

# DIE BAUTECHNIK

Alle Rechte vorbehalten.

## Die Grazer Brücke über die Mur in Bruck.

Von Regierungsoberbaurat Dr. techn. Jos. Krebitz, Graz.

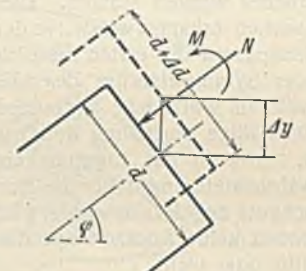
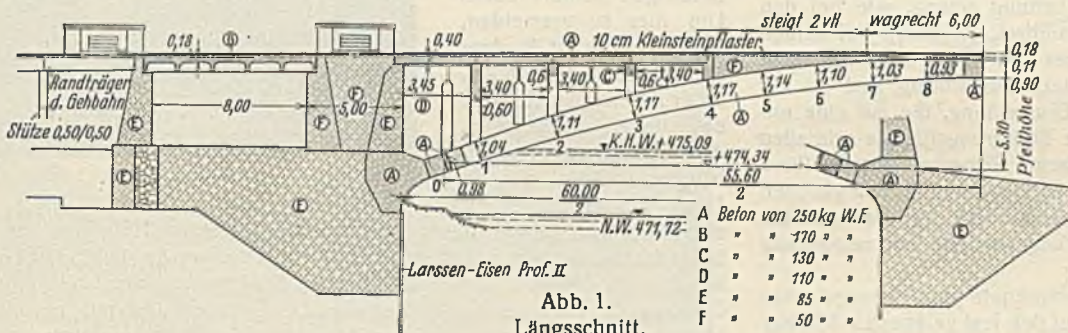
Die Brücke liegt im Zuge der Bundesstraße Graz—Wien und verbindet außerdem Altbruck am linken Murofer mit dem neuen Stadtteil am rechten. Der durch ihre Lage bedingten Dichte und Schwere des Verkehrs mit Lastkraftwagen war das alte hölzerne Tragwerk nicht mehr gewachsen, weshalb der schon seit Jahren in Aussicht genommene Neubau endlich verwirklicht werden mußte. Da nach den Probebohrungen der ganze Talboden aus schwerem Kies und Schotter bestand und in Bruck guter Zuschlagstoff für die Betonbereitung leicht beschafft werden konnte, erschien es technisch und wirtschaftlich am zweckmäßigsten, Beton als Baustoff zu wählen.

und im weiteren die erforderliche Vergrößerung der Bogenstärke, wenn  $b$  die Bogenbreite und  $W$  das Widerstandsmoment des angenommenen Querschnitts bedeuten, aus:

$$(5) \Delta d_n = \frac{6 \{ M_o - W \sigma_{zul} + N_o (e_n - \Delta y_n \cos \varphi_n) \} + N_o d - [b \sigma_{zul} \Delta d^2]}{2 b d \sigma_{zul} - N_o}$$

Die in (4) u. (5) in [] gesetzten Ausdrücke sind Verbesserungsglieder, die nachträglich berücksichtigt werden können, in der Regel jedoch keinen Einfluß haben.  $e$  ist stets ohne Vorzeichen einzusetzen.

Im vorliegenden Falle galt:  $d_s = 0,90$  m,  $d_k = 0,98$  m,  $l = 55,60$  m und



### Entwurf.

Wie dem in Abb. 1 dargestellten Längsschnitt entnommen werden kann, dient als Tragwerk für die Flußöffnung von 60 m Weite ein Dreigelenkbogen von 55,6 m Stützweite und 5,3 m Pfeilhöhe. Das Pfeilverhältnis beträgt demnach 10,5. Die Kämpfergelenke des 7,5 m breiten Betonbogens liegen über GHW auf 2,2 m vor die Widerlager vorspringenden Kragarmen, werden jedoch von dem rd. 3,4 m über NW liegenden Katastrophenhochwasser ganz überspült. Lage der Bogenachse und die Bogenstärken wurden derart bestimmt, daß die Randpressungen unter den ungünstigsten Lastwirkungen für eine Straßenbrücke erster Klasse und unter Berücksichtigung der bei Verwendung von Betonwälgelenken möglichen Außermittigkeit der Gelenkpunkte überall gleich groß ausfallen. Der hierbei eingehaltene, einfache Rechnungsgang sei kurz wiedergegeben.

Nach Festlegung des Fahrbahnaufbaues wurden die Bogenachse parabolisch und die Bogenstärken nach ähnlichen Ausführungen angenommen. Dann wurden für zehn Querschnitte die Biegemomente  $M_o$  und  $M_u$ , um die Bogenachse wirkend, sowie die gleichzeitig auftretenden Normalkräfte  $N_o$  und  $N_u$ , beide getrennt für Eigen- und Nutzlasten bestimmt.  $M_o$  und  $N_o$  gelten für die größte Pressung der Oberfaser,  $M_u$  und  $N_u$  für die der Unterfaser. Werden die Wälgelenke so gewählt, daß die größten, immer einander entgegengesetzten Außermittigkeiten der Gelenkpunkte  $d/40$  nicht überschreiten, so erhält man die größtmögliche Abweichung der Drucklinie im waagerechten Abstände  $x$  vom Scheitelquerschnitt, wenn  $d_k$  die Kämpfer- und  $d_s$  die Scheitelstärke,  $l$  die Stützweite,  $\varphi_k$  den Bogenneigungswinkel im Kämpfer und  $\varphi_n$  jenen in einem beliebigen Querschnitt bedeuten:

$\cos \varphi_k = 0,922$ . Für den Querschnitt in  $x = 14,25$  m folgt daher mit  $\cos \varphi_n = 0,987$ :  $e = \pm 0,0025$  m. Ferner gilt:  $M_o = 327,61$  tm,  $N_o = 2342,5$  t,  $M_u = -319,92$  tm,  $N_u = 2483,3$  t,  $d = 1,17$  m und daraus nach (4)  $\Delta y_n = -0,0042$ . Unter Zugrundelegung einer größten zulässigen Druckbeanspruchung von  $469,4$  t/m<sup>2</sup> (nach der alten österreichischen Betonvorschrift einer Würfelstärke von  $250$  kg/cm<sup>2</sup> entsprechend) ergibt sich nach (5)  $\Delta d = -0,0034$  m. Nach diesem Ergebnis wurde die Ordinate um  $4$  mm verkleinert, während die Bogenstärke unverändert belassen wurde. Die gleichartige Untersuchung der übrigen neun Querschnitte führte zu den in Abb. 1 eingetragenen Bogenstärken und den verwendeten Ordinaten.



Abb. 3.

Der Halbmesser der gewölbten Wälgflächen der Gelenke  $r$  wurde in Kämpfer und Scheitel gleich groß mit  $250$  cm angenommen. Jener der hohlen Wälgfläche  $R$  folgt dann bei Einhaltung der oben zugrunde gelegten größten Ausmittigkeiten von  $d/40$  für den Kämpfer aus:

$$(6) R_k = \frac{r_k}{1 - \frac{10 r_k l}{d_k f} \left( \frac{\sigma_{bp}}{E} + 2 \alpha t \right)}$$

und für den Scheitel aus:

$$(7) R_s = \frac{r_s}{1 - \frac{20 r_s l}{d_s f} \left( \frac{\sigma_{bp}}{E} + 2 \alpha t \right)} \quad ^1) \text{ (vgl. Abb. 3).}$$

Hierin bedeuten:  $f$  die Pfeilhöhe,  $E$  das Elastizitätsmaß für Druck,  $\alpha$  die Ziffer der Wärmedehnung,  $2t$  die zugrunde zu legende, gesamte Temperaturschwankung und  $\sigma_{bp}$  die mittlere Spannung des Bogens infolge der Nutzlasten. Mit  $\sigma_{bp} = 5,3$  kg/cm<sup>2</sup> erhält man im vorliegenden Falle

$$R_s = 295 \text{ cm und } R_k = 270 \text{ cm.}$$

Die Gelenkkörper selbst, die in je zehn Steine aufgelöst wurden, erhielten in Richtung der Bogenstärke auf je  $100$  cm<sup>2</sup> Beton ein Rundseil von  $10$  mm Durchm. als Bewehrung, in der Richtung der Bogenbreite lagen je fünf Verteilungseisen. Die notwendigen Betonfestigkeiten wurden in der vom Verfasser angegebenen Art ermittelt<sup>2)</sup> und ergaben sich für das Scheitelgelenk bei einem Druck von  $253,5$  t auf einen Gelenkstein mit einem Elastizitätsmaß von  $210\,000$  kg/cm<sup>2</sup> und zweifacher Sicherheit die

<sup>1)</sup> Die Herleitung von (6) u. (7) s. B. u. E. 1927, S. 370 ff.

<sup>2)</sup> B. u. E. 1926, S. 93.

$$(1) e_n = \pm \left\{ d_s \left( 1 - \frac{2x}{l} \right) - \frac{d_k}{\cos \varphi_k} \cdot \frac{2x}{l} \right\} \frac{\cos \varphi_n}{40}$$

Verschiebt man den beliebigen Querschnitt (Abb. 2) um  $\Delta y$  nach aufwärts und vergrößert die Bogenstärke um  $\Delta d$ , so ergibt sich das größtmögliche positive Moment um den Achspunkt  $M_o'$  mit:

$$(2) M_o' = M_o + (e_n - \Delta y_n \cos \varphi_n) N_o$$

und das kleinste:

$$(3) M_u' = M_u - (e_n + \Delta y_n \cos \varphi_n) N_u$$

Sollen die größten Spannungen in der Ober- und Unterfaser gerade das zulässige Maß  $\sigma_{zul}$  erreichen, so folgt zunächst die notwendige Querschnittsverschiebung  $\Delta y_n$  aus:

$$(4) \Delta y_n = \frac{1}{\cos \varphi_n} \cdot \frac{M_o + M_u + \left( \frac{d_n}{6} + e_n \right) (N_o - N_u)}{N_o + N_u} + \left[ \frac{\Delta d_n}{6} (N_o - N_u) \right]$$

Hertzsche Oberflächenspannung  $\sigma_o = 398 \text{ kg/cm}^2$  und die Berührungsbreite  $\delta = 22,1 \text{ cm}$ . Mit diesen Werten folgte die maßgebende Betondruckspannung nach der Formel:

$$(8) \quad \sigma_m = \frac{\sigma_o}{\left(1,06 + 0,033 \cdot \frac{d - \delta}{\delta} \sqrt{\frac{d^2}{t \delta}}\right) \left(1 + n \cdot \frac{f_e}{f_b}\right)^2}$$

mit  $\sigma_m = 295 \text{ kg/cm}^2$ .

Verlangt man, daß die maßgebende Spannung nicht der Würfel- festigkeit, sondern der Säulenfestigkeit entspricht, so hätten also die Scheitelgelenksteine eine Betongüte von  $295/0,75 \approx 395 \text{ kg/cm}^2$  erfordert.

Für das Kämpfergelenk folgten in gleicher Weise bei einem Drucke von 275,5 t auf einen Stein:  $\sigma_o = 288,9 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\delta = 33,1 \text{ cm}$ ,  $\sigma_m = 229 \text{ kg/cm}^2$  und die erforderliche Würfel- festigkeit mit rd.  $305 \text{ kg/cm}^2$ .

Zwischen den Wälzflächen waren Hartbleiplatten von 5 mm Dicke vorge- sehen, deren Fließgrenze und Breite dem Spannungs- und Formänderungs- zustande bei zweifacher Auflast entsprachen.

Vor Herstellung der einzubauenden Gelenke wurden zwei Steinpaare mit den Abmessungen im Scheitel an der Technischen Hochschule Wien geprüft. Irrtümlicherweise waren bei der Herstellung der Versuchsgelenke die Halbmesser der Wälzzyylinder beim hohlen und gewölbten Stein ver- wechselt worden, weshalb die Wälzflächen vor der Druckprobe erst nach- gearbeitet werden mußten. Diese Nachbearbeitung gelang, wie bei den Versuchen erkannt wurde, leider nicht einwandfrei. Es traten bei beiden Gelenkpaaren die ersten Risse unter einer Last von 450 t, und zwar nicht in der Symmetrieachse des Gelenkes, sondern außermittig und an der gewölbten Wälzfläche beginnend auf, eine Erscheinung, die auf eine un- gleichmäßige Verteilung des Druckes auf die Berührungsflächen schließen läßt. Obwohl das Ergebnis noch fast 1,8fache Sicherheit gegen Risse ge- währleistete und daher die Herstellung der Baugelenke mit dem gleichen Mischgute zugelassen wurde, gestatten die Versuche aus den vorerwähnten Gründen keine Rückschlüsse darauf, ob der angewendete Rechnungsgang zutrifft oder nicht.

Von den Gelenken wird der mit 2535 t errechnete große waagerechte Bogenschub durch die massigen Widerlager auf den fest gelagerten Schotter übertragen. Die Pressung des Bodens stellt sich unter den ungünstigsten Voraussetzungen auf  $4,25 \text{ kg/cm}^2$ .

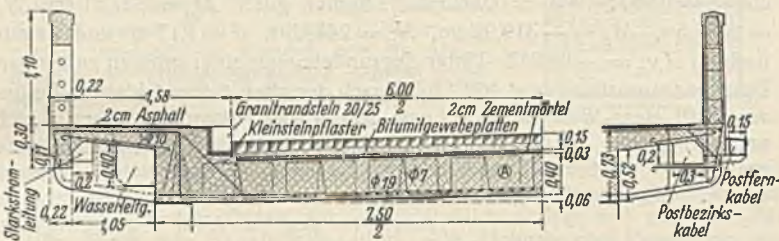


Abb. 4. Querschnitt durch den Gewölbe-Scheitel.

Die 6 m breite, mit Granitkleinsteinen gepflasterte Fahrbahn steigt, um ein günstigeres Pfeilverhältnis und bessere Entwässerung zu erzielen, von den beiden Ufern unter 2% gegen die Flußmitte an. Im Bogenscheitel ist als Übergang eine 12 m lange Waagerechte eingeschaltet. Zu beiden Seiten der Fahrbahn liegen je 1,58 m breite, mit Gußasphaltbelag ausgestattete Gehbahnen. Fahrbahn und Gehwege werden in der Kämpferzone von 40 cm starken Eisenbetonplatten getragen, die je 3,75 m Stützweite haben und auf 50 bis 60 cm starken Quermauern, über jeder durch eine Fuge voneinander getrennt, aufliegen. Über dem Scheitel liegen die Fahrbahn und der innere Teil der Gehwege auf dem Bogen, die äußeren Gehbahnstreifen auf im Bogen verankerten Kragplatten (s. Abb. 4). Die durch Quermauern und Fahrbahnplatten gebildeten Entlastungsöffnungen sind mit 30 bis 35 cm dicken, durchbrochenen Betonwänden verkleidet.

Das Gelände hat Ständer und Holme aus Eisenbeton, während als Durchzüge eiserne Rohre von 60 mm äußerem Durchmesser dienen.

