hochzutreiben und nach Schüttung jeder Lage eine Wassermenge von 100% des Rauminhaltes der Lage aufzubringen. Gleichzeitig war aber den Unternehmern freigestellt worden, ein Sonderangebot für den Einbau der Klesmassen im Spülkipfverfahren abzugeben. In den Verhandlungen mit den Auftragnehmern wurde schließlich vereinbart, aus beiden Einbaumöglichkeiten den Mittelweg zu wählen, d. h. das Spülkipfverfahren anzuwenden, wie es in den Abraumbetrieben des Senftenberger Braunkohlenbezirks geschah. Dieses Verfahren bestand darin, daß der einzubauende Boden trocken gekippt und durch einen kräftigen Wasserstrahl fortgeschwemmt wurde. Es hatte den großen Vorteil, daß durch das Fortspülen die Klesmassen der verschiedensten Korngrößen in besonders dichten Schichten abgelagert wurden, ohne daß die großen Wassermassen des sonst üblichen Spülverfahrens zugesetzt werden mußten.

Bedingungen für das Spülkipfverfahren.

Mit Rücksicht auf das Spülkipfverfahren, das zur Schaffung von Kipphöhen trocken gekippte Spüldämme erforderte, hatte die Bauverwaltung



Abb. 1.

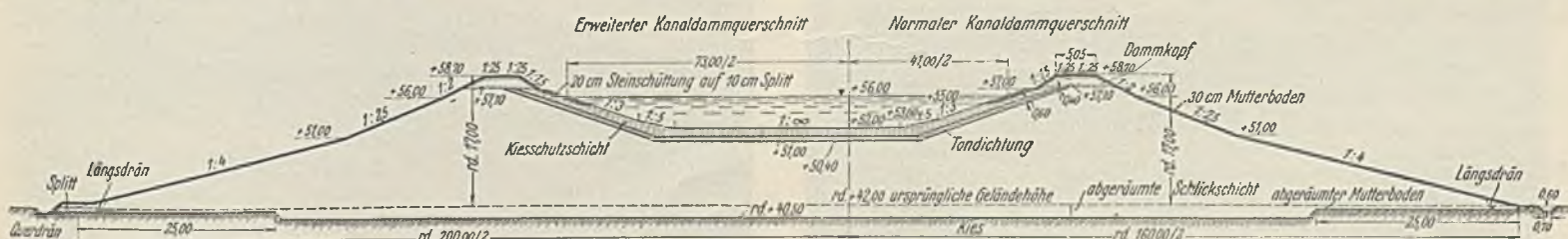
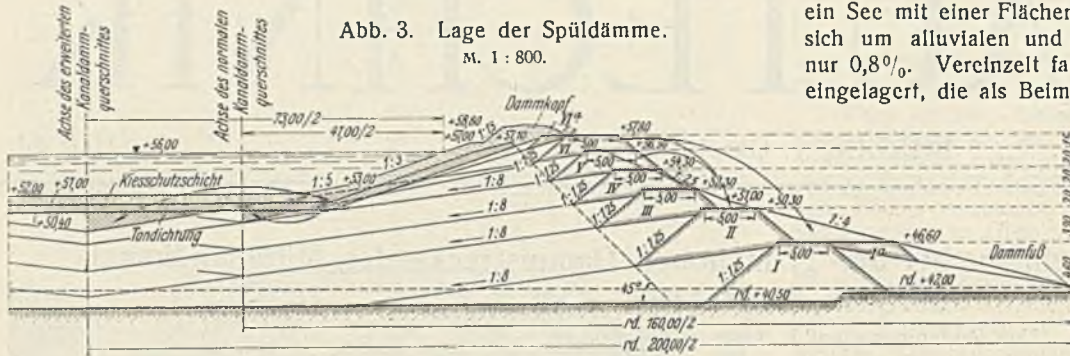


Abb. 2. Kanaldammquerschnitte. M. 1:1000.

Abb. 3. Lage der Spüldämme.
M. 1 : 800.



die Bedingung gestellt, daß die Spüldämme nicht unter der Tondichtung liegen dürften. Der ganze Dammteil unter der Tondichtung, der beiderseits durch eine unter 45° gezogene, vom äußersten Ende der Tondichtung bis auf das Gelände reichende Druckverteilungslinie begrenzt wurde, sollte demnach nur aus gespültem Boden bestehen (Abb. 3). Außerhalb dieser Begrenzungslinie sollten die Bodenmassen ebenfalls nach Möglichkeit eingespült werden. Sie durften auch trocken eingebaut werden, mußten aber dann mit 1 m³ Wasser auf 1 m³ Boden eingesumpft werden. Ferner war vorgeschrieben worden, daß von beiden Seiten gleichmäßig nach der Kanalachse hin gespült wurde, so daß sich das überschüssige Spülwasser in der Kanalachse sammelte und hier durch Offenhalten einer Vorflut oder durch Pumpen unschädlich beseitigt werden konnte, wenn es nicht schnell genug in den Untergrund versickerte. Aus der reichlichen Verwendung von Spülwasser ergab sich von selbst die Notwendigkeit, rechtzeitig auf die Anlage der Kanalseitengräben und die Räumung von Vorflutgräben bedacht zu sein, da das Spülwasser durch Anreicherung des Grundwassers und seitliches Durchsickern durch die Kanaldämme leicht eine Überstauung der angrenzenden Ländereien verursachte.

Spüldämme.

Das gewählte Einbauverfahren führte dazu, daß zunächst beiderseits der Kanalachse die Spüldämme I gekippt wurden (Abb. 3). Da die Kiesgewinnungsstelle südlich des Kanals lag, mußte gleichzeitig ein Querdamm zwischen dem südlichen und nördlichen Spüldamm gekippt werden. Dieser Querdamm war nicht zu vermeiden, obgleich er den Bedingungen widersprach, daß unter der Tondichtung nur gespülter Boden liegen durfte. Da er aber durch das Spülen vollkommen unter Wasser gesetzt und im oberen Teil später abgespült wurde, wurden die zuerst geltend gemachten Bedenken fallengelassen. Als größte Höhe der Spüldämme waren 5 m festgesetzt worden. Je höher der Damm wuchs, desto geringer wurde die Höhe der Spüldämme, weil ihre Lage nach der Kanalachse hin durch die Druckverteilungslinie der Tondichtung begrenzt war, und weil vermieden werden mußte, über die Außenböschung hinaus mehr Boden vorzukippen, als beim Nachplanieren der Böschung untergebracht werden konnte. Die Kronenbreite betrug 5 m. Dieses Maß ergab sich aus der Schwellenlänge und aus der Notwendigkeit, neben dem Gleis die Druckrohrleitungen für das Spülwasser verlegen zu müssen. Insgesamt wurden beiderseits der Kanalachse je sechs Spüldämme (I bis VI) gekippt. Die Spüldämme I und VI wurden durch Ia und VIa verbreitert.

Gewinnung und Beförderung des Kiesel.

Für die Herstellung des hohen Dammes wurden insgesamt 7 200 000 m³ Kies benötigt. Von dieser Menge wurden 870 000 m³ bei der Ausbaggerung des Abstiegkanals Rothensee gewonnen. Für die Hauptmenge von 6 330 000 m³ wurde südlich des Kanals eine Entnahmestelle aufgeschlossen, durch die bei einer durchschnittlichen Baggertiefe von 7 m

ein See mit einer Flächengröße von 90 ha geschaffen wurde. Es handelte sich um alluvialen und diluvialen Kiessand mit einem Tongehalt von nur 0,8%. Vereinzelt fanden sich im Kies faulschlammartige Tonlinsen eingelagert, die als Beimengung im hohen Damm durchaus unerwünscht waren und daher nach Möglichkeit beseitigt werden mußten. Bei Beginn der Baggerarbeiten war ein mit Dampf betriebener älterer Eimerkettenbagger tätig, dessen Eimer 430 l faßten. Dieser Bagger wurde jedoch nach kurzer Zeit durch einen neuen, elektrisch betriebenen Eimerkettenbagger der Maschinenfabrik Buckau — R. Wolff AG Magdeburg ersetzt (Abb. 4). Er war als Doppelschütter ausgebildet und hatte Eimer mit einem Inhalt von 870 l. Das Bagger-

gleis lag auf 6,5 m langen Schwellen, zu deren Weiterrücken eine Gleishebe- und -rückmaschine von Lauchhammer in Tätigkeit trat (Abb. 5). Die stündliche Leistung des Baggers betrug 1000 m³, so daß bei Doppelschichtenbetrieb täglich etwa 15 000 m³ geleistet wurden. Der gebaggerte Boden wurde gleichzeitig auf vier Kippen abgenommen, und zwar auf zwei Hebekippen zur Herstellung der Spüldämme und zwei Spülkippen zum Abspülen des Bodens. Auf jeder Hebekippe waren 1 Vorarbeiter und 20 Arbeiter, auf jeder Spülkippe 1 Vorarbeiter und 5 Arbeiter tätig. Auf den beiden Hebekippen wurden zusammen täglich 5000 m³ Boden eingebaut. Von den 12 Mann der beiden Spülkippen mußten demnach täglich 10 000 m³, also stündlich 625 m³ abgenommen werden. Diese große Leistung war nur dadurch

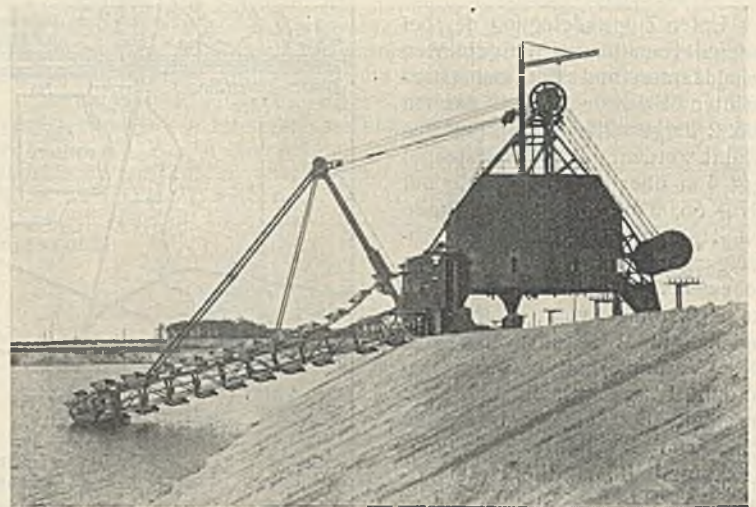


Abb. 4. Eimerkettenbagger in der Kieselentnahme.

möglich, daß für die Beförderung des Baggergutes selbsttätige Kippwagen von Fried. Krupp verwendet wurden, und daß das Spülkipfverfahren nicht nur den Boden schnell einbaute, sondern auch nur geringe Gleisrück- und -hebearbeiten erforderte. Die selbsttätigen Kipper von Fried. Krupp faßten 16 m³ und bestanden aus zwei Kästen von je 8 m³ Inhalt auf einem Fahrgestell (Abb. 6). Zur Fortbewegung der Züge, die aus zehn Kippwagen bestanden, dienten Borsig-Lokomotiven von 270 PS. Der schwere Förderbetrieb, der auf Gleisen von 90 cm Spur stattfand, machte es erforderlich, das Schienenprofil Form 6 d auf 2 m langen Schwellen zu verwenden. Zum Heben und Rücken des Fördergleises wurden amerikanische und von der bauausführenden Firma selbst gebaute Maschinen verwendet (Abb. 7).

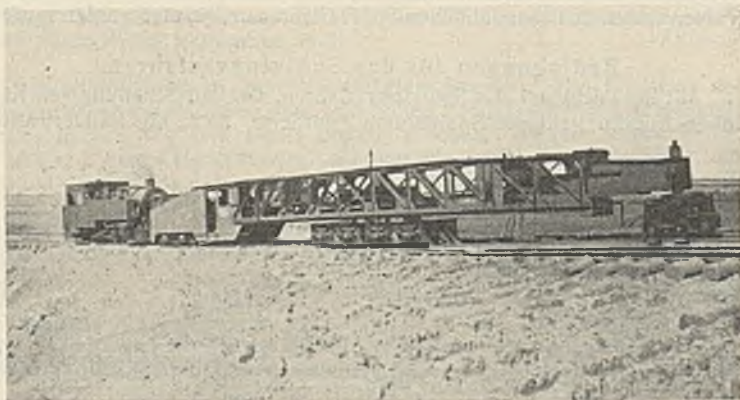


Abb. 5. Gleishebe- und -rückmaschine für das Baggergleis.



Abb. 6. 270-PS-Lokomotive mit 16-m³-Kippwagen.



Abb. 7.

Gleishebe- und -rückmaschine für das Gleis auf den Spüldämmen.

Gewinnung und Verteilung des Spülwassers.

Das erforderliche Spülwasser wurde in der Kiesentnahmestelle, dem Abstiegskanal Rothensee und der Zollau, einem alten Zweigarm der Elbe, gewonnen. In der Kiesentnahmestelle standen zwei Kreiselpumpen von je 250 und 300 mm Saugrohrdurchmesser. Sie hatten zusammen eine Leistung von 20 m³/min. Eine gleiche Pumpenanlage stand am Nordende des Abstiegskanals Rothensee. In der Zollau war nur eine Pumpe mit 300 mm Saugrohrdurchmesser aufgestellt. An die Pumpen waren

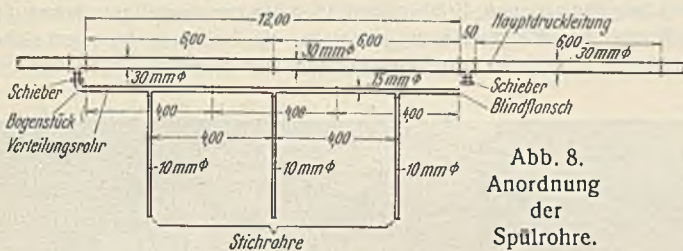


Abb. 8.
Anordnung
der
Spülrohre.

