

MÜLLER-BRESLAUS KNICKVERSUCHE MIT RAHMENSTÄBEN.

Von Prof. Dr.-Ing. Petermann, Charlottenburg.

Nach der Veröffentlichung seiner grundlegenden Arbeit „Über exzentrisch gedrückte Stäbe und über Knickfestigkeit“ im Eisenbau 1911 und nach Aufstellung der Maschinenanlage begann Müller-Breslau Anfang 1913 in der ihm unterstellten Versuchsanstalt für Statik der Baukonstruktionen an der Technischen Hochschule zu Berlin mit der Ausführung von Knickversuchen mit gegliederten Stäben. Die ersten vor dem Kriege und die wenigen während des Krieges ausgeführten Versuche, bei denen die Stäbe fast durchweg vor dem eigentlichen Knickversuche einer ein- oder mehrmaligen einseitigen Belastung unterworfen wurden, betrachtete er als Vorversuche, deren Ergebnisse er nicht im Zusammenhange zu veröffentlichen gedachte. Dagegen hatte er die Veröffentlichung der nach dem Kriege ausgeführten Versuche mit Rahmenstäben teilweise schon vorbereitet, als ihn der Tod aus fruchtbarster Arbeit hinwegriß. Über diese Versuche soll im folgenden kurz berichtet werden.

I. Die Maschinenanlage.

Die Anlage¹⁾ besteht aus einer hydraulischen Presse, einer elektrisch angetriebenen Dreikolbenpumpe, einem Gewichtsakkumulator, der in der Druckleitung einen Druck von 400 at erzeugt, und den erforderlichen Steuerein-

Eine stehende Maschine wählte Müller-Breslau trotz der damit verbundenen erhöhten Schwierigkeit der Versuchsausführung, um den Einfluß des Eigengewichts der Versuchsstäbe auf den Knickvorgang von vornherein vollständig aufzuheben, was in einer liegenden Maschine selbst durch besondere Maßnahmen nicht vollkommen zu erreichen ist. Ausschaltung aller störenden Einflüsse und vollkommene Erfüllung der statischen Voraussetzungen innerhalb der praktisch möglichen Grenzen war ihm erste Bedingung. Aus diesem Grunde entschied er sich auch trotz der zu erwartenden großen Kräfte für Schneidengeräte, weil damit die Möglichkeit einer genaueren achsrechten Belastung gegeben ist, als bei Lagerung auf einer Kugelfläche, und Einspannungsmomente mit Sicherheit ausgeschlossen sind oder wenigstens auf das überhaupt erreichbare unschädliche Mindestmaß beschränkt bleiben. Zudem kam es ihm nur darauf an, das Verhalten gegliederter Stäbe beim Knicken um die „freie“ Querschnittsachse zu untersuchen; auf die Möglichkeit eines allseitigen Ausknickens brauchte also bei der Wahl der Lagerung nicht Rücksicht genommen zu werden.

Die mit der Maschine gelieferten Druckplatten bestanden — abgesehen davon, daß bei der unteren die Pfanne, bei der oberen die Schneide eingesetzt war — aus einem Stück. Es war daher nur eine Einstellung der Plattenoberfläche durch Drehung um die Schneide möglich. Schon bei den ersten Versuchen stellte sich nun heraus, daß bei der Herstellung der Stäbe eine zu einander parallele und zur Stabachse senkrechte Lage der Fußplatten oder der Endflächen der Stäbe nicht mit genügender Genauigkeit zu erreichen war; es war also in Rich-

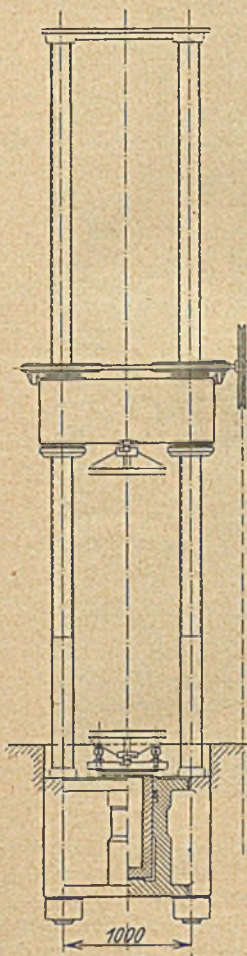


Abb. 1. Knickpresse.