An die Hauptöffnung schließt sich eine Nebenöffnung von 8 m Lichtweite, die zur Unterführung der linksufrigen Kaistraße dient und mit einem Eisenbeton-Plattenbalken überbrückt wird.

**Bauausführung.**

Mit der Ausführung des Bauwerks, die der Grazer Betonbauunternehmung Ingenieure Küppers und Schell- negger übertragen war, wurde im August 1928 begonnen. Nach Herstellung eines Notsteges — der Fuhrwerkverkehr wurde während der Bauarbeiten über die zweite, im Zuge der Italiener Bundesstraße gelegene Holzbrücke abgelenkt — und Beseitigung der alten Brücke konnte an die Abteufung der Widerlager geschritten werden. Trotz der von vor- herein vorgesehenen teilweisen, später um die ganzen Wider- lagerkörper geführten Umpundung mit eisernen Bohlen, System Larssen, war der Wasserzudrang in der Sohlenfläche so

stark, daß bei der ver- hältnismäßig geringen Tiefe von 4,20 m unter NW von drei mit zusam- men 85 PS angetriebenen Pumpen bis zu  $35 \text{ m}^3$  ge- fördert werden mußten, um den Aushub zu er- möglichen. Da durch alle Poren der Schottersohle Wasseradern emporquirl- ten, war bei Betonierung unter Wasserhaltung un- bedingt zu gewärtigen, daß aus dem erstein- gebrachten Beton aller Zement ausgeschwemmt wird und sich daher eine gelockerte Schicht zwisch- en festem Boden und Widerlagerkörper bildet, die zu unangenehmen Setzungen geführt hätte. Um dies zu vermeiden, wurden zunächst in dem  $10,6 \times 11,2 \text{ m}$  messenden, unter NW liegenden Teile drei nicht zusam- menhängende Teile von je  $15 \text{ m}^2$  Fläche abgeschalt



Abb. 5.

und dann bei vollgelaufener Baugrube bis zu einer Höhe von rd. 1 m über der Sohle mit Beton aufgefüllt. Hierbei wurde dickflüssiges Ge- misch unter Verwendung eines eisernen Schüttrohres von 30 cm innerem Durchmesser, von der Sohle beginnend, angehäuft und mit besonderer Vorsicht darauf geachtet, daß der Betonfaden im Rohre nie unterbrochen wurde und ein Herculschlag des Wassers unterblieb (s. Abb. 5). Der Beton für diese drei Teilstücke wurde mit 150 kg Schmelzzement auf  $1 \text{ m}^3$  Gemenge hergestellt. Nach drei- bis viertägiger Erhärtung wurde das Wasser abgesenkt, dann wurden die Betonkörper genau untersucht. Es zeigte sich, daß sie gut auf dem gewachsenen Boden aufstanden und im Innern vollständig erhärtet waren. Nur die Oberfläche hatte durch die Berührung mit Wasser etwas gelitten, daher wurde die äußere Schicht, soweit notwendig, wieder entfernt. Da der mit der Verwendung von Schmelzzement beabsichtigte Zweck, eine möglichst rasche Erhärtung des eingebrachten Betons zu erzielen — das Grundwasser in der Baugrube hatte eine Temperatur von nur  $+5^\circ \text{C}$  — nicht erreicht wurde, wurde die noch freigebliebene Grundfläche des Widerlagers mit Betongut auf- gefüllt, das mit 227 kg frühhochfestem Zement auf  $1 \text{ m}^3$  Gemenge her- gestellt war. Nach Erhärtung und Reinigung auch dieses Betons konnte der Widerlagerkörper unter Wasserhaltung mit Stampfbeton vollständig fertiggestellt werden, wobei die infolge der Herstellungsart reliefförmige Oberfläche des unter Wasser eingebrachten Betons eine einwandfreie Ver- bindung mit dem Frischbeton gewährleistete. Beim zweiten Widerlager wurde ähnlich vorgegangen, nur wurden dort nur mehr 150 kg frühhoch- festen Zementes auf  $1 \text{ m}^3$  Gemenge verwendet.

Um ein Bild von den Festigkeiten des unter Wasser eingebrachten Betons zu gewinnen, wurde den verwendeten Mischungen entnommenes Gut in Holzformen gefüllt und diese unmittelbar nachher in der Baugrube unter Wasser gebracht. Die Prüfung dieser Würfel nach 42 Tagen Er- härtung ergab: bei 150 kg Schmelzzement auf  $1 \text{ m}^3$  Gemenge Druck- festigkeiten von 85, 71, 56  $\text{kg/cm}^2$ , im Mittel also  $71 \text{ kg/cm}^2$ ; bei 150 kg frühhochfesten Zementes auf  $1 \text{ m}^3$  Zuschlag 180, 115,  $150 \text{ kg/cm}^2$ , d. i. im Mittel  $148 \text{ kg/cm}^2$  und bei 227 kg frühhochfesten Zementes auf  $1 \text{ m}^3$  256, 257,  $264 \text{ kg/cm}^2$ , demnach im Mittel  $259 \text{ kg/cm}^2$ .

Der unter Wasser hergestellte Beton hat also jedenfalls hinreichende Festigkeit, jedoch wurden die auf die Verwendung von Schmelzzement gesetzten Hoffnungen enttäuscht.

Die Anordnung des Lehrgerüsts zeigt Abb. 6. Wie dieser zu ent-

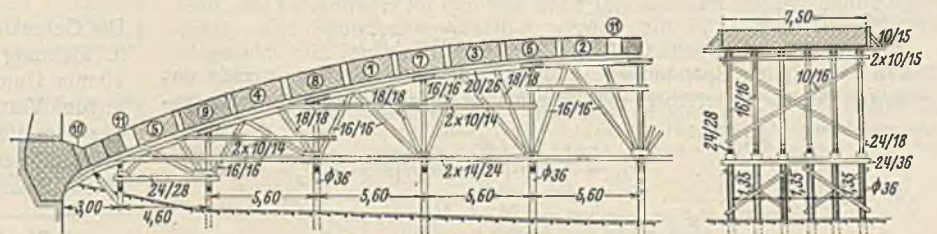


Abb. 6. Lehrgerüst.

nehmen ist, lagen im Bereiche der mittleren Joche alle waagerechten Teile 2 m über NW, also höher als die gewöhnlichen Hochwässer. Die Ausbildung des Obergerüsts weicht von der sonst üblichen insofern ab, als die Versteifung der einzelnen Felder überbrückenden Sprengwerke nicht den ohnedies stark beanspruchten Kranzhölzern überlassen bleibt, sondern von einer dritten, in der Diagonale des Trapezes angeordneten Strebe übernommen wird. Da hierbei Biegespannungen für die Wirkung des Sprengwerkes nicht mehr in Frage kommen, werden ungleichmäßige Formänderungen des Schalbodens noch besser ausgeschaltet, und man gewinnt überdies größere Unabhängigkeit für die bei der Bogenbetonierung einzuhaltende Aufeinanderfolge. Als Schalungsboden dienten 26 mm dicke, auf 46 cm voneinander abstehende Querrhölzer aufgenagelte Längsbretter. Für die Ausrüstung waren Zufferbügel aus Lärchenholz von 36 cm Breite und 30 cm Höhe vorgesehen, deren Trapezschnitt 6 cm tief reichte.

Der Beton wurde in Teilstücken in der aus Abb. 6 ersichtlichen Aufeinanderfolge, immer symmetrisch zum Scheitel eingebracht. Da die Gründungsarbeiten bei den Widerlagern nicht nur durch die schwierige Wasserhaltung, die, wie schon erwähnt, zur nachträglichen vollen Umspundung der Baugruben zwang und wegen des großen Kraftbedarfes deren gleichzeitige Abteufung und Betonierung nicht zuließ, sondern insbesondere auch durch die infolge der sehr tiefen Temperaturen im

bleibt. Die größte Erhöhung der Randpressung infolge der Nichtübereinstimmung von theoretischer und tatsächlicher Bogenachse berechnet sich zu 4,16 kg/cm<sup>2</sup>, so daß die im fertigen Bogen tatsächlich mögliche Höchstspannung sich auf 51,10 kg/cm<sup>2</sup> stellt. Zugwirkungen treten trotzdem noch nirgends auf. Die Scheitelsenkung bei der Ausrüstung  $\Delta f$  betrug im Mittel 50 mm. Allgemein entspricht einer Scheitelsenkung  $\Delta f$  eine Verschiebung der Berührungslinie des Scheitelgelenkes um

$$(9) \quad w_s = \frac{R_s r_s}{R_s - r_s} \cdot \frac{4 \Delta f}{l}$$

nach oben und des Kämpfergelenkes um

$$(10) \quad w_k = \frac{R_k r_k}{R_k - r_k} \cdot \frac{2 \Delta f}{l}$$

nach unten.

Für  $f = 50$  mm folgt in unserem Falle:  $w_s = \frac{2,95 \cdot 2,50}{0,45} \cdot \frac{4 \cdot 50}{55600} = 58,9$  mm und  $w_k = 60,7$  mm. Da hierbei nur der Bogen selbst und eine Förderbrücke als Lasten wirkten, während der Aufbau der Fahrbahn erst später aufgebracht wurde, erscheinen die für die Einstellung der Gelenke gewählten Außermittigkeiten um etwa 10% zu klein. Der Fehler bleibt in den Grenzen der möglichen Einstellungsschärfe und ist deshalb belanglos.

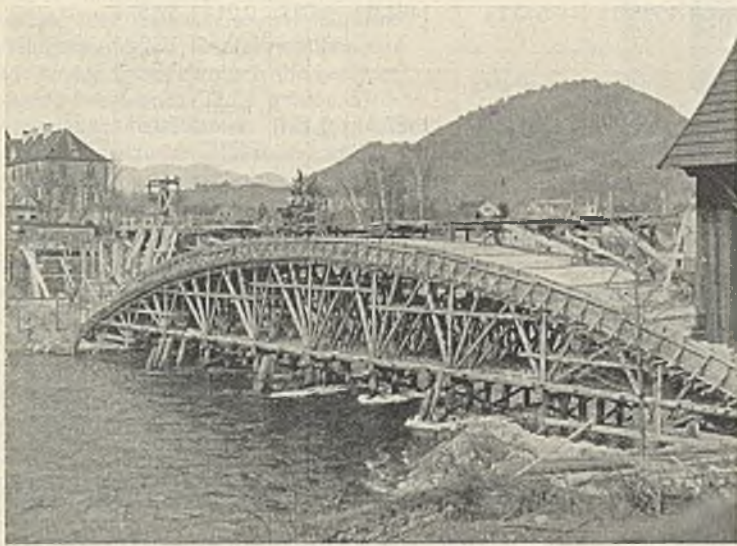


Abb. 7. Lehrgerüst.

Januar und Februar 1929 notwendigen Arbeitseinstellungen stark verzögert wurden, mußte mit der Bogenbetonierung anfangs April 1929 begonnen werden, bevor die Widerlager fertiggestellt waren, um bei den Ende April zu erwartenden Frühjahrshochwässern den Bogen schon geschlossen, zum mindesten aber das Lehrgerüst entsprechend belastet zu haben. Tatsächlich fiel die Vollendung des rechten Widerlagers mit der Betonierung des letzten Bogenteilstückes am 26. April 1929 zusammen; zwischen dem 30. April und 6. Mai konnten dann die Bogenfugen geschlossen werden. Abb. 7 zeigt das mit den fertigen Teilstücken belastete Lehrgerüst, alle Fugen noch offen. Als letzte wurden die vor und hinter den Gelenken frei gelassenen Betonteile hergestellt, und zwar zunächst die hinter den hohlen Steinen liegenden. Dann wurden die gewölbten Gelenkstücke so eingestellt und nach dem Einbringen der Bleiplatten mittels Schraubenwinden verpreßt, daß die Berührung der Wälzflächen in den Kämpfern um 61 mm über dem theoretischen Gelenkpunkte, im Scheitel um 60 mm unter diesem stattfand. Zum Festhalten in dieser Lage wurden genau abgelängte Grubenschienenstücke verwendet, die vor dem Entfernen der Winden gegen den fertigen Beton der Teilstücke 2 und 5 abgestützt und mit Stahlkeilen verspannt wurden. Durch diese Anordnung konnte man den Beton, da die Stützen im Bauwerke belassen wurden, auf die ganze Fugentiefe in einem Zuge einbringen, ohne eine nachträgliche Lagenänderung der Gelenke befürchten zu müssen.

Während und nach der Betonierung wurden die Formänderungen des Lehrgerüsts gegenüber dem Untergerüste mittels an der Schalung befestigter Latten ständig verfolgt. Die Setzung des Untergerüsts unter der Bogenlast wurde nivellistisch erhoben. Abb. 8 zeigt die Abweichung der Lehrgerüstform von der angestrebten Lage der inneren Leibung vor der Betonierung, wobei die Überhöhung im Scheitel mit 9 cm festgelegt war, ferner die durch den eingebrachten Beton herbeigeführten Senkungen und endlich die Lage der inneren Leibung nach der Ausrüstung, die am 23. Tage nach dem Fugenschluß vorgenommen wurde. Hiernach war die im Scheitel vorgesehene Überhöhung praktisch genau, während die Abweichung der übrigen Bogenleibung von der theoretisch richtigen Lage an einer Stelle 29 mm beträgt, sonst aber immer unter diesem Größtmaße

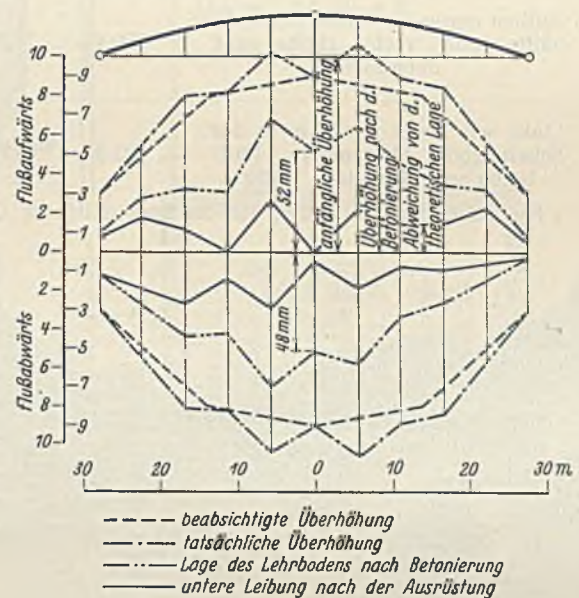


Abb. 8.