Druckrohre von 300 mm Durchm. angeschlossen. Zur Verteilung des Spülwassers waren in die Druckrohre auf den Spüldämmen alle 12 m Abzweigstutzen mit Schiebern zwischengeschaltet, an die mit einem Bogensstück 12 m lange, zum Druckrohr parallel liegende Verteilungsrohre von 15 cm Durchm. angeschlossen waren. Im Abstände von je 4 m gingen senkrecht von dem Verteilungsrohr drei Stichrohre von je 4 m Länge und 10 cm Durchm. ab (Abb. 8 u. 10). Die Druck- und Verteilungsrohre lagen neben dem Gleis, die Stichrohre zwischen den Schwellen unter dem Gleis. Vor dem Auslauf der Stichrohre hingen an einer durch den Flansch gesteckten Schraube bewegliche Eisenplatten, die das austretende Wasser nach den Seiten spritzen ließen und dadurch eine Breitenwirkung hervorriefen. Die Platten konnten auch hochgestellt werden, so daß dann das Wasser in kräftigem, geschlossenem Strahl austrat. Der gespülte Boden stellte sich bei normalem Betrieb in einer Neigung von 1:8 bis 1:10

ein. Durch Drosselung des Wassers konnten jedoch auch steilere Neigungen erzielt werden. Z. B. ließ sich die 1:4 geneigte Außenböschung bei einigermaßen Vorsicht ohne Schwierigkeiten herstellen. Bei noch steileren Böschungen oder bei Nachregulierungen, wenn nicht zu viel Wasser verwendet werden durfte, waren die fest eingebauten Stichrohre unbrauchbar, da eine zu starke Drosselung des Wassers auf Kosten der Breitenwirkung des Wasserstrahles ging. In solchen Fällen wurden Spiralschläuche verwendet, die voll laufen konnten, und mit denen infolge ihrer Beweglichkeit das Wasser in der gewünschten Stärke überall hin verteilt werden konnte (Abb. 9).

Das Spülkipfverfahren in der Bauausführung.

Sobald die ersten Spüldämme in genügender Länge und Höhe fertiggekippt waren, begann der Spülbetrieb. Zuerst wurde mit hochgestellten Platten, also mit voller Wirkung des geschlossenen Wasserstrahls nach der Kanalachse hin gespült, um den Boden soweit wie möglich vorzubringen. Mit dem Höherwachsen des gespülten Bodens blieben aber zwischen den einzelnen Stichrohren Kiesmengen stehen. Infolgedessen wurden zur Beseitigung des Bodens die Platten vorgelegt (Abb. 10). Lag schließlich der gespülte Boden bis 0,5 m unter dem Auslauf der Stichrohre, wurde der Spülbetrieb eingestellt, da das Wasser nicht mehr genügend Boden mitnahm. Jetzt wurden die Spüleleitungen auf die andere Gleisseite gelegt und die Bodenmassen zur Herstellung der Außenböschung eingespült. Nachdem die Spüldämme beiderseits von gespültem Boden eingeschlossen waren, wurden sie eingesumpft. Zu diesem Zwecke wurden sie durch kleine Quer- und Seitendämme in einzelne waagerechte Abschnitte unterteilt, auf die das Wasser geleitet wurde. Das Einsumpfen der Spüldämme vor dem beiderseitigen Einspülen war nicht möglich, da die wasser-gesättigten Böschungen der Spüldämme ausliefen und dadurch den Förderbetrieb unterbrachen. Obgleich anzunehmen war, daß die Spüldämme beim Spülbetrieb selbst und vor allen Dingen beim Spülen der höheren Lagen genügend Wasser erhielten, konnte auf das besondere Einsumpfen nicht verzichtet werden, da diese Annahme trotz eingebauter Beobachtungsrohre nicht nachgewiesen werden konnte. Nach dem Einsumpfen wurden die nächst höheren Spüldämme gekippt und die Bodenmassen in gleicher Weise eingespült. Nur die 2 m hohen Dammköpfe wurden im Trockenem eingebracht.

Herstellung der waagerechten Kanalsole.

Die Form des Kanaldammes unter der Tondichtung — waagerechte Sohle mit anschließend 1:3 geneigten Böschungen — brachte es mit sich, daß in der Achse eine Fehlstelle blieb, deren Ausfüllung besondere Maßnahmen erforderte. Es wurden zu diesem Zwecke die Ecken so weit überspült, daß der sich in den Ecken ablagernde Boden einen Ausgleich mit dem in der Achse fehlenden Boden bildete. Dann wurde im normalen Kanalprofil der Boden aus den Ecken mit einem Greifer weggenommen, nach der Achse gesetzt und dort eingesumpft (Abb. 11a). Im erweiterten Kanalprofil mußte der Boden aus den Ecken entsprechend der beschränkten Reichweite des Baggers in Haufen nach der Kanalachse hingesetzt werden (Abb. 11b). Die Haufen wurden, soweit es möglich war, mit Schläuchen in die Fehlstellen eingespült. Der verbleibende Rest wurde nachträglich wie beim Normalprofil mit dem Greifer eingebaut und dann eingesumpft. Auch die große waagerechte Fläche des oberen Vorhafens konnte nicht ohne weiteres eingespült werden. Der Einbau des Bodens geschah hier derartig, daß in Sollhöhe der Kiesel-schüttung fortschreitend Kippen von 1 m Höhe im Trockenbetrieb ge-



Abb. 9. Spülbetrieb mit Spiralschläuchen.



Abb. 10. Normaler Spülbetrieb.

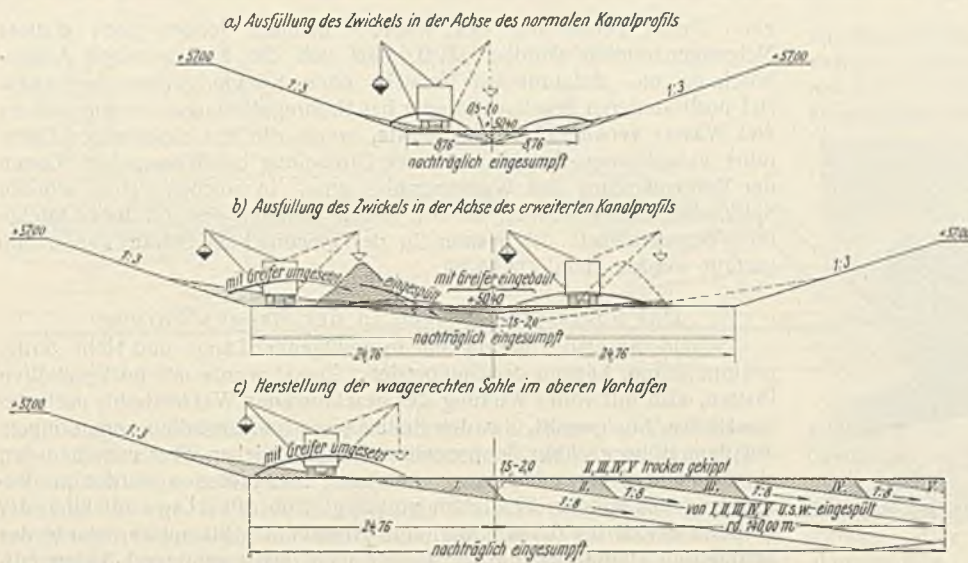


Abb. 11a bis c. Nacharbeiten in der waagerechten Kanalsohle. M. 1: 800.

schaft wurden, von denen der vorgekippte Boden weggespült wurde (Abb. 11c). Die Bedingung, daß unter der Tondichtung nur gespülter Boden liegen durfte, wurde durch diese Arbeitsweisen allerdings verletzt. Die Abweichung war aber unbedenklich, weil die Fehlstellen, die ohne Spülverfahren beseitigt wurden, höchstens bis zu 1 m tief waren, und infolgedessen hierdurch kein nennenswertes, die Tonschale gefährdendes unregelmäßiges Sacken zu erwarten war. Außerdem war anzunehmen, daß der Boden beim Einwalzen der Tonschicht vollkommen festgepreßt wurde. Trotzdem wurde, da sich auch noch an anderen Stellen ein trockenes Nachplanieren nicht ganz hatte vermeiden lassen, das ganze Kanalbett nach Fertigstellung der Kiesschüttung in einzelne Abschnitte unterteilt und kräftig eingesumpft (Abb. 12).

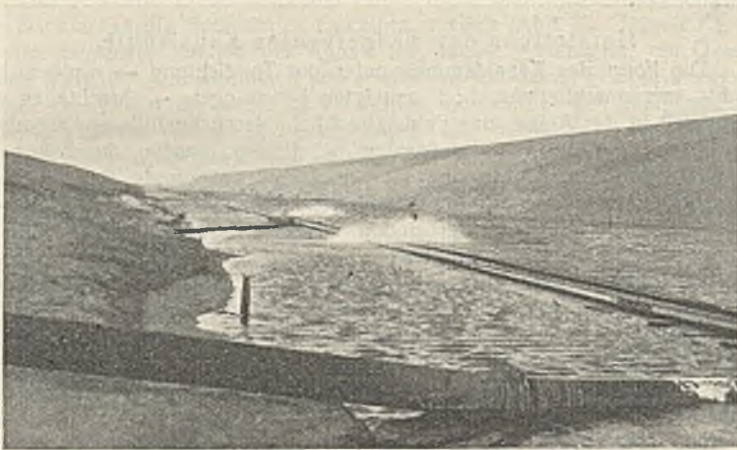


Abb. 12. Einsumpfen der waagerechten Kanalsohle.

Beseitigung von Schlickablagerungen.

Besondere Maßnahmen zur Herstellung eines einwandfreien Dammkörpers wurden noch dadurch erforderlich, daß der in den Entnahmestellen gebaggerte Kies teilweise stark mit Schlick durchsetzt war. Der über dem Kies der Entnahmestelle anstehende Schlick war mit Löffelbaggern abgeräumt worden. Wenn auch größter Wert auf eine saubere Abräumung gelegt wurde, ließ es sich infolge des Baggerbetriebes doch nicht erreichen, daß die Oberfläche des Kieselso so sauber abgeräumt wurde, wie es im Handschacht hätte erreicht werden können. Die bei der Abräumung liegengelassenen Schlickmengen allein waren im Verhältnis zu der gebaggerten Kiesmenge so gering, daß die einzelnen Schlickklumpen beim Spülbetrieb vollkommen von Kies umschlossen wurden und daher ungefährlich erschienen. Bedenklicher wurden aber größere Schlicknester, die beim Baggern unter Wasser angeschnitten wurden und zusammen mit dem auf der Oberfläche liegengelassenen Schlick teilweise recht erheblich waren. Soweit wie möglich wurde der dann gewonnene, verunreinigte Kies nicht eingebaut, sondern auf eine Abraumpippe gefahren. Teilweise, vor allen Dingen beim Beginn der ersten und beim Schluß der zweiten Schicht in der Dunkelheit, kamen aber auch derartig verunreinigte Kiesmassen auf die Kippe des hohen Dammes, wie sie in Abb. 10 deutlich zu erkennen sind. In solchen Fällen mußte eine besondere Arbeiterkolonne angestellt werden, die die Schlickklumpen während des Spülbetriebes aussammelte. Bald nach Beginn des Spülens bildete, wie erwartet, das an tieferen Stellen zusammenfließende Spül-

wasser größere Seen. Das Wasser versickerte aber nicht mehr in den Untergrund. Es hatten sich nämlich auf der Sohle der Spülseen feinste Schlickteilchen abgesetzt, die eine vollkommen wasserdichte Schicht bildeten. Nach Ableitung und Verdunstung des Wassers trocknete der abgelagerte Schlick, wenn er sich nicht stärker als 5 bis 10 cm abgelagert hatte, in kurzer Zeit zusammen und konnte von Hand entfernt werden (Abb. 13). Größere Schlickmassen setzten sich vor allen Dingen ab, wenn nach den Winterpausen der Spülbetrieb wieder aufgenommen wurde. Die auf der gespülten Kiesfläche liegenden, an und für sich ungefährlichen Schlickklumpen waren durch Frost zerstört und wurden nun durch das Wasser beim weiteren Spülbetrieb in ihre feinsten Bestandteile aufgelöst. Dazu kamen noch frische Verunreinigungen aus den Entnahmestellen, so daß sich in den Spülseen erheblichere Schlickmassen ablagerten. Diese waren z. T. bis zu 1 m hoch und konnten, da ein Abtrocknen wegen des zu großen Zeitverlustes nicht abgewartet werden durfte, nur unter Zuhilfenahme eines Greifers entfernt werden.

Messung von Setzbewegungen des Untergrundes.

Vor Beginn der Dammschüttung waren, wie schon erwähnt, die weichen Schichten der Dammlagerfläche bis auf den Kies entfernt worden. Nennenswerte Setzungen des Untergrundes unter der Last des hohen Dammes waren daher nicht zu erwarten. Trotzdem wurden Untersuchungen mit vier Meßprofilen angestellt, deren einzelne Punkte teilweise bis 100 m über den Dammfuß hinaus in die angrenzenden Grundstücke reichten. Die Meßprofile sollten neben der Beobachtung des Untergrundes in erster Linie dazu dienen, Erfahrungen über die zweckmäßigste konstruktive Ausbildung der Meßgeräte zu sammeln, da bei dem weniger sicheren Untergrund des später noch herzustellenden zweiten Teiles der hohen



Abb. 13. Abgetrocknete Schlickablagerungen.

Dammstrecke einwandfreie Ergebnisse gewonnen werden mußten. Jedes der vier Meßprofile wurde daher verschieden ausgeführt und an solchen Stellen eingebaut, an denen nicht der ganze Schlick, sondern nur die beiden 30 m breiten Schlitze bis auf den Kies abgeräumt waren. Der Einbau folgte im Benehmen mit dem Erdarbeitsunternehmer, damit die aus Gas- und Bohrrohren hergestellten Profilpunkte den Erdarbeitsbetrieb nicht störten. Die Profilpunkte, die unter der Tonschale lagen, wurden vor Aufbringen des Tones 1 m unter Oberkante Kiesschüttung abgeschnitten und sorgfältig mit Kies unter gleichzeitigem Wasserzusatz vollgeschlämmt.

Meßprofil I. Die Profilpunkte bestanden aus quadratischen Betonplatten von 1,5 m Kantenlänge, auf die miteinander verschraubte Bohrröhre von 133 mm Durchm. aufgesetzt wurden. Die Höhenlage der Betonplatte wurde mit einer Meßstange nachgeprüft, nachdem die Oberkante des Rohres einnivelliert war.