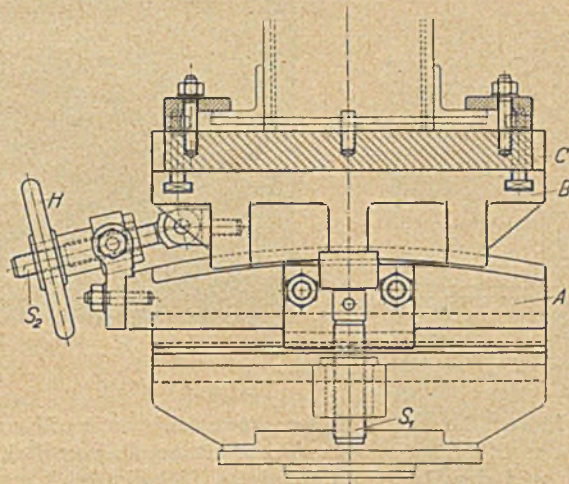
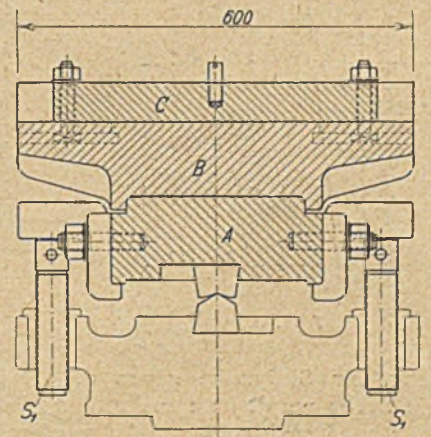


Abb. 2. Druckplatte.



richtungen. Die Kraftmessung geschieht durch Manometer. Die größte erreichbare Druckkraft beträgt 500 t.

Die Presse ist (s. Abb. 1) stehend angeordnet; mit dem Zylinder, in dem der Tauchkolben durch Ledermanschette gedichtet ist, sind vier Spindeln verbunden, die das lotrecht verstellbare Querhaupt tragen, an dem die obere Druckplatte hängt, während die untere auf dem Kolben ruht. Beide Druckplatten sind in Schneiden gelagert; die größte Knicklänge, zwischen den Schneiden gemessen, beträgt 5 m.

tung der Schneiden kein vollkommenes Anliegen an die Druckplatten und damit keine gleichmäßige Spannungsverteilung in dieser Richtung vorhanden. Um diesem Übelstande abzuhelfen, wurden zunächst Keile aus einer harten Bleilegierung verwendet, die für jeden Stab nach Stichmaß in einer verstellbaren Form gegossen und zwischen Stab und Druckplatten eingelegt wurden. Das konnte aber nur als Notbehelf gelten, und so wurden denn noch Ende 1913 neue Druckplatten nach einem Vorschlage des Verfassers beschafft, deren Oberfläche in jede beliebige schwach geneigte Ebene eingestellt werden konnte. Sie bestanden hauptsächlich aus zwei Teilen A und B (s. Abb. 2),

¹⁾ Geliefert von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg.

die sich in einer Zylinderfläche von 3000 mm Halbmesser berührten, deren Achse im Grundriß senkrecht zur Schneidenachse lag, so daß eine Drehung des Plattenoberteils um diese Achse durch Verschieben längs der Zylinderfläche möglich war. Diese Bewegung wurde durch Handrad H und Spindel S_2 bewirkt, und damit war die Möglichkeit gegeben, die Druckplattenoberfläche in jede beliebige gegen die Wagerechte schwach geneigte Ebene einzustellen, so daß ein gleichmäßiges Anliegen der Stabenden und eine gleichmäßige Spannungsverteilung auch in der Schneidenrichtung zu erwarten war. Die Anordnung dieser Zylinderfläche hatte gegenüber den anderen Möglichkeiten, das gewünschte Ziel zu erreichen, den Vorzug, daß die gesamte Plattenhöhe niedrig gehalten werden konnte und damit das durch die Druckplatte gebildete starre Stabende möglichst kurz wurde.

Teil C der Druckplatte diente nur zur Schonung von Teil B, um diesen nach etwaigen bleibenden örtlichen Formänderungen nicht durch Abschleifen schwächen zu müssen. Er wurde später weggelassen, da sich diese Vorsicht als unnötig erwies und auch die Stege der Versuchsstäbe zur Verringerung des spezifischen Druckes durch Blechauflagen an den Enden verstärkt wurden. Teil B wurde später noch durch einen anderen von kleineren Abmessungen ersetzt, womit die gesamte Druckplattenhöhe auf 210 mm herabgemindert wurde.