Der Aufbau der Brückenfahrbahn geschah über dem frei gelassenen Bogen und nahm die Zeit von Ende Mai bis Mitte September in Anspruch. In etwas unbedachter Weise wurde der Bogenbeton bei dieser Arbeit einer außergewöhnlichen Kraftprobe ausgesetzt. Vom linken Widerlager vorgehend, wurden nämlich die Quermauern und Verkleidungswände zunächst über der linken Bogenhälfte fertiggestellt und dann, gleichzeitig mit der Betonierung der Fahrbahnplatte über den Quermauern, die Stirnmauern in der Scheitelzone bis zum Kragplattenansatz glücklicherweise links und rechts des Scheitels ausgeführt (Baustadium I der Tafel I). Nach Herstellung der Kragplatten in der Scheitelzone wurde der Füllbeton zwischen den Stirnmauern, zuerst in der linken (Baustadium II), dann auch noch in der rechten Bogenhälfte eingebracht (Baustadium III). In Tafel I sind die in jedem Baustadium sich rechnermäßig mit dem der statischen Berechnung zugrunde gelegten Einheitsgewichte des Betons von 2,2 t/m<sup>3</sup> ergebenden Beanspruchungen der zwei gefährdetsten Querschnitte, und zwar des Querschnitts 4 links und des Querschnitts 3 rechts eingetragen. Da das Einheitsgewicht des Betons tatsächlich höher war (2,39 bis 2,48 t/m<sup>3</sup>) und außerdem bei der Rechnung das Gewicht der Schalungen nicht berücksichtigt wurde, darf angenommen werden, daß die größte im Querschnitt 4 während der Fahrbahnherstellung aufgetretene Randspannung oben, trotz der Abminderung infolge der mit zunehmender Spannung sinkenden Elastizitätsziffer, rd. 130 kg/cm<sup>2</sup> betragen hat. Dennoch ergab eine im Baustadium II vorgenommene, genaue Untersuchung des Bogens außer den der Rechnung entsprechend geöffneten Fugen zwischen den einzelnen Teilstücken keinerlei bedenkliche Erscheinungen, weshalb nur das schnellste Einbringen des Füllbetons in der rechten Scheitelzone angeordnet und so ein keinesfalls mehr gefährlicher Zustand herbeigeführt wurde. Mit dem fortschreitenden Aufbringen des Aufbaues in der rechten Brückenhälfte schlossen sich auch die Fugen wieder, so daß alle Spuren der früheren Überlastung verschwanden.

Den beiden letzten Zellen der Tafel I ist noch zu entnehmen, daß ein vollständig einseitiges Aufbringen des Aufbaues wahrscheinlich den Einsturz des Bogens zur Folge gehabt hätte, während durch Einbringen

Tafel I.

Post Nr.	Baustadium	Querschnitt 4 unter der Last $d = 1,17$ m					Querschnitt 3 (unbelasteter Teil) $d = 1,17$ m					Anmerkung
		$M$ tm	$N$ t	$e^1)$ m	$c$ m	$\sigma_o$ kg/cm <sup>2</sup>	$M$ tm	$N$ t	$e$ m	$c$ m	$\sigma_{II}$ kg/cm <sup>2</sup>	
I	Quermauern, Verkleidungswände und Fahrbahnplatte samt Kragteilen links fertig, in der Scheitelzone nur die Stirnmauern betoniert	650,76	1282,5	0,499	0,086	132,6	— 290,97	1321,0	0,220	0,365	32,2	$e =$ Außer- mittigkeit von $N$ $c = \frac{d}{2} - e$ $\sigma = 2 \frac{N}{3cb}$
II	Quermauern, Verkleidungswände und Fahrbahnplatte links fertig, in der Scheitelzone links Kragplatten und Füllbeton eingebracht, rechts nur die Stirnmauern und die Kragplatten	725,66	1523,7	0,462	0,123	110,2	— 523,98	1563,7	0,335	0,250	55,5	
III	Links wie unter II, in der Scheitelzone auch rechts Kragplatten und Füllbeton fertig	568,80	1630,5	0,335	0,250	58,0	— 455,10	1656,4	0,275	0,370	47,4	
IV	Aufbau nur in der linken Brückenhälfte fertig, rechte Hälfte ganz unbelastet	850,44	1438,0	0,576	0,008	1598,0	— 543,74	1464,0	0,371	0,214	59,5	
V	Links wie unter I, rechts in der Scheitelzone Stirnmauern, Füllbeton und Kragplatte fertig	403,95	1451,2	0,265	0,320	40,3	— 228,81	1487,8	0,154	nicht aufgerissen	30,3	

1) Hierbei ist berücksichtigt, daß die Bogenmitte im Querschnitt 4, links, tatsächlich um 14 mm höher liegt, als der Theorie entspricht.

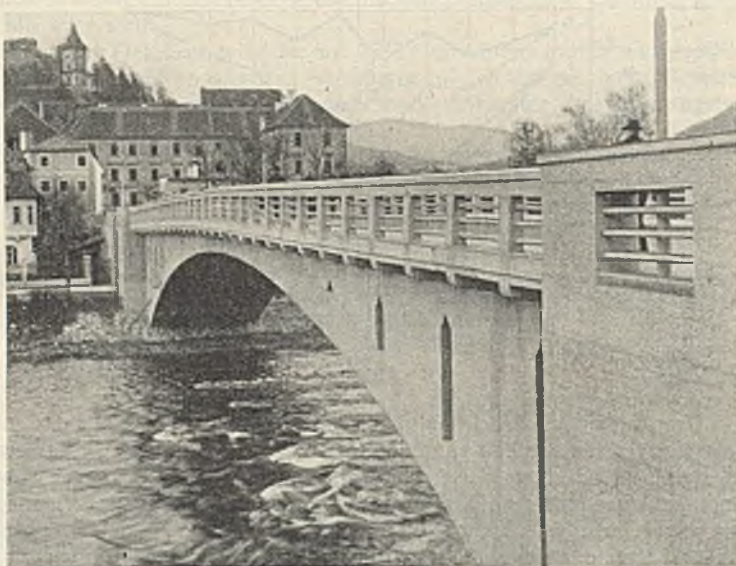


Abb. 9.

des Füllbetons in der rechten Scheitelzone vor Herstellung der Fahrbahnplatten über dem linken Kämpfer jede Überlastung vermieden geblieben wäre.

Aus dem ungewollten Versuche ist zu schließen, daß sachgemäß hergestellter, reiner Stampfbeton volles Vertrauen verdient und sicherlich auf

Druck mindestens ebenso stark beansprucht werden darf wie Eisenbeton, daß daher die in den neuesten deutschen und österreichischen Bestimmungen vorgesehene Beschränkung der höchsten zulässigen Druckspannung des reinen Betons auf 50 kg/cm<sup>2</sup> gegen 70 kg/cm<sup>2</sup> beim Eisenbeton nicht gerechtfertigt erscheint.

An die Herstellung der Fahrbahn- und Gehwegplatten schloß sich jene der Geländer, des Fahrbahnplasters und des Gehwegbelages. Am 19. September 1929 konnte das fertige Bauwerk mit einer Dampfstraßenwalze und fünf beladenen Lastkraftwagen im Gesamtgewichte von 89,5 t erprobt werden. Die unter diesen Lasten sich ergebende Scheitelsenkung wurde für  $E = 210\,000$  kg/cm<sup>2</sup> mit 7,71 mm errechnet. Beobachtet wurden: federnd 3,5 mm und bleibend 1,50 mm. Aus diesem Ergebnis wäre demnach zu schließen, daß das Elastizitätsmaß des rd. 4½ Monate alten Betons bei der verhältnismäßig geringen Spannung rd. 460 000 kg/cm<sup>2</sup> betrug.

Bald nach der Erprobung wurde die fertige Brücke, deren einfache, durch steinmetzartige Bearbeitung der Ansichtsflächen belebte Form sich, wie das Lichtbild erkennen läßt (Abb. 9), gut ins Stadtbild einfügt, dem Verkehr übergeben.

#### Baustoffe und Sonstiges.

Der gesamte Brückenbau erforderte rd. 3500 m<sup>3</sup> Beton, für dessen Herstellung auf der sogenannten Murinsel gewonnener, vorzüglicher Grubenschotter und der bekannt gute Perlmooser Portlandzement aus dem Werke Retznei verwendet wurden. An Einlageneisen wurden in den Fahrbahn- und Kragplatten sowie im Tragwerk der Seitenöffnung zusammen rd. 20 000 kg verlegt.

Die vom Bunde bestrittenen Gesamtkosten des Bauwerks betragen einschließlich Erwerb und Niederlegung eines am rechten Brückenkopfe gelegenen Gasthauses rd. 370 000 Schill.

Alle Rechte vorbehalten.

## Die neuen Abwasserhebwerke der Stadt Breslau.

Von Magistratsbaurat Karl Gewecke, Breslau.

(Schluß aus Heft 36.)

An den Kosten der baulichen Ausführung (Abb. 9 u. 10) sind dadurch Ersparnisse erzielt worden, daß der Sammelbehälter nicht unter dem Förderkesselraum und Maschinenraum, sondern für sich daneben angeordnet wurde. Der Sammelbehälter hat kreisförmigen Querschnitt von 4 m Durchm., während die beiden anderen Räume je  $8,5 \times 10,5$  m groß sind. Die Bauwerke wurden nach Absenkung des Grundwassers mit zwei Staffeln in trockener Baugrube hergestellt. Die Aussteifung der Baugrube für den Sammelbrunnen wurde durch Bohlen zwischen I-Trägern ausgeführt.

Nach dem Ergebnis der Bodenuntersuchung wäre es wohl möglich gewesen, den Sammelbehälter als Brunnen aus Beton durch die wasserführenden Bodenschichten abzusenken. Diese Ausführungsweise bietet jedoch nicht die unbedingte Gewähr dafür, daß der Anschluß des Sohlen-

betons an die Brunnenwand und auch die Isolierung des Bauwerkes einwandfrei gelingt. Abgesehen von diesen Erwägungen war aber das Ergebnis der Untersuchung des Grundwassers für die Bauausführung entscheidend. Da das Wasser von stark angreifender Beschaffenheit war, wurde der Sammelbrunnen aus hartgebrannten Steinen in Zementtraßmörtel und in trockener Baugrube mit Hilfe der Grundwasserabsenkung hergestellt.

Der Sammelbrunnen besitzt eine selbsttätig wirkende Entlastungsanlage nach dem nahegelegenen Ohlefluß. Im übrigen ist auch das Hebewerk Tschansch mit einer Alarmvorrichtung ausgestattet worden.

Abb. 11 zeigt die Ansicht des Hebewerkes mit dem angebauten Transformatorenraum.

Die Gesamtkosten der Anlage haben 167 000 RM betragen und setzen sich wie folgt zusammen:

Erdarbeiten . . . . .	7 000 RM
Grundwasserabsenkung . . . . .	22 000 „
Bauwerke unter Geländehöhe . . . . .	25 000 „
Bauwerke über Geländehöhe (Maschinenraum ohne den angebauten Transformatorenraum) . . . . .	20 000 „
Maschinenanlage (einschließlich Strom-, Gas- und Wasseranschluß) . . . . .	76 000 „
Nebenkosten . . . . .	17 000 „

zusammen: 167 000 RM.

Die Betriebskosten (Löhne, Unterhaltung, Strom, Schmiermittel usw.) haben 4600 RM im Jahre 1931 betragen oder 1,7 Rpf für 1 m<sup>3</sup> Abwasser bei einer Jahresfördermenge von zur Zeit 267 000 m<sup>3</sup>.

Die Tief- und Hochbauarbeiten wurden von der Firma Dittmar Wolfsohn & Co., Breslau, ausgeführt. Die Maschinenanlage lieferte die Firma Radlik, Berlin.

Die Anlage ist im Juli 1929 in Betrieb genommen worden und hat sich gut bewährt.

### III. Das Abwasserhebewerk Pilsnitz.

Der unmittelbare Anlaß zur Bearbeitung der Entwässerungsverhältnisse im eingemeindeten Gebiet westlich der Stadt wurde gegeben durch die bauliche Aufschließung eines 32 ha großen Siedlungsgeländes bei Pilsnitz. Das gesamte zwischen Breslau und Deutsch-Lissa gelegene Gelände, für das ein einheitlicher Entwässerungsentwurf aufzustellen war, ist etwa 2000 ha groß (Abb. 12).

Durch Vergleich verschiedener Lösungen der Entwässerungsmöglichkeit ergab sich als die günstigste Lösung, dieses Gebiet selbständig nach einer neu zu bauenden Kläranlage zu entwässern. Ihr werden nur die Brauchwässer zugeführt, die Regenwässer dagegen den vorhandenen Vorflutern.

Der Berechnung der größten Brauchwassermenge wurde ein Wasserverbrauch von 120 l/Tag für den Einwohner zugrunde gelegt. Entsprechend einer zukünftigen Einwohnerzahl von etwa 95 000 und einer Betriebszeit von 12 Stunden ergab sich als größte Abwassermenge 270 l/sek. Die Aufschließung des gesamten Geländes ist erst in späteren Jahren zu erwarten. Für den ersten Bauabschnitt kommt eine Einwohnerzahl von etwa 8000 in Betracht. Die Kläranlage besteht daher aus zunächst einem Emscherbrunnen, einer Abwassermenge von 22 l/sek entsprechend. Das Hebewerk ist dagegen für eine vorläufige Leistung von 50 l/sek bemessen worden.