Meßprofil II unterschied sich von Meßprofil I nur dadurch, daß anstatt der aufgesetzten Bohrröhre in die Platten einbetonierte Gasrohre verwendet wurden, die mit wachsendem Damm aufgestockt wurden. Auch bei diesem Profil mußten Bewegungen des Untergrundes mit Hilfe des Nivellierinstrumentes festgestellt werden.

Die regelmäßig vorgenommenen Prüfungen beider Profile ergaben ein derartiges Durcheinander von Hebungen und Setzungen bis zu 9 mm, daß die Nachmessungen aufgegeben wurden. Die Ungenauigkeiten waren ganz offenbar auf die Verwendung des Nivellierinstrumentes, d. h. auf

nicht zu vermeidende Nivellementsfehler zurückzuführen, die durch häufiges Umsetzen des Instrumentes beim Übergang über die hohen Dämme im losen Kiesboden und an den steilen Böschungen hervorgerufen wurden.

Meßprofil III. Es wurden Grundpegel nach der in Schweden ausgeführten Art eingebaut¹⁾. Unter Zuhilfenahme eines Bohrgerätes wurde ein Gasrohr bis in den in 10 m Tiefe unter der Geländeoberfläche liegenden Tonmergel heruntergeführt. Nachdem das im Tonmergel sitzende Ende des Gasrohres mit Beton umgeben war, wurde das Bohrrohr gezogen und das Bohrloch mit Kies zugeschlämmt. Über das Gasrohr wurde ein anderes Bohrrohr geschoben, das am unteren Ende mit einem eisernen Teller 50 × 50 cm versehen war. Der Teller wurde auf dem gewachsenen Boden gleichmäßig fest angedrückt. Die Bewegungen des Untergrundes konnten unmittelbar aus dem Unterschiede zwischen einer am Gasrohr eingekerbten Meßmarke und der Oberkante des übergeschobenen Bohrrohres abgelesen werden. Die ersten Ablesungen ergaben nach kurzer Zeit bereits eine Senkung des Untergrundes von 30 mm. Es tauchte daher der Verdacht auf, daß der Boden, der nach dem Herausziehen des Bohrrohres in die Bohrlöcher eingeschlämmt war, unter dem verhältnismäßig kleinen Grundteller infolge von Hohlräumen und lockerer Lagerung nachgab. Außerdem erschien es nicht ausgeschlossen, daß der Boden unter dem Grundteller auszuweichen versuchte und durch das Loch zwischen dem Gasrohr und dem aufgeschobenen Bohrrohr hochgepreßt wurde. Aus diesen Erwägungen heraus wurde noch ein weiteres Meßprofil angeordnet.

Meßprofil IV. In der Wirkungsweise war dieses Meßprofil genau so wie das Meßprofil III. Nur in der Herstellung wurde die Änderung getroffen, daß das Gasrohr am unteren Ende mit einer Rammspitze versehen und mit einer Handramme bis in den Tonmergel heruntergetrieben wurde. Ferner wurden anstatt der eisernen Teller quadratische Betonplatten von 1,5 m Kantenlänge an Ort und Stelle hergestellt. Durch eine besondere Dichtungsplatte wurde der Zwischenraum zwischen dem Gasrohr und der Betonplatte auf 1 mm eingeschränkt. Die an dem höchstbelasteten Profilkpunkte ermittelten Bewegungen des Untergrundes sind

¹⁾ Bautechn. 1928, Heft 23 u. 27.

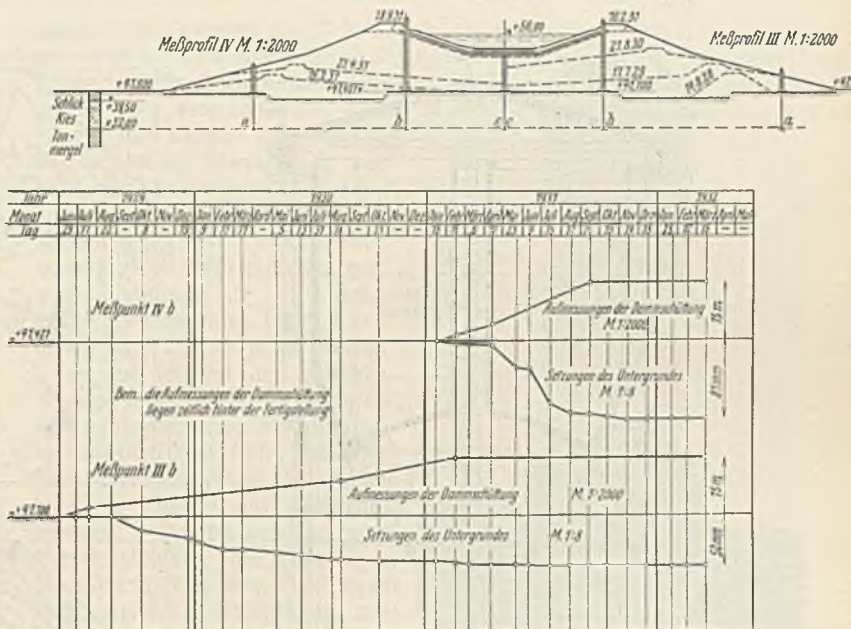


Abb. 14. Setzbewegungen des Untergrundes.

in Abb. 14 dargestellt. Ein Vergleich mit den in der gleichen Abbildung angegebenen Zeiten für die Herstellung des hohen Dammes zeigt, daß unmittelbar mit dem Hochtreiben des Dammes eine geringe Setzbewegung des Untergrundes eingetreten war, die aber schon nach kurzer Zeit zum Stillstande kam. Durch dieses Meßprofil wurde auch bewiesen, daß die beim Meßprofil III gehegten Befürchtungen unbegründet waren. Denn der Verlauf der Setzungskurve beim Meßprofil III ist sogar noch etwas günstiger als beim Meßprofil IV. Die Setzungen dürften allein auf eine Zusammenpressung der nicht abgeräumten Schlickdecke zurückzuführen sein. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Wasserturm auf dem Verschiebebahnhof Altenburg.

Von Max Schönberg, Eisenbahningenieur a. D., Dresden.

Die Erweiterung des Bahnhofs Altenburg ließ auch die wichtige Frage der Wasserversorgung in den Vordergrund treten. Gegen die weitere Entnahme des Wassers aus dem städtischen Leitungsnetze sprach insbesondere der teure Lieferpreis von 0,65 RM/m³, der bei einem Tagesbedarf von 600 m³ eine erhebliche wirtschaftliche Belastung bedeutete. Dazu kam, daß die Beschaffenheit des Wassers wegen des hohen Härtegrades den Betriebsansprüchen nur unvollkommen genügte. So gewann der Gedanke der Ausführung eines eigenen, entwicklungs-fähigen Wasserwerks immer mehr an Boden. Das günstigste Ergebnis der Wirtschaftlichkeitsberechnungen gab schließlich den Anstoß zum Bau des nachstehend beschriebenen Wasserturms, der, im Herbst 1929 fertiggestellt, mit 44,50 m Höhe und 900 m³ Behälterfassungsvermögen das bedeutendste der bisher im Bezirk der RBD Dresden errichteten Bauwerke dieser Art ist.

Ursprünglich sollte er nur der Versorgung der Betriebsanlagen mit Brauchwasser, namentlich Lokomotivspeisewasser, dienen. Für diesen Zweck hätte ein 600 m³ fassender Ausgleichbehälter mit 29,0 m Druckhöhe ausgereicht. Da jedoch trotz einer bis auf 100 m Tiefe vorgetriebenen Bohrung für die Kesselspeisung geeignetes weiches Wasser nicht erschlossen werden konnte, mußten außer einer aus vier eisernen Behältern

bestehenden Enthärtungsanlage zwei Hilfsbehälter aus Eisenbeton vorgesehen werden (Abb. 1), die nun zugleich die Möglichkeit boten, das Bedürfnis des Bahnhofs an Trink- und Wirtschaftswasser zu befriedigen. Die Anlage arbeitet in folgender Weise: Das dem Grundwasserstrom mittels Rohrbrunnen entnommene Wasser wird in den in halber Turmhöhe eingebauten Rohwasserbehälter gepumpt, wo durch Überlaufrohre der Bedarf für Genußzwecke sichergestellt wird. Der Rest fließt durch die Überläufe dem Kalksättigungs- bzw. Reaktionsbehälter zu. Wenn durch die Kalkmilchbehandlung eine brauchbare Weichheit erreicht ist, wird er in den Sandfiltern gereinigt, im Kellerbehälter gesammelt und von hier nach Bedarf in den obersten Behälter gedrückt.

Der sich rd. 41 m über das Gelände erhebende Turm bildet einen achteckigen, mit einer flachen pyramidenförmigen Haube abgedeckten Baukörper, dessen Sockelgeschoß zur Gewinnung von Lagerraum für die Enthärtungsmittel aus einer Ziegelmauer quadratisch umschlossen ist. Sein Traggerippe ruht auf einer 90 cm dicken durchgehenden Betonplatte, die als Kreisplatte mit in 1,70 m Abstand vom Rande angreifender, gleichmäßig verteilter Ringlast berechnet wurde. Da bei einem derartigen Tragsystem nicht nur die radialen, sondern auch die ringförmigen Konstruktionselemente zur Aufnahme der Biegemomente herangezogen werden, mußte die Platte in radialer und tangentialer Richtung bewehrt werden (Abb. 2). Die gesamte Bauwerklast von 3870 t und der geringe Windanteil verursachen eine Bodenpressung von 2,70 kg/cm², die dem in großer Mächtigkeit anstehenden sandigen Tonboden mit genügender Sicherheit zugemutet werden konnte. Wie durch Messungen während des Baues beobachtet wurde, setzte sich die Gründungsplatte völlig gleichmäßig; nach Füllung der Behälter wurde eine Einsenkung von 10 mm festgestellt. Die acht polygonal angeordneten Haupttrag-säulen sind im Keller weit über die statischen Erfordernisse hinaus bemessen und mit kräftigen Schrägen an die zwischengespannten, beiderseits kreuzweis bewehrten Platten angeschlossen. Dadurch entstand ein sehr starrer Ringträger, der die vorausgesetzte Gleichmäßigkeit der Lastverteilung zu gewährleisten vermag (Abb. 2). Über Gelände verlaufen mehrere waagerechte Balkenringe, die auch die Mauerlasten abfangen, sowie eine Plattenbalkendecke den Turmstützen die erforderliche Knicksicherheit und Steifigkeit

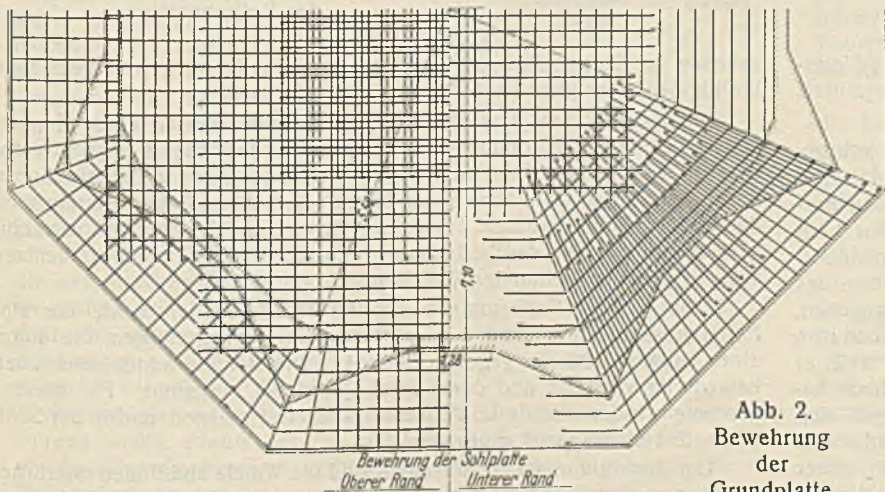


Abb. 2. Bewehrung der Grundplatte.

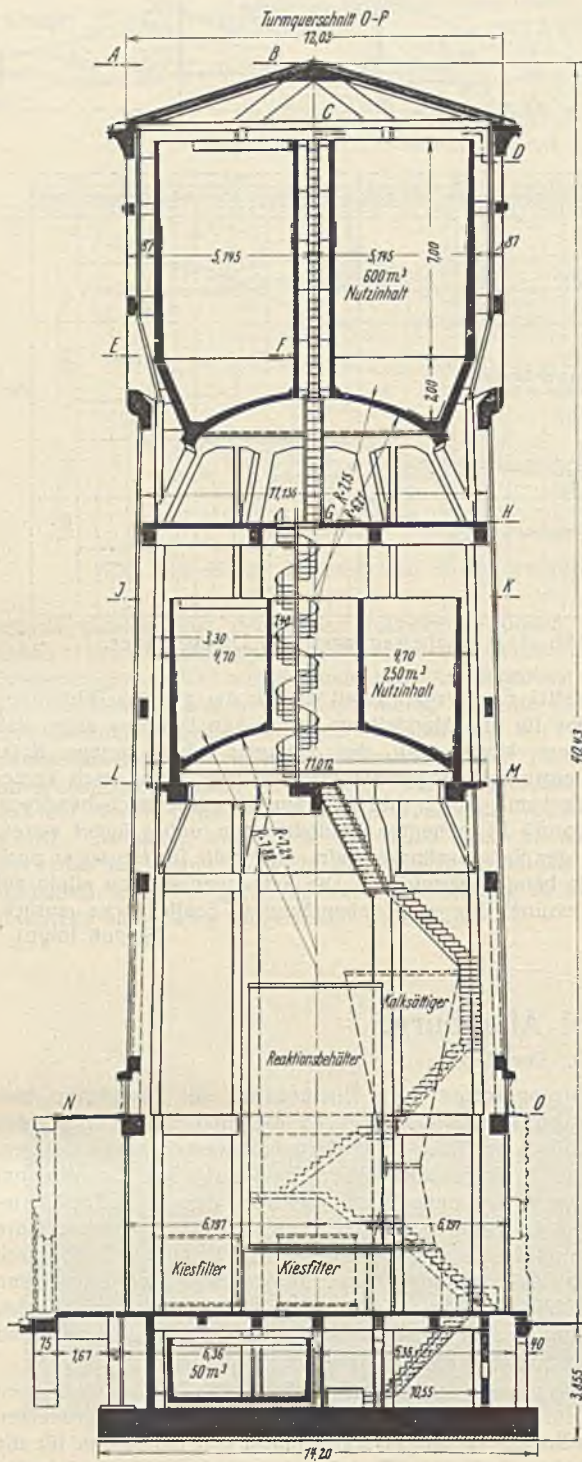


Abb. 1.
Querschnitt und Grundrisse.

gegen Windkräfte. Die Ausmauerung der Felder des Traggerippes besteht aus ein Stein starken Ziegelwänden, die in den Stützen mit dünnen Rundeseisen windsicher verankert sind. — Zur Einschränkung der Baukosten wurde die Breite des Turmschafts so schmal gehalten, wie es die Unterbringung der Enthärtungsanlage, deren bis zu 10 m hohe Behälter mittels gemauerter Sockelkränze auf der Kellerdecke lagern, zuließ.