II. Ausbildung der Stabenden und Einbau der Stäbe.

Während die ersten Stäbe wie Stützen oben und unten mit Fußplatten versehen waren, wurde diese Ausbildungsart zur Zeit der Beschaffung der neuen Druckplatten verlassen. Es war keine Gewähr dafür gegeben, daß diese Fußplatten an den Endflächen der Stabgurte voll anlagen, auch waren sie ohne

sorgfältige Bearbeitung nicht als eben anzusehen. Es war daher zu befürchten, daß ihre Formänderungen den Versuch ungünstig beeinflussen konnten und daß eine geringe Bewegung bis zum vollen Anliegen an die Gurtendflächen zu einer Verschie-

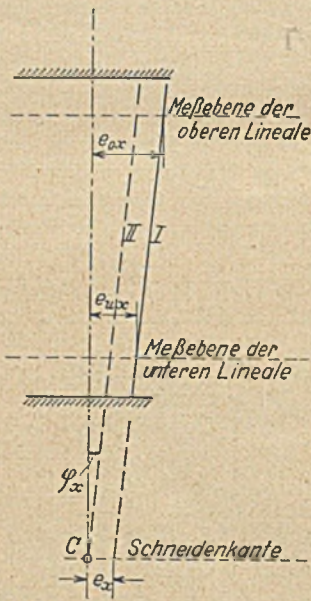


Abb. 3.

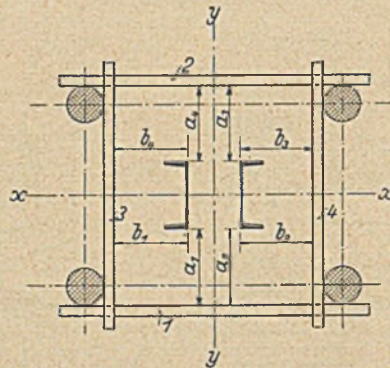


Abb. 4.

bung der Stabachse gegen die Kraftachse führen konnte. Die Stäbe wurden nunmehr ohne Fußplatten ausgeführt, die Stabenden senkrecht zur Achse abgeschnitten, und der Endquerschnitt, d. h. der Querschnitt der Stabgurte, der Endbindebleche und der etwaigen Verstärkungsbleche der Stege sauber nach einer Richtplatte geschabt, so daß also nun die Stabenden ohne das störende Zwischenglied einer Fußplatte die Druckplatte unmittelbar und voll berührten. Die an den Stabenden auf die Stege genieteten kurzen Winkelisen (s. Abb. 6—15 in der nächsten Fortsetzung, Heft 52) dienen als Auflager für die Klemmplatten, mit denen die Stäbe zur Sicherung gegen Verschiebungen nach dem achsrechten Einbau gegen die Druckplatten geklemmt wurden. Nach der Bearbeitung der Endflächen wurden die Stäbe aufgemessen, insbesondere wurden Abweichungen der Stabachse von der Geraden festgestellt, die immer vorhanden waren (s. Tafel 1, Spalte 16).

Nach Einbau der neuen Druckplatten ließ sich das bisherige Verfahren des Einrichtens, des achsrechten Einstellens der Stäbe, das darin bestanden hatte, am Stabe angebrachte Marken mit festen Achsrissen auf den Druckplatten zur Deckung zu bringen, nicht mehr anwenden, da bei der Zweiteilung der Druckplatten der Teil mit der konkaven Zylinderfläche seine Lage im Grundriß je nach Neigung der Stabendfläche veränderte. Es wurde daher folgendermaßen verfahren:

Nachdem zunächst die parallele Lage der Schneiden — die untere kann jeder Drehung des Kolbens um die lotrechte Achse folgen — geprüft und die untere Schneide in ihrer Lage festgestellt war, wurde der Stab ungefähr achsrecht auf die