Wie in der Einleitung bemerkt wurde, ist das Hebewerk vor die Kläranlage gesetzt worden. Zu dieser Anordnung, die in der Regel nicht erwünscht ist, zwangen jedoch die örtlichen Verhältnisse. Die Kläranlage liegt im Überschwemmungsgebiet der Lohe und Oder. Die Sohle des Brauchwasser-sammlers liegt bei der Einmündung in den Sammelbrunnen etwa 5 m unter Gelände und 8,6 m unter HHW. Wenn man das Hebewerk hinter der Kläranlage anordnen wollte, so hätte die Sohle des Emscherbrunnens etwa 14,5 m unter Gelände liegen und die ganze Anlage durch hohe Dämme gegen Hochwasser geschützt werden müssen. Die Vorteile dieser Anordnung bestehen darin, daß der Emscherbrunnen nicht stoßweise, sondern gleichmäßig beschickt wird, ferner darin, daß geklärtes Abwasser zu fördern ist und daß es nicht

dauernd auf Hochwasserhöhe gehoben werden muß. Von der Ausführung der Anlage nach dieser Anordnung wurde aber abgesehen, da die bauliche Durchführung bei dem hohen Grundwasserstande und die späteren Erweiterungen der Gesamtanlage erhebliche Schwierigkeiten und damit

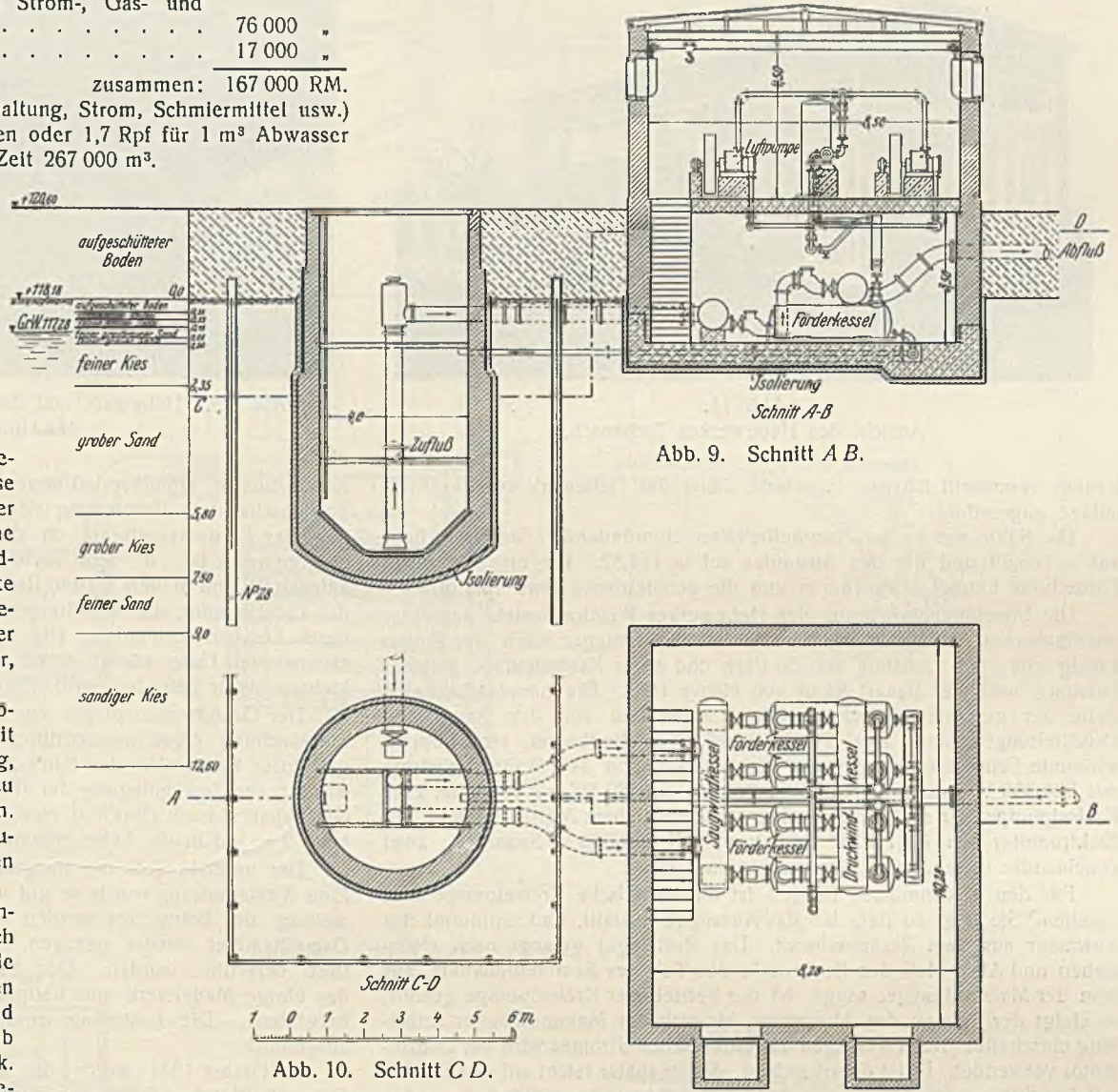


Abb. 9. Schnitt A B.

Abb. 10. Schnitt C D.

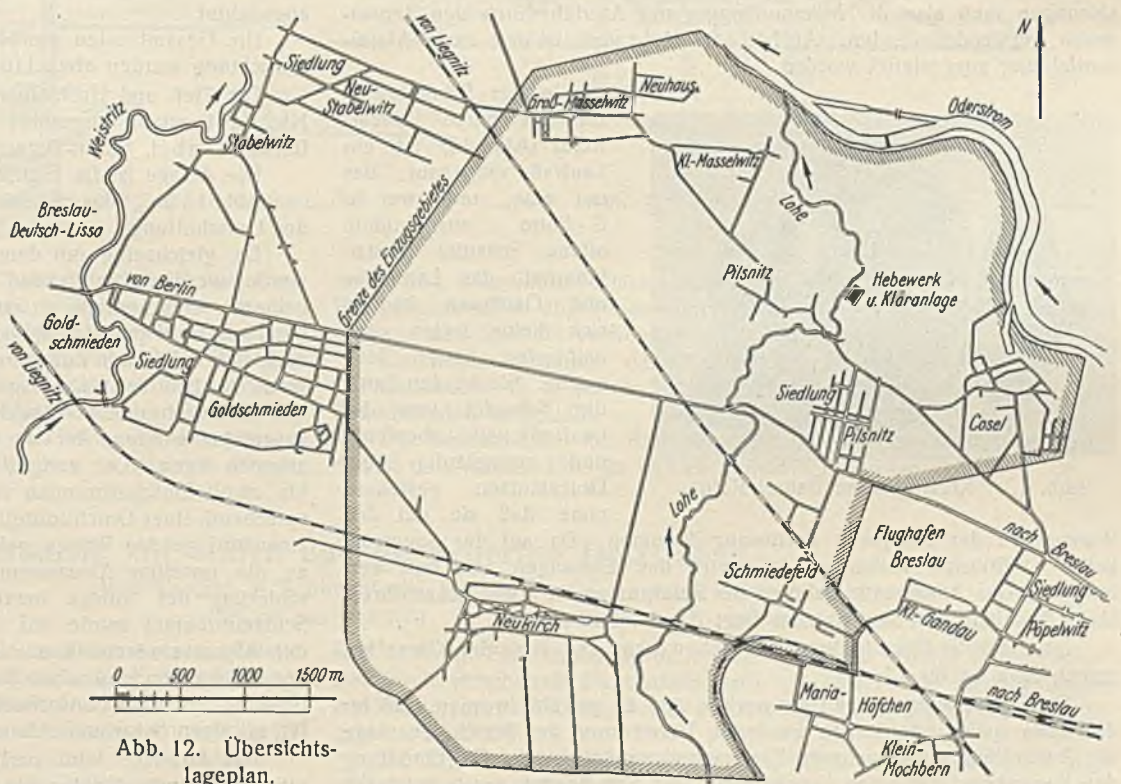


Abb. 12. Übersichtslageplan.



Abb. 11.  
Ansicht des Hebewerkes Tschansch.

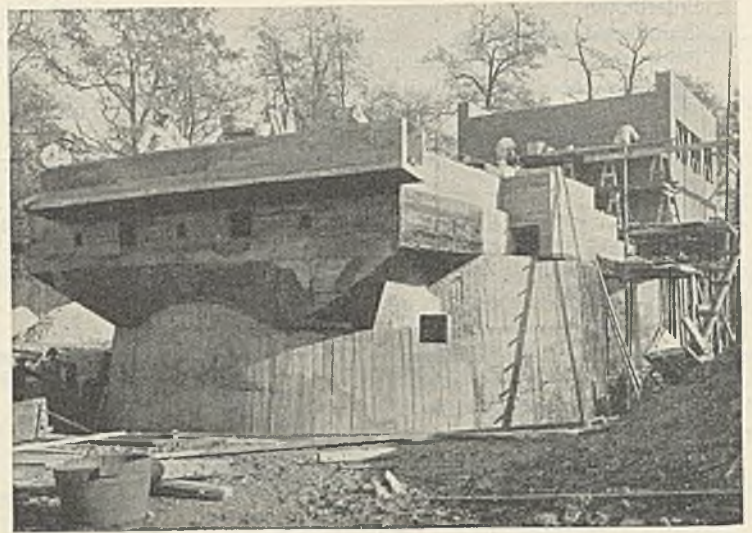


Abb. 18. Hebewerk und Emscherbrunnen vor Ausführung der Umschüttung.

Kosten verursacht hätten. Es wurde daher das Hebewerk vor der Kläranlage angeordnet.

Die Sohle des in den Sammelbehälter einmündenden Sammlers liegt auf + 105,69 und die des Auslaufes auf + 114,82. Die manometrische Förderhöhe beträgt etwa 14,5 m und die geometrische etwa 13,2 m.

Die Maschineneinrichtung des Hebewerkes Pilsnitz besteht aus einer pneumatischen Anlage, ausgeführt als Mammutbagger nach der Bauart Borsig mit einer Leistung von 50 l/sek und einer Kreiselpumpe gleicher Leistung nach der Bauart Relut von Henry Hall. Die hauptsächlichsten Teile der gesamten Maschinenanlage, abgesehen von den Saug- und Druckleitungen, sind: zwei Förderkessel, ein Windkessel, eine doppelt wirkende Schieberluftpumpe, ein Elektromotor von 34 PS für Drehstrom mit 220/380 V Spannung, ein Benzolmotor von 30 PS als Aushilfe, eine Kreiselpumpe mit senkrechter Achse für unmittelbare Motorkupplung, ein Elektromotor von 30 PS für Drehstrom mit 220/380 V Spannung, zwei voneinander unabhängige Schwimmerschaltungen.

Für den gewöhnlichen Betrieb ist die elektrische Kreiselpumpe vorgesehen. Sie liegt so tief, daß das Ansaugen fortfällt, und entnimmt das Abwasser aus dem Rechenschacht. Das Rechengut gelangt nach Hochziehen und Abstreifen des Rechens in den Teil des Sammelbehälters, aus dem der Mammutbagger saugt. Ist der Betrieb der Kreiselpumpe gestört, so steigt der Spiegel des Abwassers, bis sich der Mammutbagger selbsttätig einschaltet. Beim Versagen des elektrischen Stromes wird der Benzolmotor verwendet. Er ist derart gebaut, daß er später leicht auf den Betrieb mit Leuchtgas oder Methan aus den Emscherbrunnen umgeändert werden kann. Die Kreiselpumpe wird nur elektrisch betrieben. Bei Stromstörungen muß also der Mammutbagger mit Antrieb durch den Benzolmotor verwendet werden. Auch dieses Hebewerk ist mit einer Alarmvorrichtung ausgestattet worden.

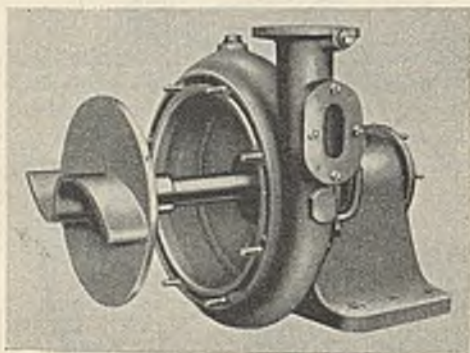


Abb. 13. Kreiselpumpe Bauart Relut.

In der Schmutzwasserkreiselpumpe Bauart Relut (Abb. 13) ist ein Laufrad eingebaut, das nur eine, und zwar in S-Form ausgebildete offene Schaufel besitzt. Innerhalb des Laufrades und Gehäuses können sich keine festen oder halbfesten Stoffe festsetzen. Sie werden durch die Schaufel von der Laufradscheibe abgelenkt und zwangläufig zum Druckstutzen gesteuert, ohne daß sie mit den

Wandungen der Pumpe in Berührung kommen. Da auf der Saugseite keine Stoffbüchse vorhanden ist, wird das Einsaugen von Luft vermieden. Das Auseinandernehmen der Relutpumpe ist leicht auszuführen. Nach Abnahme des Saugstutzens liegt das Laufrad frei.

Die bauliche Durchbildung des Hebewerkes und auch der Kläranlage zeigen Abb. 14 bis 17.

Die Abmessungen des Hebewerkes sind so gewählt worden, daß für die etwa später erforderlich werdende Verstärkung der Maschinenanlage die Aufstellung einer weiteren Kreiselpumpe möglich ist. Die Einteilung des Bauwerkes, das einen Durchmesser von 6 m besitzt, ergab sich nach

den örtlichen Höhenverhältnissen. Der unterste Raum, der mit dem Rechenschacht in Verbindung steht, dient als Sammelbehälter. Darüber liegt der Förderkesselraum, in dem auch die Kreiselpumpe mit Motor untergebracht ist. In dem nächst höheren Raum ist der Benzolmotor aufgestellt, und in dem letzten Raum befinden sich die Schieberluftpumpe, der Elektromotor, die Schaltungen usw. Die Räume sind untereinander durch Treppen verbunden. Die in dem untersten Raum sich etwa ansammelnden Gase werden durch eine Entlüftungsanlage, die durch einen kleinen Motor betrieben wird, abgesogen.

Der Grundwasserspiegel lag etwa 2 m unter Gelände. Die Bodenuntersuchung ergab wasserführende feine Sande und Kiese über festgelagerter Lette. Da das Bauwerk tief in die Lette zu gründen war, wurden zur Trockenlegung der Baugrube eiserne Spundwände, und zwar der Bauart Hoesch (Profil 3) verwendet, die nach kreisförmigem Grundriß etwa 2 m tief in die Lette gerammt wurden.

Der unterste Teil der Baugrube wurde mit Holzbohlen ausgesteift. Eine Wasserhaltung wurde so gut wie gar nicht erforderlich. Nach Fertigstellung des Bauwerkes wurden die eisernen Spundbohlen durch einen Dampfhämmer wieder gezogen. Die Sohle des Brunnens ist für Auftrieb berechnet worden. Der Sammelbehälter wurde aus Eisenbeton, das übrige Mauerwerk aus hartgebrannten Steinen in Zementtraßmörtel hergestellt. Die Isolierung wurde wie bei den anderen Hebewerken ausgeführt.

Im Herbst 1931 wurde die Baustelle von einem Hochwasser der Oder überflutet, so daß der Brunnen voll Wasser lief. Abgesehen von der Unterbrechung der Arbeiten, wurden wesentliche Schäden jedoch nicht angerichtet.

Die Gesamtkosten des Hebewerkes einschließlich der maschinellen Einrichtung werden etwa 110 000 RM betragen.

Die Tief- und Hochbauarbeiten wurden von der Firma Max Daum Nachfl., Breslau, ausgeführt. Die Maschinenanlage lieferte die Firma Borsig, GmbH, Berlin-Tegel.

Die Anlage ist im Frühjahr 1932 in Betrieb genommen worden.

Abb. 18 zeigt das Hebewerk und den Emscherbrunnen vor Ausführung der Umschüttung.