Für die bauliche Ausbildung der Behälter waren die bewährten Spangenbergischen Konstruktionsgrundsätze maßgebend. Der oberste Behälter von 600 m³ Inhalt wurde als Kreiszyylinder mit Intzeboden ausgebildet, jedoch unter Verzicht auf völligen Ausgleich der waagerechten Kräfte von Haupt- und Gegenboden, da der Turmkopf nicht nennenswert ausladen sollte. Die Behälterlast wird durch einen am Ansatz des Kuppelbodens angeordneten Ringbalken an acht Schrägstreben abgegeben, deren Schub durch einen Zugring aufgehoben wird. Dieser bedurfte einer verhältnismäßig starken Längs- und Umfangsbewehrung, weil er außer durch mittige Zugkräfte durch Biege- und Drehmomente hoch beansprucht wird. Die Wahl eines gewölbten Behälterbodens ergab sich ohne weiteres aus der Forderung, den Innenraum des Turmes nicht durch Stützen einzuengen. Aber auch in anderen Fällen dürfte er seiner statischen Überlegenheit wegen einem ebenen vorzuziehen sein. Hervor-

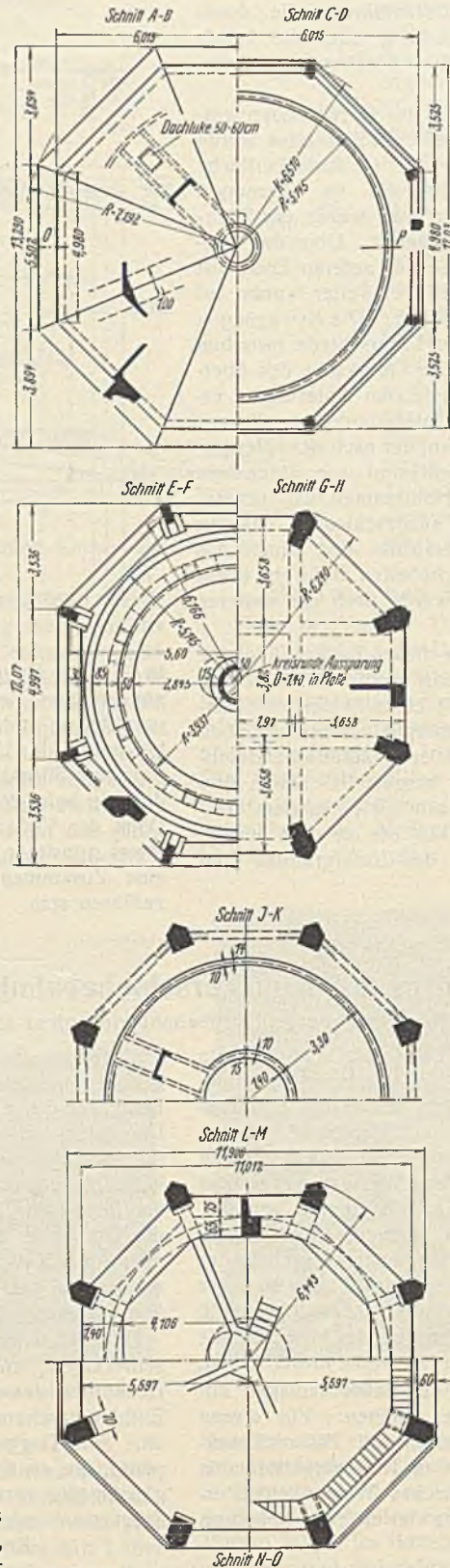


Abb. 3. Tropfbodenraum.

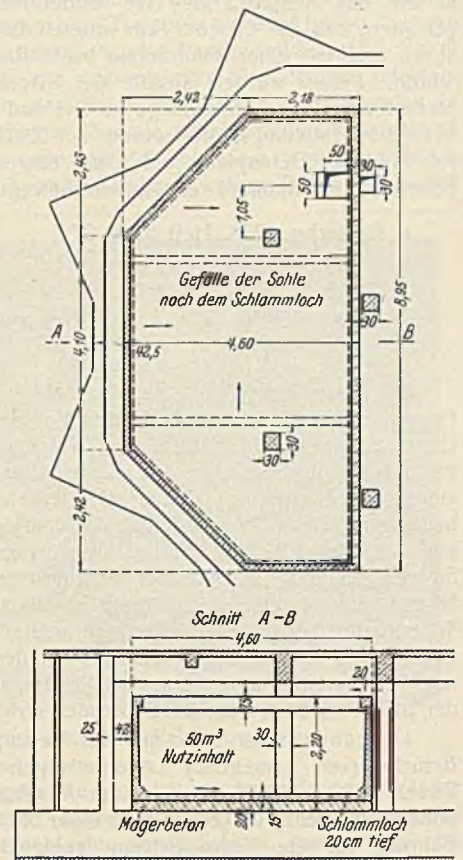


Abb. 4. Längs- und Querschnitt des Kellerbehälters.

zuheben ist ferner die gute Beobachtung, die der sich frei spannende Wölbboden ermöglicht (Abb. 3).

Auch der 250 m³ fassende Rohwasserbehälter erhielt einen Kuppelboden; von der Anordnung eines Gegenbodens wurde hier jedoch abgesehen. Dieser Behälter mußte, um die Säulen ohne Einschnürung an ihm vorbeiführen zu können, auf starken, aus den Säulen auskragenden Balken abgestützt werden. Der Tragring ist in diesen Konsolen eingespannt und vom darüberliegenden Zugring durch eine Zwischenlage aus mit Bitumen getränkter Wollfilzpappe getrennt.

Dem auf der Kellersohle stehenden 50-m³-Behälter wurde der einfacheren Herstellung und besseren Raumausnutzung wegen die Form eines halben Achtecks gegeben (Abb. 4). Die Behälterwände sind oben balkenartig verstärkt und durch zwei Querriegel verspannt. Für die Bemessung wurden sie als im Abschlußbalken frei gelagert und in der Sohlplatte fest eingespannt angesehen.

Um Rissebildungen vorzubeugen, sind die Wände und Böden sämtlicher Behälter so dick gewählt, daß die Zugspannungen des Betons 10 kg/cm²,

die des Eisens 900 kg/cm² nicht überschreiten. Zur Erhöhung der Rissicherheit bewehrte man den Zementmörtelputz, mit dem die Innenflächen der Behälter überzogen sind, mit einer Drahtgewebeeinlage. Im übrigen wurde dieser Innenputz unter Verzicht auf besondere Dichtungsmittel lediglich mit dem Reibebrett behandelt und die Deckschicht mit der Stahlkelle etwas nachgeglättet. Ein doppelter Anstrich aus Siderosthen-Lubrose schützt ihn gegen Angriffe des schwach kohlen säurehaltigen Wassers.

Der Trofoboden unter dem großen Behälter besteht aus zwei Paar sich rechtwinklig kreuzenden Balken, die eine 10 cm dicke Deckenplatte tragen und gleichzeitig als Zugglieder zur Entlastung des Zugringes herangezogen werden. Die Kraftanteile der in einem Eckpunkte zusammenstoßenden drei Stäbe mußten auf geometrischem Wege aus den Verschiebungen dieses Punktes bestimmt werden, wobei sich für den Deckenbalken eine zu dem Biegemoment hinzukommende Zugkraft von 33 t ergab. Durch diese Ausführungsart sollte verhindert werden, daß das Deckentragwerk reißt und die Turmstützen sich nach außen bewegen, ehe der Zugring in Wirksamkeit tritt.

Konstruktiv bemerkenswert ist auch die als achtseitige Pyramide ohne Rippen in den Graten ausgebildete, mit 8 cm Dicke eine Fläche von 12,76 m Durchm. flach überspannende Dachdecke. Die Ermittlung der in diesem Tragsystem auftretenden Kraftwirkungen geschah auf Grund folgender Überlegungen: Werden die dreieckigen Platten der Pyramidenfelder, die allseitig gleichartig gelagert sind, in beiden Hauptachsenrichtungen kreuzweis bewehrt, so stützen sie sich in Richtung der kürzesten Spannweite ab. Die Grenzen der unmittelbaren Abstützung und die größte Bieglungslänge sind in Abb. 5 gestrichelt eingetragen. Die auf diese Länge wirkende senkrechte Teilkraft der Dachlasten erzeugt Biegespannungen, die parallel zur Dachhaut gerichtete radiale Druckspannungen. Durch die Gratlast, deren Größe sich aus der in Abb. 5 durch Schraffur

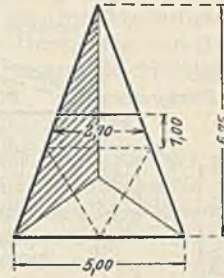


Abb. 5.

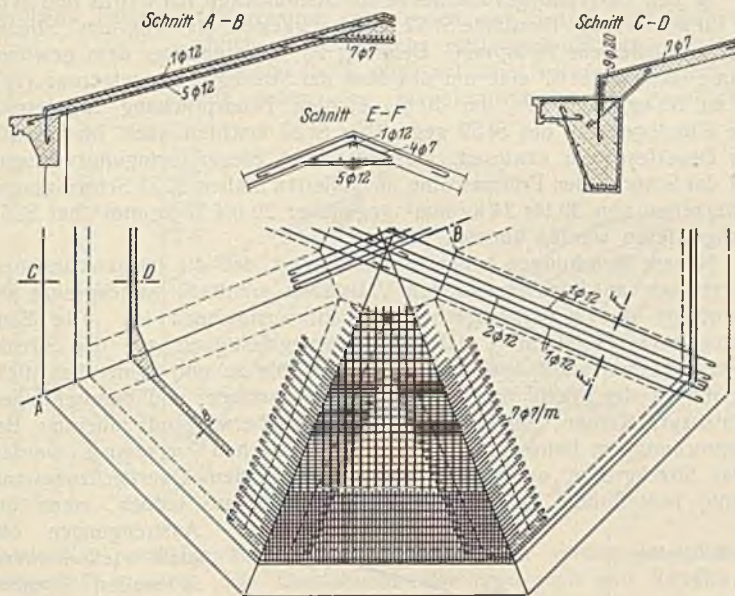


Abb. 6. Bewehrung der Dachplatte.

gekennzeichneten Belastungsfläche ergibt, werden in der Platte tangentielle Druckkräfte, im Grat Normalkräfte ausgelöst. Dem Schub aus diesen Normalkräften leistet die Ringbewehrung des am Fuße des Daches vorgesehenen Gesimmsbalkens Widerstand, dessen Bügel zur Verhütung von Verkantungen tief in die Dachplatte eingreifen (Abb. 6). Der Wärmeschutz der Dachdecke mit Torfoleumplatten ist in Abb. 7 dargestellt.

Bei der Betonbereitung sind die neuzeitlichen Gesichtspunkte im wesentlichen beachtet worden. Die Aufbaubedingungen für die Betonmischungen wurden durch Vorversuche festgelegt. Da dem zur Verfügung stehenden Kiessand Splitt als Verbesserungsstoff zugesetzt werden mußte, erschien es zur Erzielung eines leicht verarbeitbaren und gleichmäßige Festigkeiten verbürgenden Gemenges angebracht, für den Felsandgehalt den unteren Grenzwert mindestens 10% höher vor-

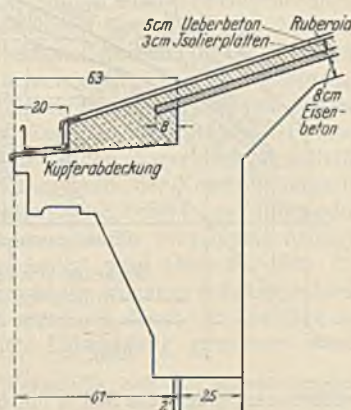


Abb. 7. Wärmeschutz der Dachdecke.

zuschreiben als ihn die vom D. B. V' für den Stieblinienbereich empfohlenen Richtzahlen (s. AMB) angeben. Die feinsandarmen Körnungen sind nämlich etwas sperrig und neigen zur Entmischung, was bei den überwiegend dünnen und hohen Baugliedern leicht zu Mißerfolgen hätte Anlaß geben können. Im Behälterbeton, der wasserundurchlässig werden sollte, wurde die Bindemittelmenge auf 350 kg je m³ Fertigbeton erhöht und der geringen Wanddicken sowie dicht verlegten Eiseneinlagen wegen ein Mindestmörtelgehalt von 60% verlangt. Besonders aufmerksam überwachte man die Zugabe des Anmachewassers. Durch gewissenhafte Berücksichtigung der jeweiligen Naturfeuchtigkeit des Zuschlages und fortlaufende Nachprüfung der Steifigkeit des Betongemisches durch Ausbreitversuche gelang es, mit einem je nach dem Zementgehalt der Mischungen von 0,56 bis 0,60 schwankenden Wasserzementfaktor auszukommen. In Anbetracht der knapp bemessenen Fertigstellungsfrist wurde ausschließlich hochwertiger Zement verarbeitet, zumal er — wenigstens für die Druckglieder — auch wirtschaftlich vorteilhaft war. Die mit Beton gefüllten Muldenklipper wurden in einem elektrisch betriebenen, fahrtstuhlförmigen Doppelaufzug hoch befördert, dessen Leistung mit dem Bedarf an der Verwendungsstelle gut in Einklang stand. In die Säulen wurde der Beton mit Hilfe von Trichterrohren unter ständigem Nachstochern und Abklopfen der Schalung eingebracht.