Da gleichzeitig mit dem Hebewerk auch die Kläranlage hergestellt wurde, werden abschließend noch einige Angaben über ihre Ausführung gemacht. Das gesamte zu entwässernde Gebiet wird erst nach und nach durch Bebauung aufgeschlossen werden. Die Leistung der Kläranlage muß sich daher der Zunahme der Abwassermenge anpassen. Der stufenweise Ausbau der Kläranlage ist am leichtesten durch die Verwendung von Emscherbrunnen möglich. Es ist zunächst nur ein Emscherbrunnen ausgeführt worden, der die Abwässer von etwa 8000 Einwohnern verarbeiten kann. Der endgültige Ausbau sieht die Herstellung von zehn bis zwölf Emscherbrunnen vor. Der Abstzraum ist 112,5 m<sup>3</sup> groß entsprechend einer Durchflußzeit von 1 1/2 Stunden. Er wird aus drei nebeneinanderliegenden Rinnen gebildet, da hierdurch eine bessere Anpassung an die jeweilige Abwassermenge erreicht und auch die stoßweise Beschickung der Anlage herabgemildert werden kann. Die Größe des Schlammraumes wurde auf 337,5 m<sup>3</sup> bemessen unter Berücksichtigung der Abwasserwärme von 12°C, eines Schlammfalles von 45 l für den Einwohner und einer Fauldauer von zwei Monaten. Der Emscherbrunnen besitzt vier Gashauben, von denen jede mit einem Rührwerk für etwaigen Schwimmschlamm ausgestattet ist.

Das Abwasser wird nach seiner Förderung durch das Hebewerk in einer Rinne mit eingebautem Grobrechen dem Emscherbrunnen zugeführt

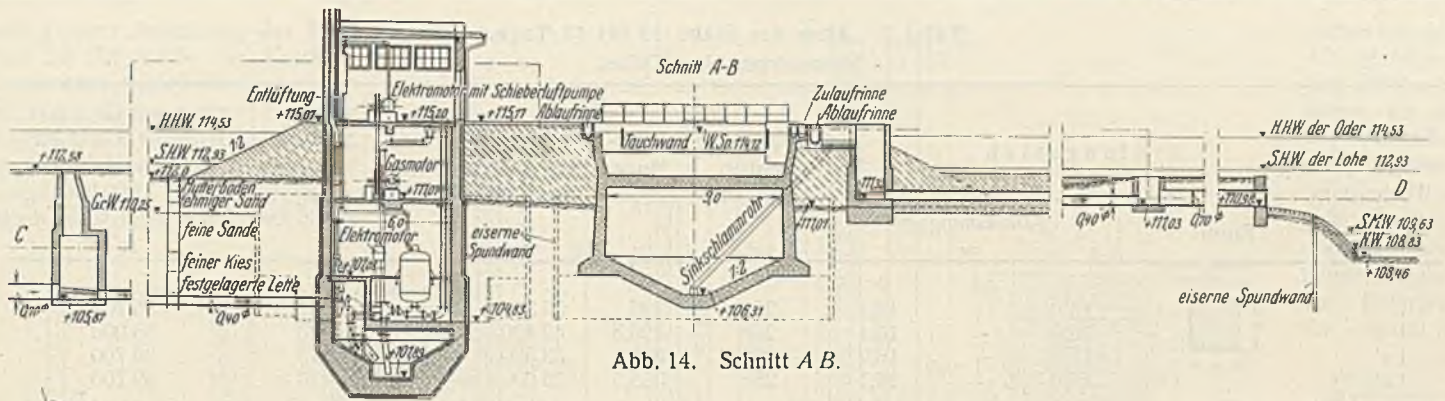


Abb. 14. Schnitt A B.

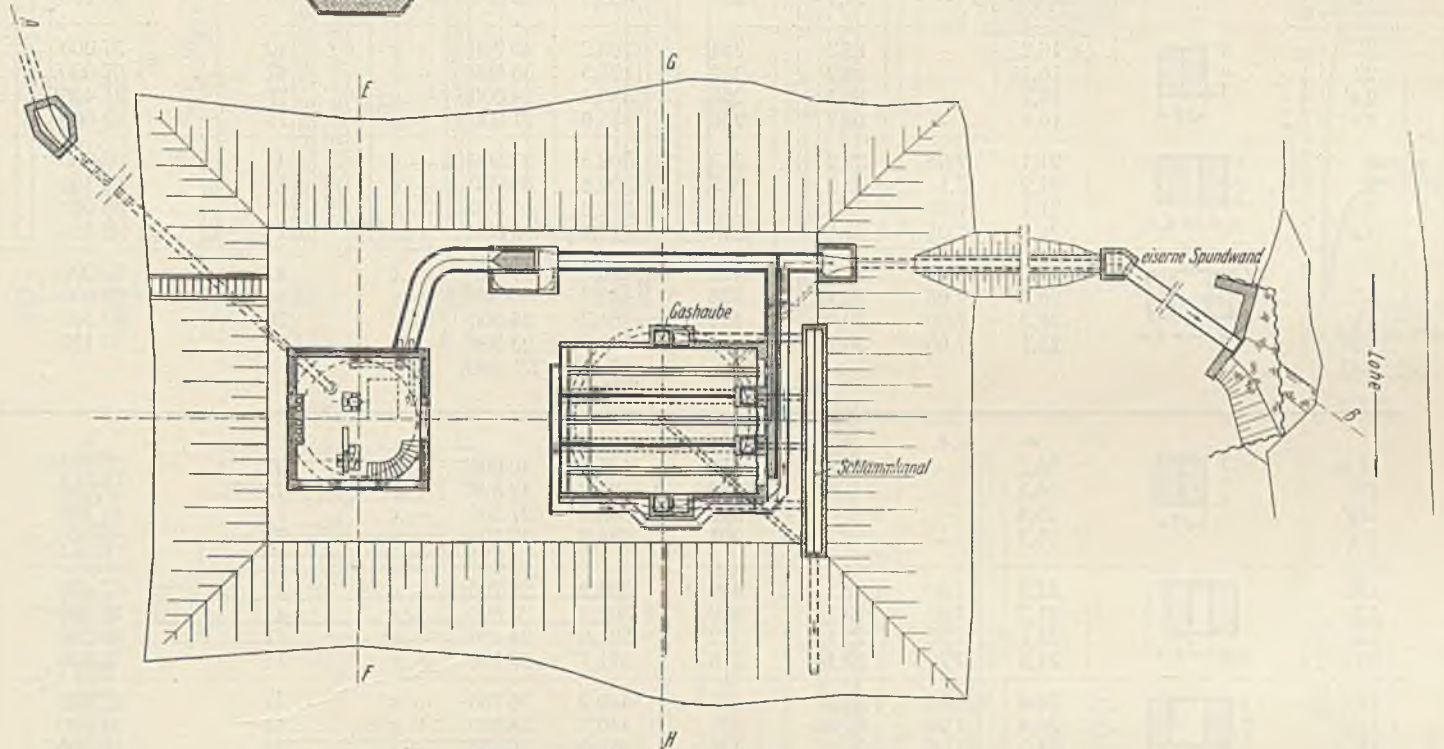


Abb. 15. Schnitt C D.

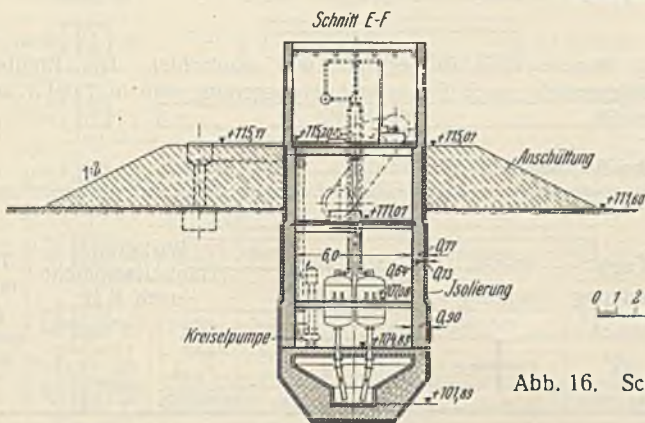


Abb. 16. Schnitt E F.

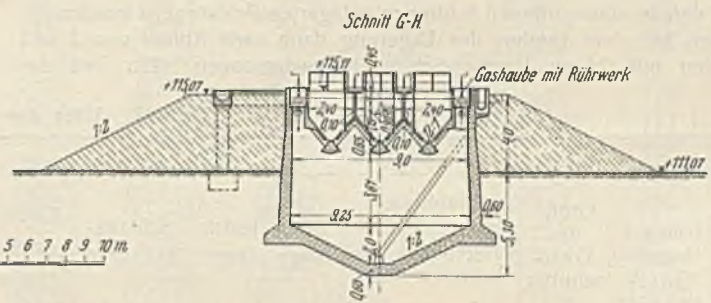


Abb. 17. Schnitt G H.

und fließt nach seiner Klärung in frischem Zustande der Lohe zu. Eine biologische Nachbehandlung ist vorläufig nicht beabsichtigt, da die Abwassermenge auf Jahre hinaus so gering sein wird, daß das Verdünnungsverhältnis in dem Lohefluß als sehr günstig anzusprechen ist. Die bauliche Gesamtanordnung ist aber so getroffen worden, daß eine Nachbehandlung des Abwassers, z. B. durch Tropfkörper (s. S. 532), ohne besondere Schwierigkeiten möglich ist. Die Anlage von Schlamm-trockenplätzen ist vorläufig nicht beabsichtigt. Der zunächst nur in geringer Menge

anfallende, ausgefaulte Klärschlamm wird entweder an Landwirte zu Düngungszwecken abgegeben oder zur Ausfüllung von Vertiefungen im umliegenden Gelände verwendet werden.

Der Emscherbrunnen, der einen Durchmesser von 9 m hat, wurde aus Eisenbeton in trockener Baugrube unter Verwendung von eisernen Spundwänden hergestellt.

Die Gesamtkosten der Kläranlage werden etwa 60 000 RM betragen. Sie ist im Frühjahr 1932 in Betrieb genommen worden.

Alle Rechte vorbehalten.

### Druckversuche mit vollen und gegliederten Holzstäben.

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

(Schluß aus Heft 37.)

Weitere Knickversuche sind mit Stäben aus Fichtenholz angestellt worden. (Das Stammholz ist von der württembergischen Forstverwaltung kostenlos zur Verfügung gestellt worden.) Bauart und Abmessungen sind aus Abb. 23 u. 24 zu ersehen. Die Aufteilung der Stämme ist in Abb. 25 angegeben.

Nach dem Sägen der Stämme wurden die Prüfkörper verschraubt

und z. T. mit Eichenholzkegeldübeln der Firma K. Kübler verdübelt. — Das frisch verarbeitete Fichtenholz hatte im Mittel eine Druckfestigkeit von 235 kg/cm<sup>2</sup>, ein Raumbgewicht von 500 kg/m<sup>3</sup> und einen Feuchtigkeitsgehalt von 27,8 %.

Die Ergebnisse der Knickversuche mit frisch verarbeitetem Holz sind in Tafel 2 zusammengestellt.

Tafel 2. Alter der Stäbe 10 bis 15 Tage.  
Probekörper ohne Dübel.

Bezeichnung der Probekörper	Prüfungsstab			Querschnittsfläche $F$ in $\text{cm}^2$	Knicklänge $s_K$ in $\text{cm}$	Höchstlast beim Versuch in $\text{kg}$	Ausknickrichtung	Schlankheitsgrad $\lambda_y$	Knicklast nach BH	
	Form	Abmessungen in $\text{cm}$							$P_K = (300 - 2\lambda) F$ bzw. $P_K = \frac{1\,000\,000}{\lambda^2} \cdot F$	
		$a$	$d$						$b$	$\text{kg}$
1		16,0	—	16,1	258	196	36 800	-x -y	42	55 700
1''''		16,0	—	16,1	258	196,3	42 400	+x +y	43	55 000
1 a'		15,9	—	16,2	258	335,7	33 500	+x +y	73	39 700
1 a''		16,0	—	16,1	258	335,5	25 000	+x	73	39 700
2'		16,2	—	16,2	264	196,2	40 200	+x +y	42	57 000
2''		16,1	—	16,2	262	195,5	38 900	+x	42	57 000
2 a'		16,2	—	16,1	262	335,1	24 000	+x	71	41 400
2 a''		16,4	—	16,2	266	335,9	21 900	+x	71	42 000
3'		21,1	7,05	22,2	313	302,5	37 300	-x	41	68 200
3''		21,2	7,1	22,2	315	302,8	39 000	+x	41	68 700
3 a'		21,1	7,05	22,25	314	521,9	19 400	-x	71	49 600
3 a''		21,2	7,05	22,15	312	522,0	15 500	+x	71	49 300
4'		27,9	7,05	30,35	428	440,3	37 400	+x	41	93 300
4''		28,2	7,05	30,15	425	440,3	40 800	-x	41	92 600
4 a'		28,3	7,05	30,05	424	761,7	25 000	-x	70	67 300
4 a''		28,1	7,05	30,15	425	761,6	23 300	-x	71	67 150

Probekörper mit Dübeln.

II'		16,1	—	—	258	195,5	40 000	+x	42	55 700
II''		16,3	—	—	259	196,2	42 800	+x	42	56 000
II a'		16,4	—	—	262	335,6	27 500	-x	71	41 400
II a''		16,2	—	—	261	336,2	20 500	+x	72	40 700
III'		21,2	7,0	22,1	309	303,2	26 700	+x	41	67 400
III''		21,2	7,0	22,1	309	302,9	30 500	-x	41	67 400
III a'		21,1	7,05	22,15	312	521,6	24 400	-x	71	49 300
III a''		21,3	7,1	22,15	315	521,7	27 700	+x	71	49 800
IV'		28,3	7,05	30,2	426	440,2	36 700	+x	41	92 800
IV''		28,4	7,05	30,25	427	440,2	38 800	+x	41	93 000
IV a'		28,0	7,05	30,2	426	761,2	25 600	+x	71	67 300
IV a''		28,1	7,05	30,2	426	761,2	25 600	-x	71	67 300

Bei den in einem offenen Schuppen gelagerten Prüfkörpern wurden die Schrauben kurz vor Beginn der Lagerung dann nach Ablauf von 3 und 6 Monaten mit 24 cm langen Schlüsseln nachgezogen. Ein Teil der

6 1/2 Monate alten Probekörper war windschief. Die Ergebnisse der Knickversuche nach 6 1/2 monatiger Lagerung sind in Tafel 3 zusammengestellt.

Tafel 3. Alter der Stäbe 6 1/2 Monate.