Obwohl die Vorarbeiten mit größter Beschleunigung durchgeführt wurden, war es nicht möglich, vor Oktober 1929 mit den eigentlichen Bauarbeiten zu beginnen. Dadurch, daß man die beiden unteren Behälter zunächst ausließ und vom Hochbehälter nur den Boden herstellte, konnte wenigstens der Turm gerade noch rechtzeitig vor Winteranfang vollendet werden. Die Dachdecke mußte allerdings bei einer Tagestemperatur von -3° C betoniert werden, doch hat die sofortige Abdeckung des frischen Betons mit einer Sandschicht trotz anhaltender Kälte genügt, den Beton während der Erhärtung vor Frostschäden zu bewahren. Er wurde sogar außergewöhnlich hart, was sich zeigte, als die Dachdecke gelegentlich der Betonierung der Behälterwand durchgeschlagen werden mußte, weil die ausgesparte Dachluke für eine einwandfreie Verteilung des Betons zu klein war. Die Dichtigkeit des Behälterbetons hat gleichfalls den Erwartungen entsprochen; es wurde nur eine nach kurzer Zeit wieder verschwindende Schwitzstelle am Boden des großen Behälters bemerkt. Dagegen blieb die mit einer Nut versehene Arbeitsfuge zwischen Boden und Wand, die nach einer dreimonatigen Arbeitspause in der üblichen Weise mit Drahtbesen gereinigt und mit Mörtelbrei bestrichen worden war, wider Erwarten völlig undurchlässig.

Die künstlerische Behandlung der Ansichtflächen will vor allem das Spiel der Kräfte im Tragwerk zum Ausdruck bringen und betonen. Aus diesem Grunde sind die Haupttragglieder unverkleidet geblieben; sie wurden nur mit dem Stockhammer überarbeitet. Außerdem ließ man sie kräftig gegen die nur zur Raumschließung dienende Ausmauerung vorspringen. Letztere ist zusammen mit den weniger wichtigen Ringbalken überputzt worden. Der Sockelumbau erhielt eine Verblendung aus Eisenklinkern. Wie Abb. 8 erkennen läßt, ist die äußere Erscheinung des Bauwerks dank der großzügigen Gliederung von eindrucksvoller, monumentaler Wirkung.

Der architektonischen Gestaltung liegen die Pläne des Hochbaubüros, der baulichen Durchbildung die des Brückenbüros der RBD Dresden zugrunde. Mit der Bearbeitung der Einzelheiten und der Bauausführung, die abgesehen von den Nebenarbeiten die Herstellung von 815 m³ Beton mit 88 t Eiseneinlagen und 360 m³ Mauerwerk umfaßte, ist die Firma Carl Brandt, Leipzig, betraut worden. Der Gesamtaufwand für den schlüsselfertigen Bau ausschließlich der Rohrleitungen und maschinellen Einrichtungen beträgt 140 600 RM, das sind 25 RM je m³ umbauten Raum bzw. 155 RM je m³ Behälterfüllung. Man ersieht, daß Eisenbeton auch in wirtschaftlicher Beziehung ein für dieses Anwendungsgebiet hervorragend geeigneter Baustoff ist, der selbst ohne Berücksichtigung der Unterhaltungskosten erfolgreich mit Eisen in Wettbewerb treten kann. Hinsichtlich des Sicherheitsgrades dürfte das Eisenbetonskelett dem Stahlgewerkebau sogar überlegen sein, da die den Eisenbeton kennzeichnende Eigenart der Fugenlosigkeit die inneren Spannungen weitgehend beeinflusst und ausgleicht.



Abb. 8.

Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

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

I.

Bruchsicherheit, d. h. Vermeidung der Bruchgefahr, ist für den Brückenkonstrukteur oberstes Gesetz. Zur Gewährleistung der Bruchsicherheit gehört zunächst die genaue Kenntnis der in Brücken wirklich auftretenden Beanspruchungen, die sich aus statischen Wirkungen von ruhenden Lasten und aus dynamischen Wirkungen bewegter Lasten zusammensetzen. Die Größen der ruhenden und schwingenden Beanspruchungen sind außerordentlich wechselnd, die brückendynamischen Vorgänge noch wenig erforscht¹⁾. Demgegenüber sind in den letzten Jahren in der Erkundung der Anstrengungen, die ein Werkstoff, ein Konstruktionselement, ein Bauglied oder ein ganzes Tragwerk auf die Dauer aushalten kann, ohne zu Bruch zu gehen, erhebliche Fortschritte zu verzeichnen.

Als Beanspruchungsgrenzen kommen, soweit Festigkeitsrückichten ausschlaggebend sind, bei Brücken nur Dauerfestigkeitswerte in Betracht.

Die Dauerfestigkeitswerte sind abhängig von der Art der Anstrengung, z. B. oftmals wiederholte Anstrengungen auf Zug oder Druck, oftmals wiederholte Wechsel von Zug- und Druckspannungen, von Null oder einer beliebigen Grundspannung (Vorspannung) ausgehend. Die Anstrengungen, die zum Bruche führen, sind weiterhin abhängig von der Zahl der Lastwechsel, am kleinsten beim millionenfach wiederholten Wechsel gleich großer Zug- und Druckanstrengungen, am größten bei einmaliger, allmählich und stetig ansteigender Belastung. (Die Abhängigkeit von der Zahl der Lastwechsel ist durch die Wöhlerlinie gekennzeichnet.) Bei Anstrengungen, die zum überwiegenden Teil ruhend wirken (hohe Vorspannungen), steigt bei den Baustählen die Dauerfestigkeit über die Fließgrenze.

Die Feststellung der Anstrengungsgrenzen, die ein bestimmter Werkstoff unter den verschiedenen Anstrengungsarten bei oftmaliger Wiederholung des Lastspiels (z. B. 2 Millionen Lastwechsel) gerade noch aushalten kann, ohne zu brechen, ist Aufgabe des Werkstoffprüfers. Um einen strengen Vergleichsmaßstab zu erhalten, werden bei der Werkstoffprüfung zur Bestimmung der reinen Werkstoffeigenschaften allseitig sorgfältig bearbeitete, meist polierte Probestäbe von bestimmten Abmessungen verwendet und die Ergebnisse der Dauerversuche in Diagrammen ausgewertet.

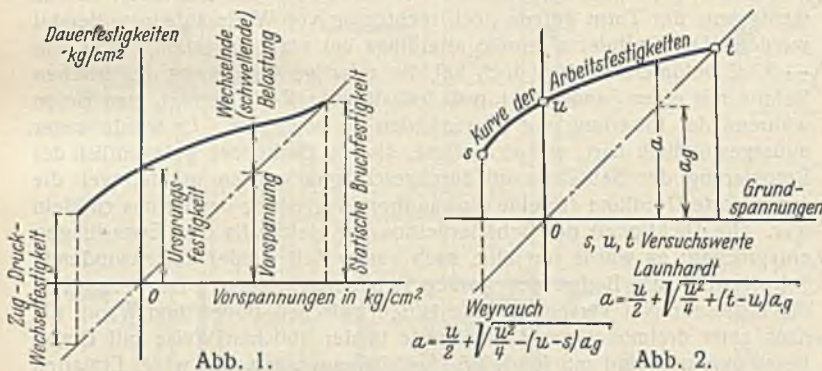


Abb. 1.

Abb. 2.

Trägt man in einem rechtwinkligen Koordinatensystem die Grund- (Vor-)spannungen als Abszissen, die zugehörigen, von der überlagernden Belastung herrührenden Grenzwerte der Spannungen als Ordinaten auf, so ergibt sich bei dem gewöhnlichen Baustahl ein Linienzug entsprechend Abb. 1. Die Linie umgrenzt den „sicheren Bereich“, in dem ein Bruch unter den obwaltenden Umständen nicht zu erwarten ist. Auf Grund der Versuche von Wöhler²⁾ und Bauschinger³⁾ hat Launhardt für die Arbeitsfestigkeit eines mittig auf Zug oder Druck in den Grenzen $\min B$ und $\max B$ beanspruchten Stabes die Formel

$$a = u \left(1 + \frac{t-u}{t} \cdot \frac{\min B}{\max B} \right)$$

aufgestellt, in der t die Tragfestigkeit bei allmählich und stetig ansteigender Belastung, u die Ursprungsfestigkeit bei oftmals wiederholter Belastung in einer Richtung und vollständiger Entlastung bedeutet. Die Launhardtsche Formel wurde von Weyrauch⁴⁾ für Wechsel von Zug und Druck ergänzt durch

$$a = u \left(1 - \frac{u-s}{u} \cdot \frac{\max B'}{\max B} \right),$$

worin $\max B'$ und $\max B$ die Absolutwerte der größten Zug- bzw. Druckanstrengung ohne Vorzeichen sind, s die Schwingungsfestigkeit bedeutet (Abb. 2). Mit den Wöhlerschen Verhältniszahlen $s : u : t = 1 : 2 : 3$ ergibt sich

$$\frac{t-u}{u} = \frac{u-s}{u} = \frac{1}{2},$$

und unter Annahme einer v -fachen Sicherheit die zulässige Spannung bei Zug oder Druck

$$\sigma_{zul} = \frac{u}{v} \left(1 + \frac{1}{2} \cdot \frac{\min B}{\max B} \right),$$

bei Wechsel von Zug und Druck

$$\sigma_{zul} = \frac{u}{v} \left(1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{\max B'}{\max B} \right).$$

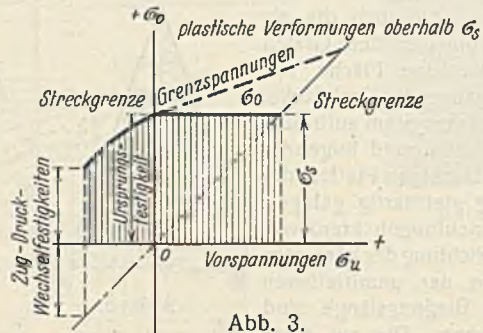


Abb. 3.

Wegen der mit dem Überschreiten der Streckgrenze auftretenden plastischen Verformungen hat man später den über die Streckgrenze hinaus sich erstreckenden Teil des Diagramms für die praktische Ausnutzung ausgeschieden⁵⁾, für schwellige Belastung die aus dem statischen Versuch ermittelte Streckgrenze als maßgebende, obere Beanspruchungsgrenze gesetzt und nur für Wechsel von Zug und Druck eine besondere Regelung getroffen (Abb. 3).

In den Berechnungsvorschriften für Stahlbrücken (DIN 1073 und B E) ist für hochwertige Baustähle St 52 (Zugfestigkeit 52 bis 62 kg/mm², Streckgrenze mindestens 36 kg/mm², Dehnung 20%) gegenüber dem gewöhnlichen Baustahl St 37 eine um das Maß der Streckgrenzensteigerung (von 24 auf 36 kg/mm², also um 50%) erhöhte Beanspruchung zugelassen.

Die Überlegenheit des St 52 gegenüber St 37 erschien auch hinsichtlich der Dauerfestigkeit erwiesen, nachdem durch Biegeschwingsversuche auf der Schenkschen Prüfmaschine an polierten Stäben St 52 Schwingungsfestigkeiten von 30 bis 34 kg/mm² gegenüber 20 bis 24 kg/mm² bei St 37 nachgewiesen werden konnten.

Neuere Forschungen haben jedoch gezeigt, daß die im gewöhnlichen Zugversuch an fein bearbeiteten Vollstäben ermittelte Streckgrenze als Grundlage der Festigkeitsrechnung nicht ausreichend ist. Die Bauschingersche Feststellung, daß die Ursprungsfestigkeit mit der Streckgrenze zusammenfällt, trifft nicht für alle Stähle zu und namentlich nicht für die in der Praxis üblichen Oberflächenzustände und Bearbeitungen (Walzhaut, Kerben, Bohrungen usw.). Bei überwiegend ruhender Beanspruchung im Bauwerk und beim gewöhnlichen Zugversuch werden zwar Streckgrenze und Bruchfestigkeit durch den Oberflächenzustand wenig beeinflusst. Anders liegen die Verhältnisse jedoch, wenn die Anstrengungen oftmals wiederkehrend in weiten Grenzen schwingen. Dabei verhalten sich harte Stähle weniger günstig als weiche Stähle. Die Dauerfestigkeit wird durch Walzhaut- und Oberflächenverletzungen um so mehr herabgesetzt, je härter der Stahl ist. Die Vorteile höherer Streckgrenzen wirken sich nach den bisherigen Feststellungen erst bei hohen Vorspannungen aus, indem die Stähle mit höherer Streckgrenze größere Amplituden der überlagernden Schwell- und Wechselspannungen gestatten.

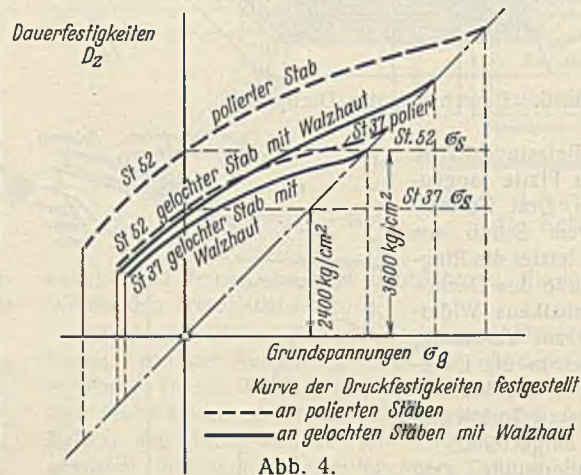


Abb. 4.

Der ganze Verlauf der Dauerfestigkeitsgrenzkurven (Abb. 4) ist heute nur für St 37 und auch hier nur für polierte Stäbe hinreichend bestimmt. Für die hochwertigen Werkstoffe, die die Stahlindustrie mit ihren durch Chrom, Mangan, Nickel, Kupfer, Wolfram, Molybdän, Vanadium und

5) Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. Berlin 1925, Wilh. Ernst & Sohn.

¹⁾ Kulka, Stahlbau 1930, S. 301 bis 305. — Schneider, St. u. E. 1931, S. 285 bis 92.

²⁾ Wöhler, Z. f. Bauwes. 1863, 1866 u. 1870.

³⁾ Bauschinger, Mitteilungen 1866, Heft XIII.

⁴⁾ Weyrauch, Die Festigkeitseigenschaften und die Methoden der Dimensionenberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen. Leipzig 1889, B. G. Teubner.

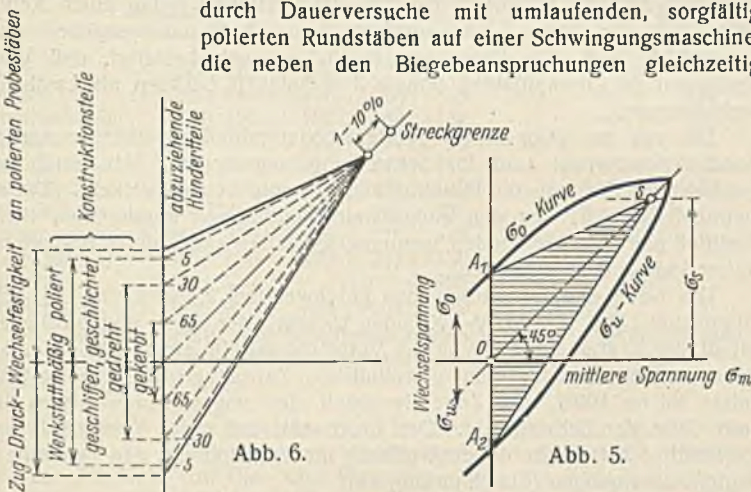
anderen Elementen legierten Stählen heute zur Verfügung stellen kann, sind die entsprechenden Untersuchungen noch nicht abgeschlossen.

Die an polierten Probestäben gemachten Feststellungen sowohl hinsichtlich der statischen Zugfestigkeit und der Streckgrenze als auch der Dauerfestigkeiten sind unentbehrlich für die Beurteilung des Werkstoffs und dürfen als Eignungs- und Gütemaßstab gewertet werden. Sie stellen aber noch nicht die Beanspruchungsgrenzen im Sinne der Festigkeitsrechnung dar.

Die in Hinsicht auf die praktische Anwendung bedeutungsvollen, als Unterlagen für die Berechnungen des Konstrukteurs maßgebenden Beanspruchungsgrenzen müssen unter Verhältnissen und Bedingungen erkundet werden, wie sie in der Praxis vorliegen⁶⁾. Da die Stähle im Brückenbau nicht mit bearbeiteter Oberfläche, sondern mit Walzhaut zur Verwendung kommen und die Oberflächenbeschaffenheit die Dauerfestigkeit wesentlich beeinflusst, so sind bei der Dauerprüfung zunächst die praktisch vorhandenen Oberflächenzustände der Konstruktionsteile zu beachten. Stähle St 52 von gleichen statischen Festigkeitseigenschaften und mit geschliffener Oberfläche auch gleicher Dauerfestigkeit lieferten an Prüfstäben mit Walzhaut große Unterschiede in der Ursprungsfestigkeit (15 bis 24 kg/mm²). Es zeigte sich, daß bei der Herstellung von Baustählen St 52 mehr als bisher auf die Ausbildung einer gleichmäßigen, glatten und kerbfreien Walzhaut zu achten ist.

II.

In jüngster Zeit sind zahlreiche Vorschläge zur Festlegung der zulässigen Spannungen für wechselnd beanspruchte Konstruktionsteile im Maschinenbau gemacht worden, die sich auf die neuesten Ergebnisse der Werkstoffprüfung, besonders der Wechselfestigkeitsprüfungen stützen⁷⁾. Für die vielseitigen Aufgaben des Maschinenbaues werden die auf Dauerbiegemaschinen, Verdrehungswechselmaschinen u. dgl. ermittelten Wechselfestigkeitsergebnisse, d. h. die oberen und unteren Grenzspannungen bezogen auf die mittlere Spannung, um die die überlagernden Spannungen pendeln, aufgetragen. Man erhält so einen geschlossenen Linienzug (Schleife, Abb. 5), der alle Spannungswechsel umfaßt, die ein Werkstoff unter den betreffenden Versuchsbedingungen aushalten kann, ohne zu brechen. Derartige Diagramme sind zuerst von Smith und Moore⁸⁾ durch Dauerversuche mit umlaufenden, sorgfältig polierten Rundstäben auf einer Schwingungsmaschine, die neben den Biegebeanspruchungen gleichzeitig



axiale Zug- und Druckbelastungen gestattete, für verschiedene Stähle festgestellt worden. Die Darstellungswiese wird auch von Rötcher, Thumm, Fischer angewendet. Solange der Verlauf der Kurve für die zur Verfügung gestellten Stahlarten und die verschiedenen Beanspruchungsarten noch nicht bekannt ist, soll nach dem Vorschlag von Dr.-Ing. Fr. P. Fischer, Essen, das für die Festigkeitsberechnungen des Konstrukteurs maßgebende Feld durch den Linienzug A_1SA_2 (Abb. 5) begrenzt werden, worin $0A_1 = 0A_2$ die durch Dauerversuche an polierten Stäben ermittelte Biege- oder Zugdruckwechselfestigkeit oder Drehwechselfestigkeit, S die aus dem statischen Zugversuch ermittelte Streckgrenze bedeutet und der Bearbeitungsgrad der Konstruktionsteile (Oberflächenzustände: werkstoffmäßig poliert, geschlichtet, geschliffen oder sauber gedreht, ausgesprochen gekerbt usw.) durch prozentuale Abzüge an den Werkstoffprüfergebnissen berücksichtigt wird (Abb. 6). Für die einfacheren Verhältnisse des Brückenbaues ist die eingangs wiedergegebene Darstellungswiese vorzuziehen. Um so mehr, als damit der Anschluß an die vor 50 Jahren erfolgreich eingeleitete Entwicklung gewonnen wird.

⁶⁾ Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente. Berlin 1929, Julius Springer.

⁷⁾ Rötcher, Über die Wahl der Sicherheit und der zulässigen Beanspruchungen bei der Berechnung von Maschinenteilen. Maschbau. 1930, S. 225. — Bock, Zulässige Spannungen der im Maschinenbau verwendeten Werkstoffe. Maschb. 1930, S. 637. — Siebel, St. u. E., Bd. 51, S. 785. — Fischer, Vorschlag zur Festlegung der zulässigen Beanspruchungen im Maschinenbau. Z. d. V d I. 1932, Bd. 76, Nr. 19, S. 449.

⁸⁾ J. H. Smith, Iron Steel Inst. 1910, Bd. 82, S. 245, und 1915, Bd. 91, S. 365.

(Weyrauchs Methoden der Dimensionenberechnung von Stahlkonstruktionen waren ganz auf Dauerversuche gegründet; das Buch hat in vier Welt-sprachen Verbreitung und namentlich auch in Amerika Beachtung gefunden.)

III.

Für die auf Dauerversuche gegründeten Beanspruchungsgrenzen darf man den Sicherheitsgrad kleiner wählen als bisher. Nachdem es gelungen ist, die Erkenntnisse hinsichtlich der Grenzwerte der Anstrengungen, die ein Werkstoff oder ein damit hergestelltes Konstruktionselement (Verbindung) bei den verschiedenen Belastungsarten dauernd aushalten kann, so zu erweitern und zu vertiefen, daß sie als Grundlagen der Festigkeitsrechnung verwendet werden können, bleiben in der „Sicherheitszahl“ oder besser „Unsicherheitszahl“ noch zu decken:

- a) unvermeidliche Ungleichmäßigkeiten und sonstige Unvollkommenheiten und Mängel der Werkstoffe (Verunreinigungen, Seigerungen, Schlacken, Poren usw.), Abweichung in der Zusammensetzung und den Festigkeitseigenschaften von Stählen gleicher Benennung, aber verschiedener Herkunft, Herstellung und Behandlung, Abmessungs- und Gewichtstoleranzen.
- Unbestimmbare Einflüsse der Bearbeitung in der Werkstatt und auf der Baustelle; unbeabsichtigte und zufällige zusätzliche Spannungen beim Zusammenbau.
- b) Veränderungen, die während der Gebrauchsdauer entstehen, Lockerungen, Verschleiß, sonstige Abnutzung, Querschnittschwächungen durch Korrosion.
- c) Unsicherheiten der Festigkeitsrechnung, sowohl hinsichtlich der äußeren Einwirkungen und Einflüsse als auch der inneren Auswirkungen.

Je zuverlässiger die Feststellung der für die Festigkeitsrechnung maßgebenden Beanspruchungsgrenzen, je genauer die Ermittlung der im Bauwerk tatsächlich auftretenden, größten Anstrengungen (Brückendynamik), je gleichmäßiger die Werkstoffgüte, je peinlicher die Werkstoffprüfung, je besser die Verarbeitung in der Werkstatt und der Zusammenbau auf der Baustelle, je sorgfältiger die Überwachung und Unterhaltung des fertigen Bauwerks, um so kleiner darf der Sicherheitsgrad gewählt werden.

Dem Hochtreiben der zulässigen Spannungen sind jedoch im Brückenbau enge Grenzen gezogen, schon mit Rücksicht auf die Gefährdung von vielen Menschen bei Einstürzen und auf die lange Lebensdauer der Bauwerke. Besondere Beachtung verdienen die überwiegend dynamisch beanspruchten Bauglieder, an denen sich Dauerbruchrisse im Verborgenen vorbereiten und bei Nichtbeachtung zu Katastrophen führen können. Es dürfte sich nicht empfehlen, bei dynamisch beanspruchten Bauteilen unter eine 1,50fache Sicherheit gegenüber den maßgebenden, durch Versuche festgestellten Dauerbruchfestigkeiten herunterzugehen. Bauglieder, die zum überwiegenden Teil ruhend beansprucht werden und bei denen die unter ungünstigster Zusammenstellung aller äußeren Einwirkungen und Einflüsse errechneten Höchstspannungen nur ganz ausnahmsweise vorkommen, dürfen dagegen ohne Bedenken mit 1,25facher Sicherheit bemessen werden.

IV.

Schon bald nach der Einführung der hochwertigen Stähle hat der Verfasser gegen die Erhöhung der zulässigen Spannungen bei St 52 um 50% Bedenken erhoben⁹⁾ und empfohlen, die maßgebenden Beanspruchungsgrenzen durch Dauerversuche festzustellen. Im Auftrage von Geheimrat Dr.-Ing. e. h. Schaper hat dann der Verfasser zusammen mit Prof. O. Graf, Stuttgart, für den Deutschen Stahlbauverband einen Versuchsplan aufgestellt, der sich nach verschiedenen Erweiterungen auf folgende Aufgaben erstreckt:

- a) Erkundung der Leistungsfähigkeit von Baustählen verschiedener Zusammensetzung, Güte und Herkunft im Dauerversuch an Flachstäben mit Walzhaut und mit Bohrung (Feststellung der Dauerfestigkeitskurven).
- b) Erkundung des Verhaltens von Niet- und Schweißverbindungen im Dauerversuch unter verschiedenen Belastungen.
- c) Wie ist die Niet- oder Schweißverbindung zu gestalten und zu bemessen, um den Werkstoff der angeschlossenen Teile möglichst weitgehend ausnutzen zu können?
- d) Sind Verbesserungen in der Ausführung der Nietung oder Schweißung möglich, durch die eine Steigerung der Leistungsfähigkeit der damit hergestellten Verbindungen erreicht werden kann¹⁰⁾?

⁹⁾ Schaechterle, Zur Wahl der zulässigen Anstrengungen bei Stahlbrücken, Stahlbau 1931, Heft 8.

¹⁰⁾ Über die bisher durchgeführten Versuche ist an mehreren Stellen berichtet worden, vgl. u. a. Graf, Dauerfestigkeit von Stählen mit Walzhaut ohne und mit Bohrung, in Niet- und Schweißverbindungen. Berlin 1931, VDI-Verlag. — Derselbe, Versuche mit Nietverbindungen bei oftmals wiederholter Belastung. Z. d. V d I. 1932, Bd. 76, Nr. 18, S. 438 ff. — Barner, Der Einfluß von Bohrungen auf die Dauerfestigkeit von Stahlstäben, Dissertation, Stuttgart 1930. — Schaechterle, Dauerversuche mit Nietverbindungen. Stahlbau 1930, Heft 24 u. 25; Stahlbau 1932, Heft 9. — Derselbe, Die Nietverbindung. Bautechn. 1932, Heft 22 u. 23.

An Prüfstäben mit Walzhaut und Bohrung aus Baustählen verschiedener Zusammensetzung und Herkunft wurde festgestellt, daß die Widerstandsfähigkeit gegen oftmals wiederkehrende und in weiten Grenzen schwingende Anstrengungen durch Kerben und Bohrungen herabgesetzt wird, und zwar bei St 52 wesentlich mehr als bei normalem St 37. Während bei ruhender Belastung die an den Lochrändern oder im Kerbgrunde auftretenden Spannungsspitzen im plastischen Formänderungsbereich weitgehend ausgeglichen werden, ohne daß ein vorzeitiger Bruch eintritt, findet der Ausgleich bei schwingender Belastung nur in beschränktem Umfang statt, bildet sich infolgedessen der Dauerbruch in der Spannungsspitze als spröder Trennungsbruch aus. Die weichen Stähle haben die wertvolle Eigenschaft, Spannungsspitzen auch bei schwingender Belastung auszugleichen und zu verarbeiten, in viel höherem Maße als die harten Stähle.

Die Ursprungsfestigkeit D_{zu} von Stäben mit Walzhaut und Bohrung betrug nach den Stuttgarter Versuchen

bei St 37 rd. 80%,
bei St 52 rd. 60%

der Streckgrenze bzw. der reinen Werkstoffursprungsfestigkeit, festgestellt am polierten Stabe.

Die Überlegenheit des St 52 ist klein bei großen Schwingungen, sie tritt erst bei zusammengesetzter ruhender und schwingender Beanspruchung in Erscheinung. Bei überwiegend ruhender Beanspruchung (Großbrückenbau) gewinnt die Streckgrenze die ihr ursprünglich zugeordnete Bedeutung zurück.