1	2	3	4		6	7	8		10	11	12	13		14		15							
			Bezeichnung der Probekörper	Bauart und Querschnitt			Größe des Querschnitts $F$ in $\text{cm}^2$	Trägheitsmomente, bezogen auf die Achsen $x$ und $y$				Stablänge $s$ in $\text{cm}$	Knicklänge $s_k$ in $\text{cm}$	Schlankheitsgrad $\lambda_x$ $\lambda_y$	Knicklast beim Versuch $P_k$ in $\text{kg}$		Knickspannung $\sigma_k$ in $\text{kg/cm}^2$	Knickrichtung $-y$ $+x$ $-x -y$ $+x +y$	Knicklast nach DIN 1074   BH $P_k$ in $\text{kg}$		Wirksames Trägheitsmoment nach BH		
								$J_x$ in $\text{cm}^4$											$J_y$ in $\text{cm}^4$	$J_w = \frac{P_k s_k^2}{1\,000\,000}$ (Euler)	$J_w = \frac{4 s_k^2 F}{(300 - \sigma_k)^2}$ (Tetmajer)		
																						Trägheitsmoment $J_y$ des entsprechenden Vollstabes in $\text{cm}^4$	
1''	Vgl. Abb. 24	253	5 192	5 460	166,7	196,4	43	43	54 200	214	-y	54 150	54 150	—	5 278	5460							
1''''		254	5 494	5 292	166,8	196,5	43	43	48 800	192	-x -y	54 350	54 350	—	3 363	5292							
1 a''''		251	5 292	5 226	306,2	335,9	74	74	41 300	165	+x +y	38 150	38 150	4 660	6 215	5226							
1 a''''		250	5 193	5 193	306,2	335,9	74	74	37 200	149	+y	38 000	38 000	4 203	4 948	5193							
2''		248	5 095	5 160	166,5	196,2	43	43	56 400	227	-x -y	42 650	53 070	—	7 165	5160							
2''''		253	5 326	5 326	166,4	196,1	43	43	58 100	230	-x -y	43 510	54 140	—	7 942	5326							
2 a''''		256	5 325	5 598	304,3	334,0	73	72	30 700	120	+x	28 670	39 420	3 427	3 526	5598							
2 a''''		253	5 259	5 393	305,3	335,0	73	73	29 500	117	+x	28 330	38 960	3 322	3 391	5393							
3''		307	12 254	15 638	273,7	303,4	48	42,5	44 800	146	+x	49 730	62 630	4 125	4 766	5007							
3''''		299	11 751	15 240	274,1	303,8	48	42,5	43 300	145	+x	48 140	60 700	4 001	4 594	4752							
3 a''''		297	11 509	15 339	490,6	520,3	83	73	27 900	94	-x	27 320	39 800	7 557	7 579	4719							
3 a''''		302	11 997	15 345	491,2	520,9	83	73	19 600	65	+x	27 780	40 470	5 318	5 935	4890							
4''		421	31 658	47 221	411,0	440,7	51	42	48 700	116	-x	65 670	83 360	9 458	9 660	6871							
4''''		411	30 433	45 260	411,0	440,7	51	42	56 700	138	-x	63 950	81 380	11 015	12 166	6526							
4 a''''		403	29 541	43 752	732,7	762,4	89	73	25 800	64	+x	32 240	49 170	14 991	16 823	6215							
4 a''''		404	29 691	43 993	731,0	760,7	89	73	27 060	67	+x	32 320	49 290	15 663	17 225	6225							

An unmittelbar nach den Knickversuchen, also nach 6 1/2 monatiger Lagerung, von den oberen Stirnseiten der Stäbe entnommenen Proben wurden folgende Mittelwerte festgestellt:

Druckfestigkeit 320  $\text{kg/cm}^2$ , Raumgewicht 460  $\text{kg/m}^3$ , Feuchtigkeitsgehalt 18%.

Die durch Versuch festgestellten Höchstlasten liegen bei den gegliederten Druckstäben wieder durchweg, z. T. erheblich unter den Rechnungswerten nach Euler und Tetmajer, bei den aus bohlenartigen Einzelstäben zusammengesetzten Probekörpern 4 a' und 4 a'' nur wenig über den zulässigen Knicklasten nach BH. Durch den Einbau von Dübeln



bei sonst gleicher Anordnung der Prüfkörper (II bis IV) wurde die Knicklast nur unwesentlich beeinflusst.

Die nach 6 1/2 monatiger Lagerung geprüften Vollstäbe ergaben Knicklasten, die mit der Knickspannungslinie der BH gut übereinstimmen. Bei den gegliederten Stäben sind durch das Austrocknen

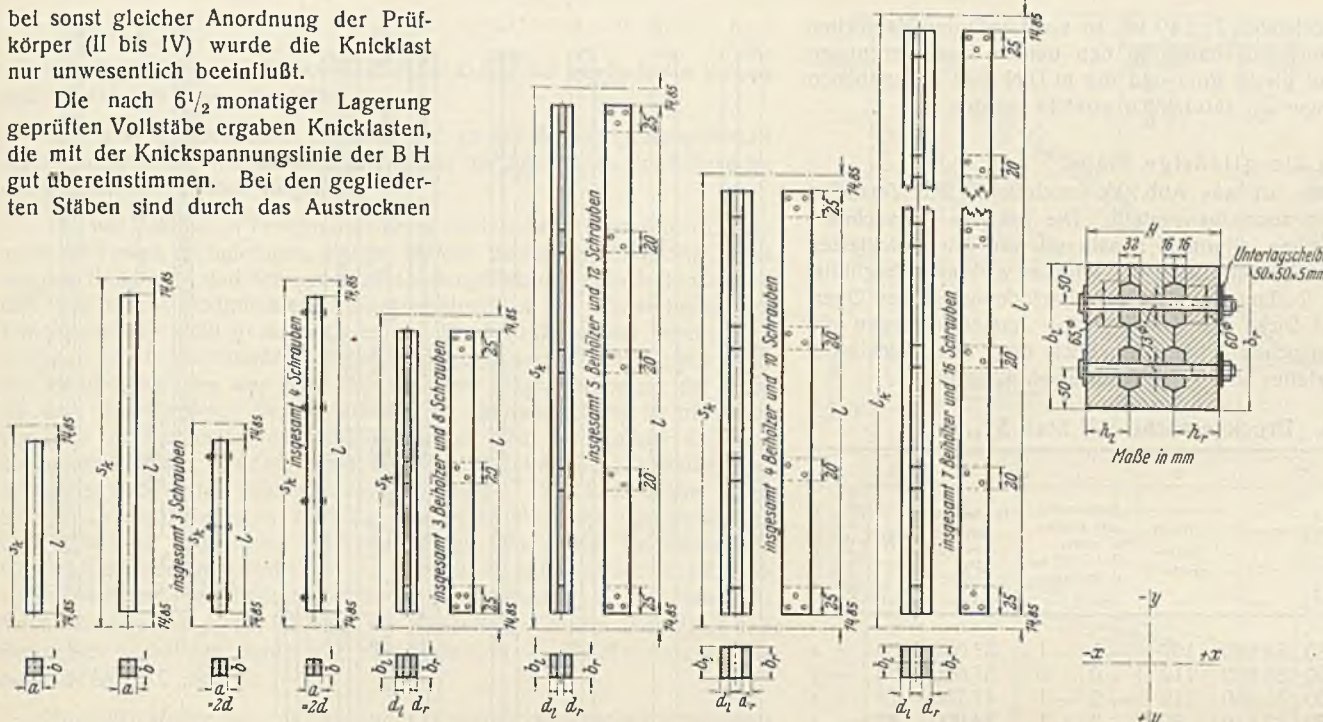


Abb. 23. Zu Tafel 2.

flächen konnte erheblich gesteigert werden. Mit den Höchstlasten, die sich bei den Versuchen mit den 6 1/2 Monate gelagerten Stäben ergeben haben, sind die wirksamen Trägheitsmomente nach der Eulergleichung für  $\lambda \leq 100$  aus

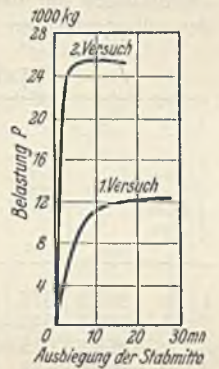


Abb. 25.

Bezeichnung des Prüfkörpers	Bauart	$s_k$	Schrauben	Beihölzer
1''		$s_k = 166,7$		
1'''		$s_k = 196,4$		
1a'''		$s_k = 196,5$		
1a''''		$s_k = 306,2$		
2''		$s_k = 166,5$	3 Schrauben	
2'''		$s_k = 196,5$	3 Schrauben	
2a'''		$s_k = 304,3$	4 Schrauben	
2a''''		$s_k = 334,0$	4 Schrauben	
3''		$s_k = 335,0$		3 Beihölzer
3'''		$s_k = 273,7$	8 Schrauben	3 Beihölzer
3a'''		$s_k = 303,4$		3 Beihölzer
3a''''		$s_k = 274,1$	8 Schrauben	3 Beihölzer
3a''''		$s_k = 303,8$		3 Beihölzer
3a''''		$s_k = 490,6$	12 Schrauben	5 Beihölzer
3a''''		$s_k = 520,3$	12 Schrauben	5 Beihölzer
3a''''		$s_k = 491,2$	12 Schrauben	5 Beihölzer
4''		$s_k = 520,9$		4 Beihölzer
4'''		$s_k = 411,0$	10 Schrauben	4 Beihölzer
4a'''		$s_k = 440,7$	10 Schrauben	4 Beihölzer
4a''''		$s_k = 440,7$	10 Schrauben	4 Beihölzer
4a''''		$s_k = 732,7$	16 Schrauben	7 Beihölzer
4a''''		$s_k = 762,4$	16 Schrauben	7 Beihölzer
4a''''		$s_k = 731,0$	16 Schrauben	7 Beihölzer
4a''''		$s_k = 760,7$	16 Schrauben	7 Beihölzer

Abb. 24. Zu Tafel 3.

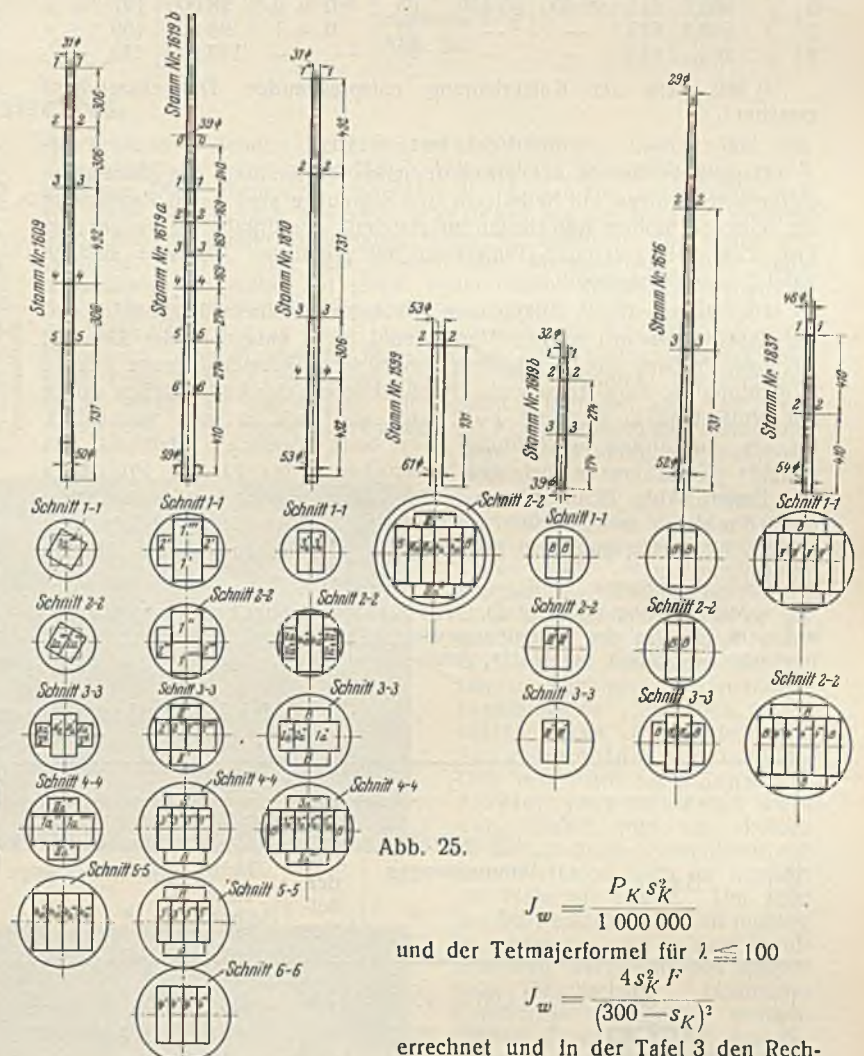


Abb. 25.

$$J_w = \frac{P_K s_K^2}{1\,000\,000}$$

und der Tetmajerformel für  $\lambda \leq 100$

$$J_w = \frac{4 s_K^2 F}{(300 - s_K)^2}$$

erhebliche innere Spannungen entstanden, die an den Formänderungen beim nachträglichen Auseinandernehmen zu erkennen waren. Die Knicklast einer frisch zusammengebauten und abgelagerten Stütze beim ersten Versuch (Schrauben unmittelbar vor der Belastung nachgezogen) durch Auseinandernehmen, erneutes Zusammenbauen und Nacharbeiten der Druck-

errechnet und in der Tafel 3 den Rechnungswerten  $J_x$  und  $J_y$  gegenübergestellt. Die Unterschiede sind besonders groß bei den gegliederten Stäben mit  $b > 2d$ . Das wirksame Trägheitsmoment kommt dem kleinsten rechnungsmäßigen Trägheitsmoment des Vollstabes von der Breite  $b$  und der Dicke  $2d$  ziemlich nahe. Es empfiehlt sich deshalb, die Einzelstäbe mehrteiliger Druckglieder aus Vollstäben mit quadratischem Querschnitt zu schneiden. Ist die Gesamtdicke der Einzelstäbe  $a = 2d = b$  und werden die Einzelstäbe mit Beihölzern von der Länge  $2,5d$  und mit einer genügenden Anzahl von Schrauben (für  $b \leq 10$  cm mindestens <sup>(2)</sup> Schrauben auf jedes Beiholz) derart verbunden, daß die freie Knicklänge der Einzelstäbe (Abstand der inneren Verbindungsschrauben)  $s_K \leq 12d$  oder der

Schlankheitsgrad des Einzelstabes  $\lambda \leq 40$  ist, so steht nach den Versuchen zu erwarten, daß die Knickwiderstände in den beiden Hauptrichtungen  $x-x$  und  $y-y$  annähernd gleich groß und die in DIN 1074 angegebenen ermäßigten Knickspannungen  $\sigma_K$  tatsächlich erreicht werden.

c) Viergliedrige Stäbe.

Die Bauart der Stäbe ist aus Abb. 26 ersichtlich. Die Versuchsergebnisse sind in Tafel 4 zusammengestellt. Die bei den Versuchen 1 bis 3 erreichten Höchstlasten stimmen annähernd mit den Knicklasten der BH überein. Bei den Versuchen 4 bis 7 war das wirksame Trägheitsmoment kleiner als der Rechnungswert. Die Nachgiebigkeit der Queraussteifung nahm mit der Dicke der Beihölzer zu. Immerhin liegen die Höchstlasten bei den Versuchen 3 bis 8 erheblich über den Knicklasten des entsprechenden Vollstabes von gleicher Querschnittfläche.

Tafel 4. Druckversuche mit Stab 5<sup>5/8</sup>.

Versuch Nr.	Bauart nach Abb.	Knicklänge $s_K$ cm	Querschnitt $F$ cm <sup>2</sup>	Trägheitsmoment		Schlankheitsgrad $\lambda$ <sup>1)</sup>	Krümmung des Stabes unter $P=3000$ kg in Richtung		Höchstlast beim Versuch $P_K$ kg	$\sigma_K$ kg/cm <sup>2</sup>	Richtung, in der der Stab ausknickte
				$J_x$ cm <sup>4</sup>	$J_y$ cm <sup>4</sup>		$x$	$y$			
1	a	803,6	676	38 080	38 080	107	-1	-1	57 000	84	+ x
2	b	803,6	645	33 050	36 300	112	0	0	57 000	88	- y
3	c	803,6	615	31 520	31 250	112	-2	-1	47 750	78	- x
4	d	803,6	615	43 870	43 870	95	-3	+1	54 000	88	- x
5	e	803,6	615	58 790	59 370	82	0	0	76 000	124	+ x
6	f	803,6	615	99 400	99 400	63	0	+2,5	78 000	127	+ y
7	e	568,8	615	—	—	58	0	+1	98 000	159	+ y
8	e	263,1	615	—	—	27	—	—	149 500	243	—

<sup>1)</sup> Mit dem der Knickrichtung entsprechenden Trägheitsmoment errechnet.

d) Verleimte Stäbe.

Gegenüber der in der Praxis üblichen Verbindung der Einzelstäbe gegliederten Stützen mit Beihölzern und Schrauben sind durch Verleimung der Beihölzer höhere Knicklasten zu erzielen. Die Ergebnisse einiger von Prof. Graf mit geleimten Prüfstäben durchgeführten Versuche sind in Tafel 5 zusammengestellt<sup>2)</sup>.

Die Bauart der Prüfstäbe (aus gehobelten Hölzern hergestellt und mit Kasein verleimt) zu den Versuchen 1 bis 5 entspricht der Abb. 27. Der erste Prüfstab aus Einzelstäben von 10,4 cm Querschnittsbreite knickte in Richtung der  $y-y$ -Achse aus. Durch Abhobeln der Außenflächen wurde der Widerstand in Richtung  $x-x$  nach und nach so weit vermindert, bis ein Ausknicken in Richtung  $x-y$  beim Versuch 5 stattfand. In gleicher Weise wurde bei den Versuchen 6 bis 10 mit Prüfstäben der Bauart Abb. 28 verfahren. Bei der Prüfung sind die Stäbe durch Probieren so eingestellt worden, daß die Ausbiegungen bis nahe an die Höchstlast möglichst klein blieben; die Proben knickten dann in

<sup>2)</sup> Mit Erlaubnis von Prof. O. Graf aus Heft 319 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, „Druck- und Biegeversuche mit gegliederten Stäben aus Holz“, entnommen.

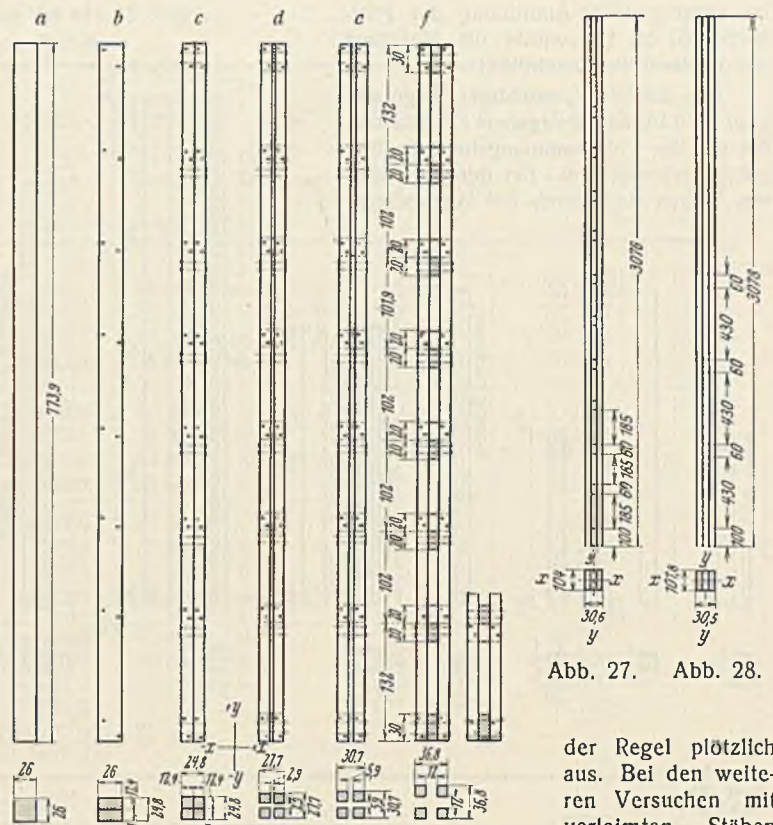


Abb. 26.  
Zu Tafel 4.

Abb. 27. Abb. 28.

der Regel plötzlich aus. Bei den weiteren Versuchen mit verleimten Stäben der Bauart Abb. 27 u. 28 wurde die Knicklänge durch Kürzung der langen Stäbe verändert.

Die Ergebnisse der Graf'schen Versuche sind in Abb. 29 eingetragen. Die erreichten Knickspannungswerte stimmen annähernd mit der  $\sigma_K$ -Linie der BH überein. Für ein Verhältnis  $\frac{J_y}{J_x} = \text{rd. } 1,3$  war der Knickwiderstand nach beiden Richtungen ungefähr

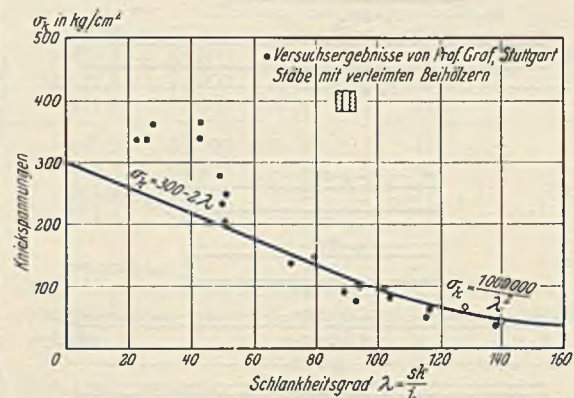


Abb. 29.

gleich groß. Bei Verleimung sind demnach bohlenartige Einzelstäbe zweckmäßig.

Tafel 5. Druckversuche mit verleimten Stäben.  
Geleimter Stab E.

Versuch Nr.	Bauart	Querschnitts-abmessungen		Anzahl der Beihölzer	Querschnitts-fläche ohne Beiholz $F$ cm <sup>2</sup>	Stab-länge $s$ cm	Knick-länge $s_K$ cm	Trägheits-momente		Schlank-heits-grad $\lambda$	Höchstlast Versuch		Knickrichtung	Knick-spannung nach BH kg	Bemerkungen
		$a$ cm	$b$ cm					$J_x$ cm <sup>4</sup>	$J_y$ cm <sup>4</sup>		$P_K$ kg	$\sigma_K$ kg/cm <sup>2</sup>			
1		11,08	10,4	13	83,2	307,6	326,1	1160	752	109	5900	71	y	Elastizitätsmodul des Holzes aus Biegeversuchen: $E = 98\ 000$ kg/cm <sup>2</sup>	
2		10,86	10,4	13	81,1	307,6	326,1	1084	731	—	5975	74	y		
3		10,40	10,4	13	75,9	307,6	326,1	949	684	—	—	—	y		
4		9,96	10,4	13	71,8	307,6	326,1	830	647	—	5900	82	y		
5		9,46	10,4	13	66,6	307,6	326,1	708	600	106	5600	84	xy		

Geleimter Stab F'.

1		11,09	10,18	7	81,8	307,8	326,5	1133	707	111	9200	112	y	Elastizitätsmodul des Holzes: $E = 138\ 500$ kg/cm <sup>2</sup>
2		11,09	10,18	7	81,8	307,8	326,5	1133	707	—	9600	117	y	
3		10,57	10,18	7	76,6	307,8	326,5	978	661	—	7990	104	y	
4		9,83	10,18	7	69,0	307,8	326,5	782	596	—	7375	107	x	

IV.

Die Ergebnisse der Knickversuche der DRG mit gegliederten Stäben sind in Abb. 30 veranschaulicht.

Zusammengefaßt ist das Ergebnis der an der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart bisher durchgeführten Knickversuche mit gegliederten Stäben folgendes:

Die mit Beihölzern verschraubten und verdübelten mehrteiligen Druckstäbe sind weit nachgiebiger, als die übliche Rechnung voraussetzt. Bei den mit Beihölzern und Schrauben zusammengebauten gegliederten Stäben darf mit einem vollkommenen Zusammenwirken der Querschnitte bei Druckbelastung nicht gerechnet werden. Die Knicklasten der geometrisch zentrisch in die Prüfmaschine eingebauten gegliederten Stäbe liegen unter den Rechnungswerten der B.H. Das wirksame Trägheitsmoment der Stäbe ist stark veränderlich. Der Widerstand der Queraussteifung ist nicht nur von den Abmessungen der Zwischenhölzer und der Anzahl der Verbindungs-schrauben, sondern auch von Zufälligkeiten des Zustandes der Schraubenverbindung (Vorspannung) abhängig. Die Einzelstäbe zweiteiliger Druckglieder sind tunlichst aus Vollstäben mit quadratischem Querschnitt zu schneiden. Für zweiteilige Druckstäbe, bei denen die Gesamtdicke der Einzelstäbe  $a = 2d = b$ , die freie Knicklänge des Einzelstabes (Abstand der inneren Verbindungsschrauben)  $s_K \leq 12d$ , oder der Schlankheitsgrad  $\lambda \leq 40$  ist und die Einzelstäbe durch Beihölzer und Schrauben verbunden sind, gilt die ermäßigte  $\sigma'_K$ -Knickspannungslinie der DIN 1074.

Erheblich steifer und mit steigender Beanspruchung nicht nachgiebiger werdend, sind die gelemten Druckglieder. Die mit Beihölzern gelemten Stützen dürfen hinsichtlich des Knickwiderstandes wie Vollstützen behandelt werden, wenn  $J_y \geq 1,3 J_x$  ist.

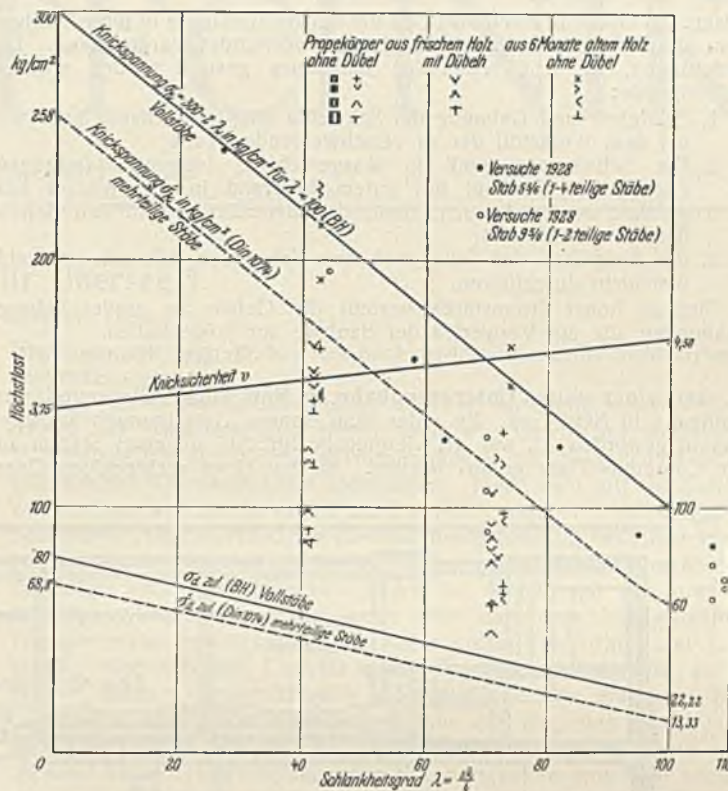


Abb. 30.

Vermischtes.

**Ausführung von Schweißnähten an Stahlbauten.**<sup>1)</sup> Zu dem unter dieser Bezeichnung in der Bautechn. 1932, Heft 35, S. 454, veröffentlichten Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft vom 25. Juli 1932 ist folgendes erläuternd zu bemerken:

Nach den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten<sup>2)</sup> (DIN 4100, § 9, Abs. 5, „Ausführung von Schweißnähten“) ist vorgeschrieben, daß „der Schweißstoff mit dem Werkstoff auch im Scheitel der Naht gut gebunden haben muß“. Um diese wichtige Vorschrift einzuhalten, wird dem Schweißer immer wieder eingehämmert, darauf bedacht zu sein, mit dem Einbrand bis in die Ecke der Kehlnähte (Wurzel) vorzudringen. Ist der Schweißdraht, wie in Abb. 1 angegeben, zu dick, so ist die Folge, daß der Schweißer in dem Bestreben, bis in die Wurzel zu gelangen, mit der Schweißung in den bestehenden Werkstoff der zu-

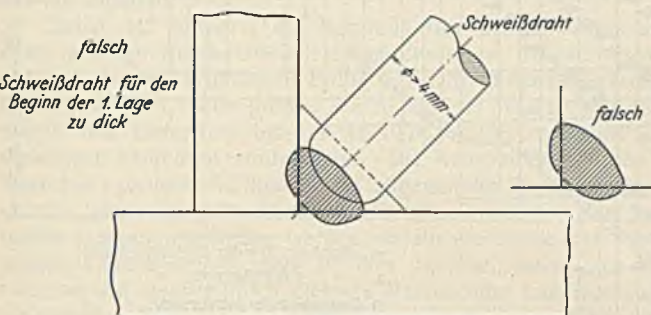


Abb. 1.

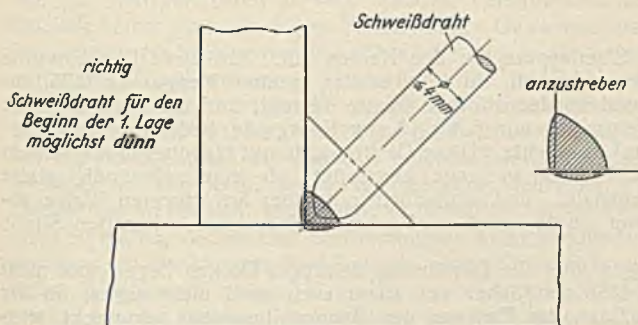


Abb. 2.

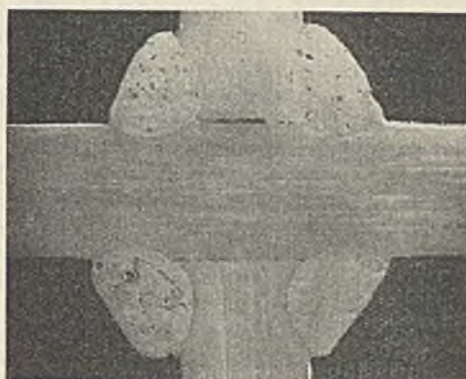


Abb. 3.