Die Ergebnisse der Stuttgarter Versuche sind in Abb. 7 u. 8 ausgewertet. Wegen der oberhalb der Streckgrenze auftretenden plastischen Verformungen scheidet der über die Streckgrenze sich erstreckende Teil des Diagramms für die praktische Anwendung aus; der verbleibende Teil der Dauerfestigkeitskurve kann durch eine Gerade ersetzt werden. Die

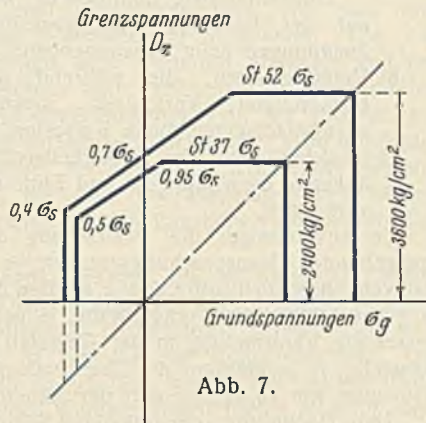


Abb. 7.

in Abb. 7 eingetragenen Verhältniszahlen: $\frac{\text{Zug-Druck-Wechselfestigkeit}}{\text{Streckgrenze}}$ und $\frac{\text{Ursprungsfestigkeit}}{\text{Streckgrenze}}$ gelten für Flachstäbe mit Walzhaut aus einem

guten St 37 und einem guten St 52, die in Abb. 8 angegebenen Verhältniszahlen für Flachstäbe mit Walzhaut und Bohrung (entsprechend Abb. 9) aus den gleichen Werkstoffen. Der sogenannte „sichere Bereich“ (in Abb. 8 schraffiert) umschließt alle Beanspruchungen, bei denen weder Bruch noch größere plastische Verformungen auftreten.

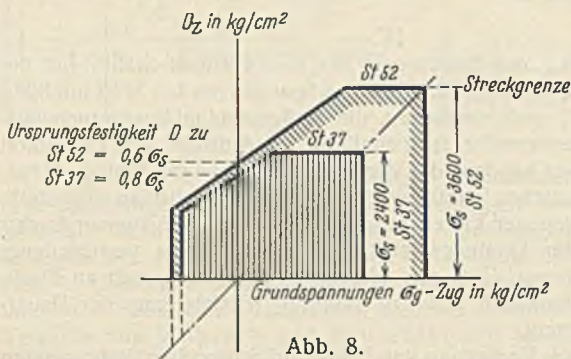


Abb. 8.

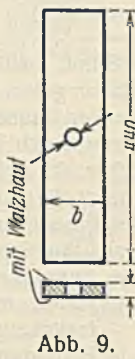


Abb. 9.

Nach den Ergebnissen der Stuttgarter Versuche mit Nietverbindungen (Bleche St 37, Niete St 34), die nach den derzeitigen Vorschriften für $\sigma : \sigma_s : \tau = 1 : 2 : 0,8$ bemessen und ohne Zwischenanstrich vernietet wurden, ist die Dauerfestigkeit des gelochten Stabes mit Walzhaut stets erreicht, häufig überschritten worden. Mit stärkerer Nietbesetzung $\tau < 0,8 \sigma$ und Lochwanddrücken unter 2σ ist sogar unter der Ursprungsbelastung die Streckgrenze erreicht worden. Bei Stählen St 52 ist es möglich, durch entsprechende Gestaltung und Ausführung der Nietverbindung und Verwendung eines geeigneten Nietenstahls die an Flachstäben mit Walzhaut und Bohrung nachgewiesene Dauerfestigkeit auszuschöpfen. Hiernach sind die in Abb. 8 dargestellten Spannungsfelder ohne weiteres auch für genietete Konstruktionen aus St 37 und St 52 verwendbar.

Wesentlich kleinere nutzbare Spannungsfelder ergeben sich für dynamisch beanspruchte geschweißte Konstruktionen. Um die Leistungsfähigkeit der heute üblichen Schweißverbindungen zu erkunden, sind im Auftrage von Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart von Prof. O. Graf zahlreiche Dauerversuche durchgeführt worden¹¹⁾.

Die Beurteilung der Schweißverbindungen auf Grund von statischen Bruchversuchen allein kann leicht zu Fehlschlüssen führen, besonders dann, wenn bei den gewöhnlichen Zerreißversuchen die Vorgänge im plastischen Verformungsbereich nicht beachtet werden. Die Verformungsgrenze ist bei Schweißverbindungen nur durch sehr feine Messungen festzustellen, wobei vorher über den Kraftfluß und die auftretenden Spannungsspitzen Klarheit geschaffen werden muß. Demgegenüber haben die Dauerversuche wertvolle neue Erkenntnisse über das Wesen der Schweißverbindung vermittelt, Anhaltspunkte für die zweckmäßige konstruktive Gestaltung und Grundlagen für die Berechnung und Bemessung der Schweißverbindungen geliefert, sowie zur Klärung der heute noch umstrittenen Fragen hinsichtlich der Anforderungen, die an das Schweißgut und die Ausführung der Schweißnähte zu stellen sind, beigetragen. Die Vorschrift für geschweißte Stahlbauten (DIN 4100) vom 10. Mai 1931 geht von einer irigen Voraussetzung aus, indem darin behauptet wird, daß die durch das Einbrennen der Schweiße bedingte Werkstoffänderung nicht als Schwächung des Querschnitts anzusehen sei (Abschn. I, § 4, Ziff. 4, S. 4). Die Dauerversuche haben gezeigt, daß die Kerbwirkung des Einbrandes recht bedeutend ist. Durch die Schweißung wird die Struktur des Grundstoffes in der Nähe der Schweißnaht verändert. Kerbwirkung und Strukturveränderung zusammen mit den unvermeidlichen Erhitzungs- und Schrumpfspannungen kommen in ihrer Auswirkung einer starken Querschnittschwächung gleich.

Die Leistungsfähigkeit einer Verbindung ist abhängig von den Festigkeitseigenschaften der Schweißnaht und von den durch thermische Beeinflussung (Schweißvorgang) geänderten Eigenschaften des Werkstoffes in unmittelbarer Nähe der Schweißnaht; mehr aber noch ist die Dauerfestigkeit von geschweißten Verbindungen bedingt durch den Verlauf des Kraftflusses.

In DIN 4100 sind verlaschte Stöße und Stabanschlüsse mit Kehlnähten (Stirn- und Flankennähte) in Hinsicht auf Werkstoffausnutzung günstiger gestellt als Stumpfstoße. Dabei ist schon auf Grund von elastizitätstheoretischen Erwägungen zu erwarten, daß der geradlinige, ungebrochene Kraftfluß bei den Stumpfnähten sich hinsichtlich der Festigkeit der Verbindung günstiger auswirken muß als die Kraftübertragung durch Kehlnähte, bei der hohe Spannungsschwellen und Spannungsspitzen unvermeidlich sind. Die Dauerversuche haben auch bestätigt, daß Verbindungen mit Stumpfnähten höhere Tragfähigkeit besitzen als Laschenverbindungen.

Die von der ganz anders gearteten Nietverbindung übernommenen Konstruktionsformen sind für Schweißung ungeeignet. Man muß im geschweißten Stahlbau die Konstruktionselemente neu entwickeln. Dabei empfiehlt es sich, von den einfachsten Grundformen auszugehen, dem Kraftfluß und den auftretenden Spannungsschwellen und -spitzen besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Das Neue und Eigenartige der geschweißten Konstruktion ist der Stumpfstoß (Abb. 10) mit V-, X- oder U-Naht, der eine ungebrochene, geradlinige Kraftübertragung an der Verbindungsstelle ermöglicht. Probe- stäbe mit Stumpfnäht, dem gewöhnlichen Zerreißversuch unterworfen, liefern 80 bis 100% der Zerreißfestigkeit des ungestoßenen Stabes je nach Güte der Schweißnaht. Der Bruch tritt bei guter Verschmelzung außerhalb des Bereichs der Schweißnaht im Werkstoff mit den bekannten Begleiterscheinungen (Einschnürung) auf.



Abb. 11.

Im Dauerzugversuch ergaben stumpf mit V- oder X-Nähten gestoßene Flachstäbe mit Walzhaut aus St 37 nach Graf¹²⁾

Ausführung der Stumpfnähte	Ursprungsfestigkeit D_{zu}
Elektrische Verschmelzung	1000 bis 1500 kg/cm ²
Gasverschmelzung	1500 bis 1600 kg/cm ²

¹¹⁾ Bautechn. 1932, Heft 30 u. 32.

¹²⁾ Graf, Dauerfestigkeit der Niet- und Schweißverbindungen. Internat. Vereinigung für Brücken- und Hochbau, 1. Bd. der Abhandlungen, Zürich 1932.

gegenüber einer Ursprungsfestigkeit des ungestoßenen Stabes zwischen 2000 und 2400 kg/cm². Der Dauerbruchanriß geht bei V- und X-Nähten in der Regel von der Kegelspitze aus und verläuft bei Quernähten in der Schweißnaht, bei Schrägnähten im Werkstoff annähernd senkrecht zur Krafrichtung (Abb. 11). Da ein einachsiger Spannungszustand vorliegt und das statische Kraftfeld zunächst störungsfrei ist, so kann die Abminderung der Dauerbruchfestigkeit des gestoßenen Stabes gegenüber

dem ungestoßenen nur auf Kerbwirkung, auf Poren, Blasen, Schlackeneinschlüsse in der Schweißnaht oder mangelhaften Einbrand und Erhitzungs- und Schrumpfspannungen, die mit der Herstellung der Schweißnaht zusammenhängen, zurückgeführt werden. Beobachtungen an Feinschliffen haben auch ergeben, daß Fehlstellen am Schweißnahttrand oder im Kern der Schweißnaht den Ausgangspunkt von Anrissen bilden.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1932. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studie- rende	b) Fach- hörer	c) Gast- hörer	Ins- gesamt ¹⁾	Davon:	
					Deutsche	Aus- länder
Aachen . . .	911	9	318	1238 (1411)	1145	93
Berlin . . .	5412	223	268	5903 (6573)	—	—
Braunschweig .	1106	29	124	1259 (1341)	1200	59
Breslau . . .	775	71	42	888 (978)	—	—
Danzig . . .	1618	10	66	1694 (1941)	—	—
Darmstadt . .	2446	6	246	2698 (2911)	2542	156
Dresden . . .	3604	38	102	3744 (4223)	3387	357
Hannover . . .	1678	22	61	1761 (2097)	1706	55
Karlsruhe . .	1188	30	116	1334 (1607)	1077	257
München . . .	3698	11	148	3857 (4235)	3547	310
Stuttgart . .	1717	30	289	2036 (2004)	1981	55

¹⁾ Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1931/32.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für:

	Bau- inge- nieur- wesen	Archl- tektur	Ma- schin- nen- bau	Elek- tro- tech- nik	Chemie und Phar- mazie	Bergbau und Hütten- kunde	Mathe- matik und Physik	Kultur- und Staatswissen- schaften, Allgemeines
Berlin . . .	1126	680	1218	1065	369	192	301	188
Braunschweig .	115	126	192	148	181	—	46	298
Breslau . . .	154	26	202	137	90	95	71	—
Danzig . . .	381	151	327	248	147	—	96	100
Darmstadt . .	326	196	672	488	149	—	186	429
Dresden . . .	304	351	540	302	238	—	1805	—
Hannover . . .	445	218	484	319	78	—	134	—
Karlsruhe . .	245	196	329	237	130	—	51	—
München . . .	723	381	—	1219	265	—	668	—
Stuttgart . .	384	428	400	154	179	—	135	37

Außerdem: Schiff- und Schiffsmaschinenbau sowie Luftfahrzeugbau: Berlin 273, Danzig 168; Land- und Forstwirtschaft: Dresden 64, München 442 (einschl. Brautechn. Abt.).

Hubbrücke bei Barendrecht. In De Ingen. 1932, Nr. 25 vom 17. Juni, S. 104, wird über einen Vortrag berichtet, der am 10. Mai 1932 vor der Abteilung für Bau- und Wasserbaukunde des Kon. Institut van Ingenieurs zu Dordrecht gehalten wurde, und der den Umbau der Hubbrücke zu Barendrecht zum Gegenstand hatte.



Abb. 1.

Die alte Maasbrücke bei Barendrecht war in den Jahren 1885 bis 1888 errichtet worden und bestand aus einem als Drehbrücke ausgebildeten, beweglichen Teil, an den sich beiderseits je zwei Fachwerkträger von 67,3 m Stützweite und 7,13 m Systembreite anschlossen. Die Drehbrücke hatte eine Gesamtlänge von 48,9 m mit zwei Durchfahröffnungen von je 20 m und eine Systembreite von 5,42 m. Mit Rücksicht auf den durch die Nähe des Hafens von Dordrecht beeinflussten bedeutenden Schiffsverkehr wurde beschlossen, die nördliche, an den beweglichen Teil anschließende feste Fachwerkbrücke durch einen ebenfalls beweglichen Teil, und zwar durch eine Hubbrücke mit einer Schifffahrtöffnung von 50 m zu ersetzen (Abb. 1).

Trotz der Möglichkeit, den alten, festen Brückenteil als Hubbrücke umzubilden, wurde mit Rücksicht auf den zu erwartenden Verkehr und

auf zweckmäßige Ausbildung eine Neuausführung gewählt. Der neue Hubträger hat eine theoretische Stützweite von 67,32 m, die in 12 Felder von je 5,61 m aufgeteilt ist, und einen Trägerabstand von 8,24 m. Zu beiden Seiten des 6,54 m breiten Fahrdammes sind zunächst 0,50 m breite Fußwege vorgesehen (Abb. 2).

Das Hubtor ist ein Dreigelenkbogen, der sich unten an beiden Seiten mit Durchfahrportalen je auf zwei besondere Pfeiler stützt. Seine Form ist aus Abb. 2 u. 3 zu erkennen. Als Baustoff ist für das Hubtor St 37 gewählt, hingegen ist der bewegliche Träger mit Rücksicht auf ein möglichst kleines Gewicht aus St 52 hergestellt. Dieser Hubträger wiegt allein für sich 446 t, wozu später bei der vorgesehenen Verbreiterung der Fußwege auf 3,5 m noch weitere 70 t hinzukommen. Einschließlich der Kabel- und Schneelasten werden später 552 t zu heben sein, von denen 516 t durch Gegengewichte ausgeglichen sind.