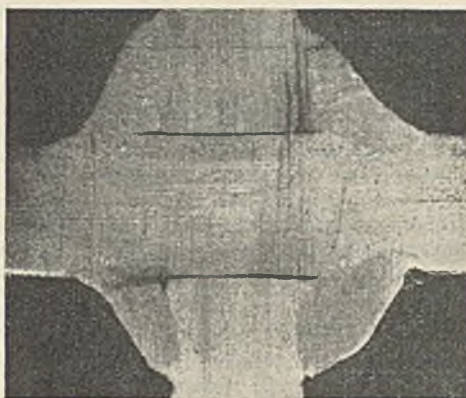


Abb. 4.

sammenzuschweißenden Teile viel zu tief eindringt. Leichter läßt sich dies erreichen, wenn grundsätzlich mit dünnen Schweißdrähten von 3 bis 4 mm Dicke begonnen wird (Abb. 2). Es ist also anzustreben, daß von dem bestehenden Werkstoff möglichst wenig weggenommen wird, und es genügt vollständig, wenn die Schweißung nur wenig eingebrannt ist (Abb. 2). Abb. 3 stellt eine Makro-Ätzung einer Kehlschweißung, ausgeführt mit einem 4 mm dicken blanken Schweißdraht, dar. Der Einbrand in den Ecken ist ausreichend, allein der Einbrand in den Seitenflächen ist zu stark. Auch weisen einzelne Schweißnähte starke Poren auf. Abb. 4 zeigt die Makro-Ätzung einer Kehlschweißung, ausgeführt mit einem 4 mm dicken umhüllten Schweißdraht. Der Einbrand in der Wurzel ist ungenügend, der seitliche Einbrand zum Teil übermäßig groß. Sehr ungünstig ist wegen der Kerbwirkung die einspringende Ecke rechts unten, die äußerlich wegen der Verdeckung durch Schlacke nicht gut sichtbar ist. Man erkennt aus Abb. 3 u. 4, daß man in den zu verschweißenden Teilen eine sehr ungünstige Querschnittschwächung hervorruft, wenn der Einbrand seitlich zu tief und nicht gut ausgeführt wird. Eine solche Ausführung ist besonders ungünstig bei dynamisch beanspruchten Bauteilen. Es sollte also bei dickeren Schweißnähten grundsätzlich mit dünneren Schweißdrähten vorgeschweißt werden. Dabei wird am ehesten erreicht, daß der Schweißstoff mit dem Werkstoff auch im Scheitel der Naht gut bindet. Um aber die Schweißarbeiten nicht unnötig zu verteuern, sind in dem Rundschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft bestimmte Grenzmaße angegeben worden, bis zu denen in einem Arbeitsgang geschweißt werden kann (s. S. 454).

Der Schlußabsatz des Rundschreibens soll der Weiterentwicklung der Schweißdrähte Rechnung tragen.

Die neuerdings im Kesselbau anscheinend mit großem Vorteil verwendete Pintsch-Elektrode soll neben einer ebenso hohen Festigkeit wie der des Ursprungswerkstoffes besonders günstige Dehnungswerte der Schweißnähte auf-

<sup>1)</sup> Vgl. Bautechn. 1932, Heft 33, S. 428. IV. Teilbericht über den Kongreß der Internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau in Paris, Punkt 3.

<sup>2)</sup> Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn; vgl. auch Kommerell, Erläuterungen zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, 3. Aufl. Berlin 1931, Wilh. Ernst & Sohn.

weisen. Es erscheint zweifelhaft, ob die Pintsch-Elektrode in ihrer heutigen Form ohne weiteres auch bei Stahlbauten verwendet werden kann. Die Forderungen, die von seiten des Stahlbaues gestellt werden müßten, sind folgende:

1. Festigkeit und Dehnung der Schweißung möglichst ebenso hoch wie bei dem Werkstoff der zu verschweißenden Teile;
2. Die Schweißung muß in waagerechten, lotrechten (schrägen) Fugen und überkopf mit gutem Einbrand in der Wurzel ausgeführt werden können, ohne daß der Einbrand in den Seitenflächen zu tief wird;
3. Ein Ausglühen der Teile nach dem Schweißen läßt sich im Stahlbau nicht durchführen.

Bei zu hoher Stromstärke besteht die Gefahr zu großer Wärmespannungen, die ein Verwerfen der Bauteile zur Folge haben.

Dr.-Ing. Kommereil.

**Bau einer neuen Untergrundbahn in New York.** Die erste Untergrundbahn in New York, die unter dem Namen „Interborough Subway“ bekannt geworden ist, war als viergleisige Strecke mit einer Station auf dem Columbus-Platz erbaut worden. Sie hat einen rechteckigen Quer-

eine Straßendecke aus Beton hat. Als Beispiel sei hier nach Eng. News-Rec. 1932 vom 10. März die Herstellung einer Straßendecke mit einer Einlage aus Baumwollgewebe im Staate Texas, ausgeführt von der staatlichen Straßenbauverwaltung, beschrieben.

Die Straße wurde zunächst mit einer 25 cm dicken Schicht Klarschlag bedeckt, die sorgfältig abgeglichen und so abgewalzt wurde, daß der beabsichtigte Straßenquerschnitt entstand. Sodann ließ man den Verkehr einen Monat lang über die Straße gehen, um die Klarschlagschicht weiter zu verdichten. Während dieser Zeit wurde dauernd an der Straße gearbeitet, indem lose Teile mit einer Straßenkehrmaschine und dann noch verbleibende Rückstände mit Handbesen beiseitegeschafft wurden. Schlaglöcher wurden mit Asphalt als Bindemittel ausgefüllt. Auf die Herstellung einer sauberen und glatten Oberfläche wurde besonderer Wert gelegt, und nachdem dieses Ziel erreicht war, wurde die erste Tränkung mit Teer vorgenommen. Der Teer war auf 60° erhitzt; auf 1 m<sup>2</sup> kamen 4,5 l Teer. Bei einer Teilstrecke wurde auch als Versuch eine Asphalt-schicht aufgebracht, die augenscheinlich den Vorzug hat, daß das Gewebe auf ihr fester klebt. Man ließ den Teer 17 Stunden einziehen und abkühlen und legte dann das Baumwollgewebe, von dem 1 m<sup>2</sup> etwa 100 g wiegt und das in etwa 80 cm Breite geliefert wurde, in Längsbahnen mit

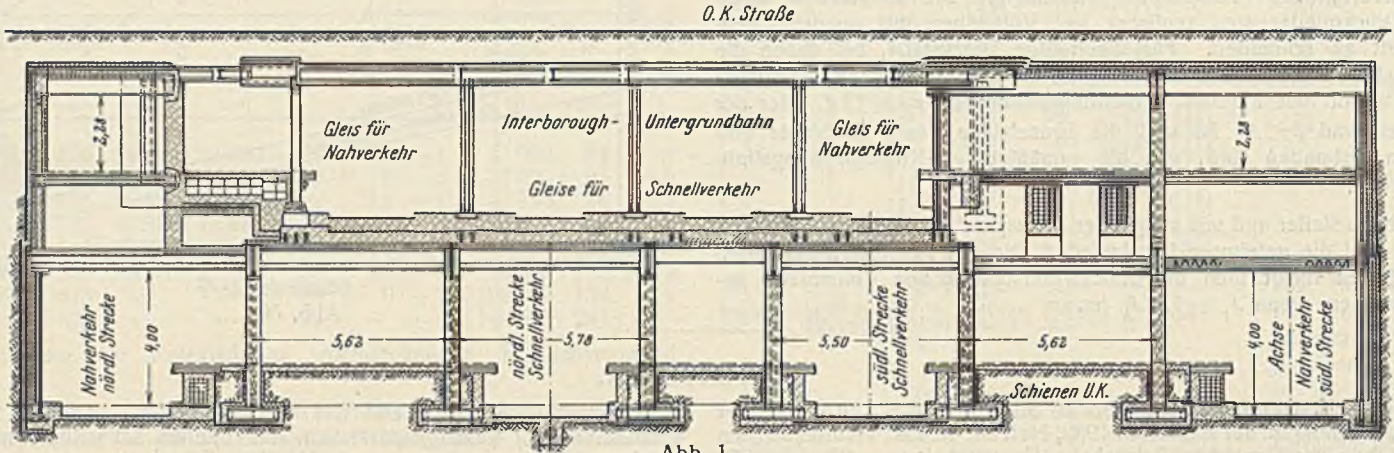


Abb. 1.

schnitt von 17 bis 21,6 m Breite und 4,85 m Höhe. Wände und Decken bestehen aus Beton mit eingebetteten Pfosten und Trägern, deren letztere im mittleren Teil durch zwischen den Gleisen angeordneten Stahlsäulen mit Unterzügen dreimal unterstützt sind. Die Deckenträger liegen im Abstände von 1,52 m. Auf den Bahnsteigen sind besondere Unterstützungen aus je einer Reihe von gußeisernen Säulen eingefügt. Die Sohle besteht aus einer dicken, im Fels eingebetteten, nicht bewehrten Betonschicht.

Nach einem Bericht in Engng. 1932, Bd. 133, Nr. 3464, S. 647, ist unter dieser alten Linie hindurch, auf dem Columbus-Platz, eine neue, viergleisige, mit Insel- und Seitenbahnhöfen für Fern- und Nahverkehr ausgerüstete Linie kürzlich hindurchgeführt worden (Abb. 1).

Der erforderliche Felsaushub erstreckte sich über eine Breite von 67 m und eine Höchsttiefe von 12,2 m. Die beiden Untergrundstrecken kreuzen sich unter einem Winkel von etwa 40° derart, daß zwischen der OK der unteren und der UK der oberen Strecke nur ein Zwischenraum von 15 bis 30 cm vorhanden ist. Die von der Streckenkreuzungskonstruktion zu tragende Verkehrslast ist wegen des sehr starken Verkehrs auf dem Columbus-Platz erheblich. Außerdem ist hier als ständige Last ein Teil des Gewichtes des Columbus-Denkmal's von dem Kreuzungsbau zu tragen (Abb. 2).

Während in Abb. 1 ein Querschnitt der beiden übereinander liegenden Bahnen dargestellt ist, läßt Abb. 2 die Säulenstellung und Feldereinteilung erkennen. Besonders schwierig gestaltete sich die Abfangung des Denkmal's, die mittels behelfmäßiger Beton- und Stahlsäulen durchgeführt werden mußte.

Die aus Engng. entnommenen Ausführungen gehören zu einer Reihe von Einzelberichten über Untergrundbahnbauten in New York. Über den gleichen Gegenstand bringt auch Eng. News-Rec. eine größere Folge von Aufsätzen.

**Baumwollgewebe in der Straßendecke.** In den V. St. A. hat man neuerdings wiederholt in bituminöse oder Teerstraßendecken eine Lage eines Baumwollgewebes, eine Art Rupfen, eingelegt, die dieser Decke größere Festigkeit verleihen soll. Man hatte dabei wahrscheinlich eine ähnliche Wirkung im Auge, wie sie das Einlegen eines Drahtgewebes in

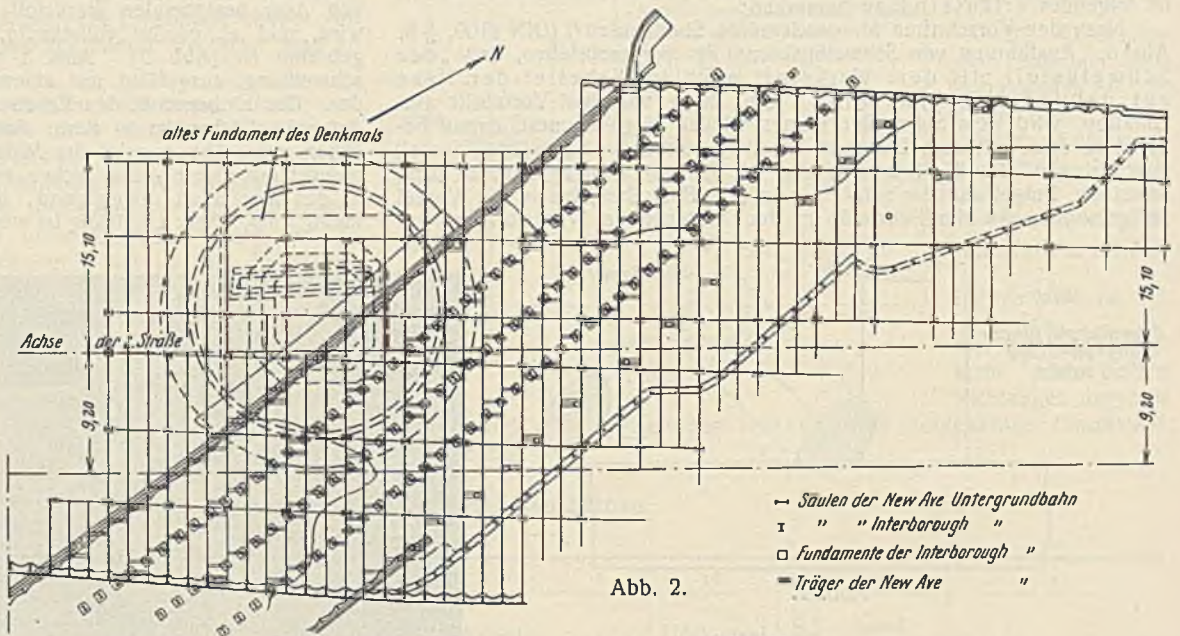


Abb. 2.

etwa 6,5 cm Überlappung an den Kanten auf. Auf diese Decke wurde ein dünnflüssiger Asphalt, auf 120° erhitzt, in einer Menge von 2,25 l/m<sup>2</sup> aufgebracht und in der üblichen Weise verteilt, und endlich wurde die Straße mit Feinschlag von 6 bis 18 mm Korngröße bedeckt, wobei 1 m<sup>3</sup> etwa für 43 m<sup>2</sup> ausreichte. Diese Decke wurde mit Handbesen und einem mechanischen Kratzer so lange bearbeitet, bis eine vollständig glatte Oberfläche entstand, und schließlich mit einer 5 t schweren Walze abgewalzt. Dann wurde sofort der Verkehr auf der neu befestigten Straße zugelassen.

Erfahrungen über die Bewährung derartiger Decken liegen noch nicht vor, und es läßt sich daher vor allem auch noch nicht sagen, ob der Mehraufwand, den das Einlegen des Baumwollgewebes verursacht, wirtschaftlich gerechtfertigt ist.

Wkk.

**INHALT:** Die Grazer Brücke über die Mur in Bruck. — Die neuen Abwasserhebewerke der Stadt Breslau. (Schluß.) — Druckversuche mit vollen und gegliederten Holzstäben. (Schluß.) — Vermischtes: Ausführung von Schweißnähten an Stahlbauten. — Bau einer neuen Untergrundbahn in New York. — Baumwollgewebe in der Straßendecke.

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