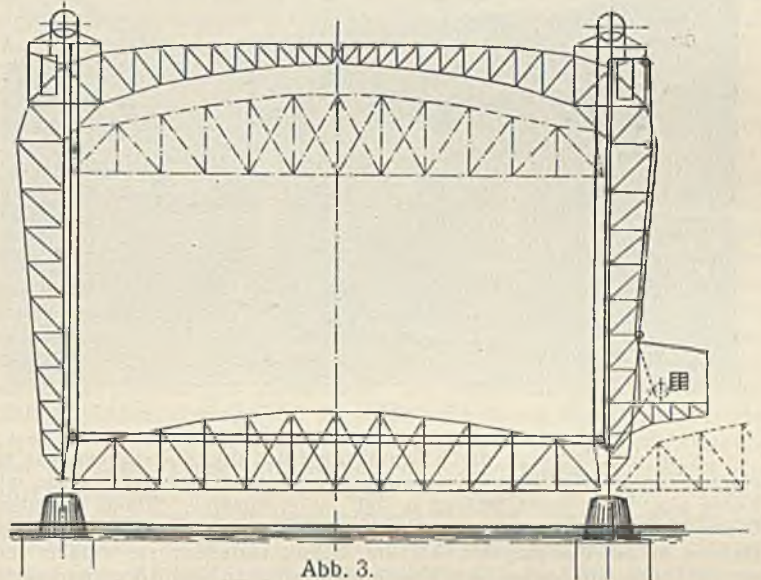


Abb. 3.

Die Aufhängung der Brücke bzw. der Gegengewichte geschieht an 24 Stahlkabeln beiderseits. Diese laufen oben an den Toren zu je sechs über gemeinsame Wendetrommeln von 3,6 m Durchmesser. Die Achsen dieser Wendetrommeln liegen rd. 59 m über der Oberkante der Pfeiler.

Die vier Stützfüße der Hubtore ruhen auf Kugelgelenken, von denen beiderseits je eins quer zur Brückenachse verschiebbar ist. Außerdem sind diese Torfüße durch 75 mm dicke Zuganker gegen Umkippen bei Winddruck verankert. Der Bolzen des Scheitelgelenkes hat 8 cm Durchm.

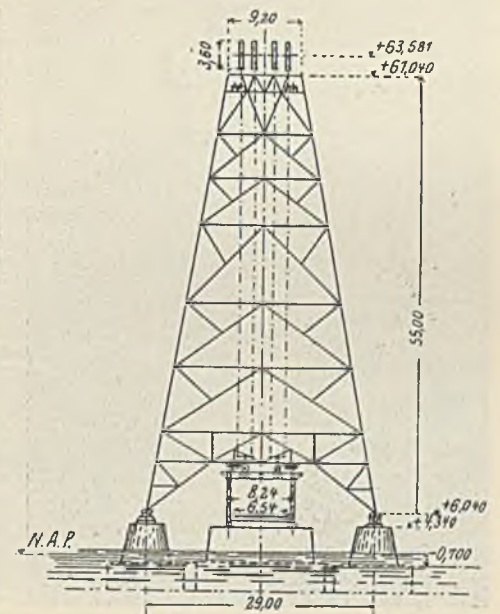


Abb. 2.

Das Maschinenhaus ist auf außerhalb der Toröffnung liegenden Fachwerkauflagern angebracht. Es hat einen Grundriß von 9 x 13 m und enthält die Motoren, die Antriebstrommeln und zwei Transformatoren von je 12 500/380 V, 309 kVA bzw. 6000/380 V, 150 kVA. Die elektromechanische Bewegungseinrichtung

wurde von der N. V. Maschinerfabrik der Firma P. M. Duyvis und der N. V. Electriciteits Mij. „Electroroom“ als Unternehmer hergestellt.

Die Trag-, Bewegungs- und Ausgleichkabel bestehen aus sechs Strähnen mit 37 Drähten, die bei den ersten einen Durchmesser von 2,8, bei den zweiten einen Durchmesser von 1,6 und bei den letzten einen Durchmesser von 1,2 mm haben. Die Festigkeit der Tragkabel ist 150 bis 160 kg/mm² und die der Bewegungs- und Ausgleichkabel 160 bis 170 kg/mm². Die Achsen der Seilrollen laufen auf Kugellagern; nur für die Tragkabel der Wendetrommeln sind Rollenlager vorgesehen.

Die Pfeilerbauten sind von N. V. Aannemersbedrijf v/h van Dongen & van Hoven in Dordrecht ausgeführt. Ihr Unterteil hat rechteckigen Grundriß, der darüberliegende Teil die Form eines abgestumpften Kegels. Sie sind in trockener Baugrube zwischen Spundwänden in Stampfbeton hergestellt.

Greiferkran-Lastwagen. Wie bereits kürzlich¹⁾ berichtet, hat man Hochleistungsbaukrane mit großen Geschwindigkeiten so konstruiert, daß sie normale Lastwagen als Fahrgestelle benutzen können. Die große Beweglichkeit gegenüber Schienenkränen und anderen langsam fahrenden Hebezeugen ist ersichtlich. Man hat diese „Expreskrane“ auch noch weiter ausgebildet, und zwar derart, daß sie mit Greifern, Schrapfern, Schürfkübeln, Magnet, Pfahllochbohrmaschinen und Rammen arbeiten können.

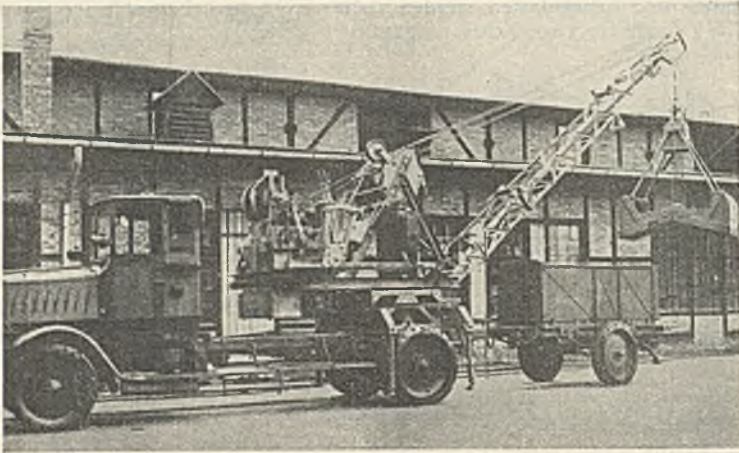


Abb. 1.

Es ist u. a. möglich, durch Benutzung eines alten 5-t-Lastwagens an einem Tage 200 bis 250 m³ Erde auszuschachten. Ein großer Waggon mit Kohle oder Sand, Splitt, Steinen o. dgl. ist in knapp 1/4 Stunde entladen. Diese Greiferkran-Lastwagen (Abb. 1 u. 2) können Gräben ausheben, Dämme bauen, Massengüter, Abraum, Schutt verladen; sie werden verwendet beim Straßenbau, bei Kanalisationsarbeiten, bei Abbrucharbeiten, im Steinbruch und in Gruben, bei der Arbeit



Abb. 2.

mit Greifern und Haken, auf Floße gestellt, zum Ausbaggern von Flüssen sowie überall im Hoch- und Tiefbau.

Die Konstruktion der Greifer-Expreskrane verhindert unbedingt, daß Stöße und ruckweise Belastungen sowohl während der Hubarbeit als auch während der raschen und erschütterungsreichen Straßenfahrt durch das Greifergerät auf die Achse des Lastwagens ohne Dämpfung übertragen werden. Erst nachdem diese federnde Aufhängung des Drehgestells erreicht worden ist, kann von einem einwandfreien und schnell-fahrenden Lastwagen-Greiferkran gesprochen werden. Hierzu gehört ebenso wie die Stoßdämpfung eine gute Überlastungs- und Sicherheitsvorrichtung, da die Kippgefahr bei normalen Lastwagen, vor allen Dingen auf unebenem Gelände, nicht unterschätzt werden darf. Auch diese Frage ist gelöst worden, denn

¹⁾ Bautechnik 1932, Heft 42, S. 574.

sobald sich der Greifer über das erforderliche Maß im Boden an Wurzeln oder sonstwie in Massengut festgesetzt hat, wird das Hubwerk ausgeschaltet, nachdem vorher ein Warnungssignal gegeben worden ist. Ebenso hat man ausziehbare Stützen angeordnet, die die Anwendung hoher Tragkräfte bei verhältnismäßig leichtem Lastwagenuntergestell gestatten.

Die billige Beförderungsmöglichkeit des Kranes und die Transportersparnis von Geräten, Windwerken, Baggern, Antriebmaschinen, Gerüsten hat schon vielen Unternehmern, die diesen Lastwagen-Greiferkran besitzen, Arbeit verschafft. Gerade in der heutigen Zeit, wo vor allen Dingen nur kleine Arbeiten in Frage kommen, ist die Kombination alter Lastwagen und Hochleistungsgeräte rentabel geworden.

Dr. Dinglinger.

Berichtigung. In Heft 42 ist Abb. 9 (S. 569) mit Abb. 10 (S. 570) zu vertauschen; dabei bleiben jedoch die Nummern und Unterschriften der beiden Abbildungen unverändert an ihrem Platze.

Patentschau.



Vortreibrohr aus mehreren ineinanderschiebbaren kegelförmig verjüngten Rohrschüssen. (KI. 84c, Nr. 511 936 vom 13. 12. 27 von Otto A. Gielow in München.) Die einzelnen Rohrschüsse sind verschieden stark verjüngt, und der Grad der Verjüngung ist bei jedem inneren Rohrschuss geringer als bei dem diesen umschließenden Rohrschuss. Das Vortreibrohr besteht aus drei verschiedenen langen Teilen 1, 2, 3, die sich derartig nach unten verjüngen, daß der innerste Rohrteil 3 mit seinem unteren Ende schlüssig an dem Spitzenpfahl 4, der mittlere Rohrteil 2 schlüssig an dem Rohrteil 3 und der äußerste Teil 1 schlüssig an 2 anliegt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernann: zum Reichsbahnoberrat: die Reichsbahnräte Riemenschneider, Vorstand des Betriebsamts Sorau, Odenbach, Vorstand des Betriebsamts Essen 2, Leonhard Schmidt, Vorstand des Betriebsamts Hof, und Waldmann, Vorstand des Betriebsamts Bamberg, unter gleichzeitiger Versetzung als Vorstand zum Betriebsamt Ingolstadt; — zum Reichsbahnrat: die Reichsbahnbaumeister Beyer bei der RBD Berlin, Seeger bei der RBD Köln unter gleichzeitiger Versetzung zum Betriebsamt Weimar mit Wohnsitz in Großheringen, Johannes Müller beim Neubauamt Düsseldorf 1, Zucker bei der RBD Köln, Rostock beim RZB in Berlin, Massute bei der RBD Dresden und Bertram beim Neubauamt Heidelberg.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Rohde, Dezerent der RBD Königsberg (Pr.), als Dezerent zur RBD Breslau, Menne, Vorstand des Betriebsamts Halberstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Göttingen 2 und Semmler, Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, als Dezerent zur RBD Berlin, die Reichsbahnräte Heldensleben, Vorstand des Betriebsamts Leipzig 1, als Vorstand zum Betriebsamt Hannover 3, Ackermann, Vorstand des Betriebsamts Hannover 3, als Vorstand zum Betriebsamt Nienburg (Weser), Staude, Vorstand des Betriebsamts Neustrelitz, als Vorstand zum Betriebsamt Marburg (Lahn), Dölker, Vorstand des Betriebsamts Paderborn 2, als Vorstand zum Betriebsamt Königsberg (Pr.) 1, Michel, Vorstand des Betriebsamts Euskirchen, als Vorstand zum Betriebsamt Worms, Bokelberg, Vorstand des Betriebsamts Wetzlar, als Vorstand zum Betriebsamt Halberstadt, Altenburg, Vorstand des Betriebsamts Glückstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Paderborn 2, Thier, bisher bei der RBD Köln, als Vorstand zum Betriebsamt Euskirchen, Ernst, bisher beim RZB in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Glückstadt, Hacke, bisher bei der RBD Altona, zur RBD Frankfurt (Main), Dr.-Ing. Steinhagen, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Rostock, Dr.-Ing. Hardt, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum Betriebsamt Detmold, Hutloff, bisher bei der RBD Hannover, zur RBD Altona, Dr. phil. Grüb, Vorstand des Betriebsamts Ingolstadt, als Vorstand zum Betriebsamt Bamberg, Hissen, bisher bei der RBD Regensburg, zur RBD Ludwigshafen (Rhein) und Felix Müller, Vorstand des Betriebsamts Rostock, als Vorstand zum Betriebsamt Hannover.

Übertragen: den Reichsbahnoberräten Mau, Vorstand des Betriebsamts Königsberg (Pr.) 1, die Geschäfte eines Dezerenten bei der dortigen RBD und Moll, Vorstand des Betriebsamts Hannover 2, die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Hannover 1, dem Reichsbahnrat Rudolf Müller beim Betriebsamt Leipzig 3 die Stellung als Vorstand des Betriebsamts Leipzig 1.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Klostermann, Vorstand des Betriebsamts Marburg (Lahn), und Henz, Dezerent der RBD Karlsruhe.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Willgerodt ist vom Wasserbauamt in Breslau an das Kanalbauamt in Magdeburg, der Regierungsbaurat (W.) Vogt von Neukuhren (Hafenbauamt Pillau) nach Hoxter (Wasserbauamt Hameln) versetzt worden.

INHALT: Spülkipfverfahren und Tonnenaubau bei der 17 m hohen Dammbauwerke des Mittelkanals nördlich Magdeburg. — Wasserturm auf dem Verschleppbahnhof Altenburg. — Die zulässigen Spannungen bei genieteten und geschweißten Stahlbrücken. — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1932. — Hubbrücke bei Barendrecht. — Greiferkran-Lastwagen. — Berichtigung. — Patentschau. — Personalnachrichten.