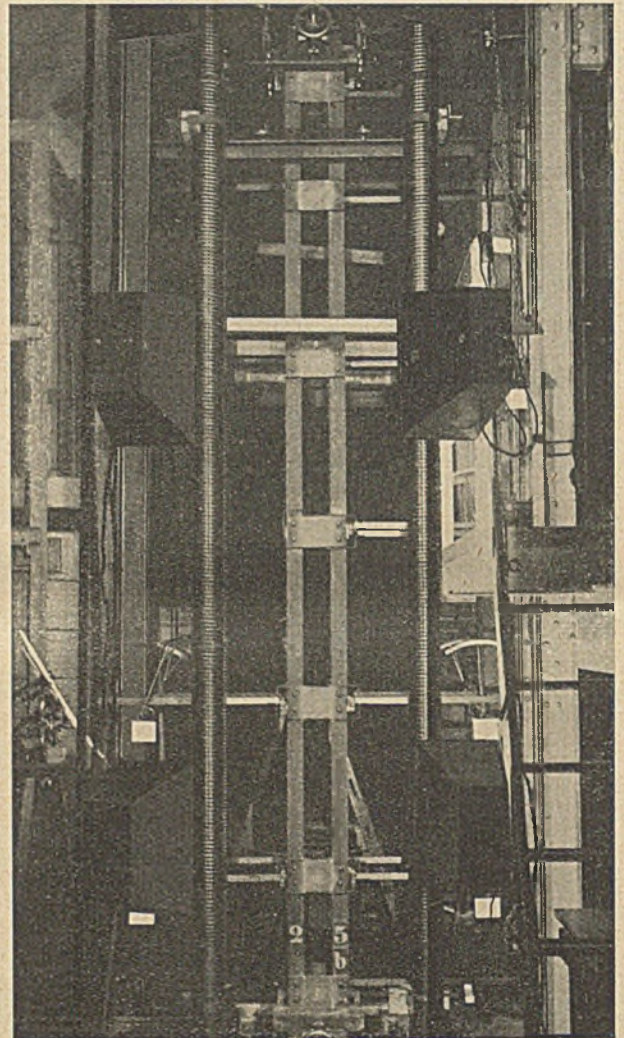


Abb. 5.

wagrecht gestellte untere Druckplatte gesetzt (Lage I in Abb. 3.) Das obere Stabende war frei, zwischen ihm und der oberen Druckplatte blieb ein Spielraum von 10—20 mm. Dann wurden in der Nähe beider Stabenden (s. Abb. 3 u. 4) je zwei eiserne Lineale 1 und 2 an die Spindeln der Maschine geklemmt, und von ihnen aus die Maße a_1 bis a_4 genommen; darauf ein drittes Lineal in die Lagen 3 und 4 gebracht — in 4 unter Parallelverschiebung und Drehung um 180° um seine Längsachse, um jeden Fehler, der infolge einer Abweichung von der Geraden auftreten könnte, zu vermeiden — und von ihm aus die Maße b_1 bis b_4 genommen. Aus ihnen ergaben sich für die beiden lotrechten Symmetrieebenen der Maschine die Abweichungen e_{ux} , e_{uy} und e_{ox} , e_{oy} der Stabachse von der Maschinenachse, aus denen die Maße e_x , e_y und ϕ_x , ϕ_y für die notwendige Änderung der Stablage errechnet wurden. Eine sehr geringe Abweichung der Schneiden von der genauen Mittenlage wurde dabei

berücksichtigt. Aus Abb. 3, die eine Projektion auf die Ebene $x-x$ darstellt, und in der der Punkt C der Schneidkante entspricht, ist ohne weiteres zu ersehen, daß der Stab aus der ursprünglichen Lage I um e_x in die Lage II zu verschieben war, was mit Hilfe von seitlich angesetzten kleinen Schraubenspindeln geschah, und daß er um φ_x gedreht werden mußte bis zur Deckung mit der Maschinenachse. Diese Drehung wurde durch die Spindeln S_1 (Abb. 2) bewirkt. Beim Einstellen in der Ebene $y-y$ war das Verfahren dasselbe, nur war hier die Achse für die Drehung um φ_y die Achse der Zylinderfläche, in der die beiden Druckplattenteile sich berühren; diese Drehung geschah durch Verschieben des konkaven Plattenteiles längs der Zylinderfläche und wurde mit Handrad H und Spindel S_2 (Abb. 2) bewirkt. Da die Einstellung nie beim ersten Male in der wünschenswerten Genauigkeit gelang, wurde das Verfahren wiederholt, bis eine Verringerung der Abweichungen nicht mehr zu erwarten war. Gleichzeitig wurde dabei eine Drehung um die Stabachse ausgeführt, um die „freie“ Querschnittsachse in die Schneidebene zu bringen, auch wurde bei den späteren Versuchen eine Abweichung der Stabachse von der Geraden in der Weise berücksichtigt, daß der Stab mit entsprechenden Endhebeln eingerichtet wurde. Dann wurde die obere Druckplatte parallel zur oberen Stabendfläche durch Drehen der oberen Spindeln S_1 und S_2 (Handrad) eingestellt, das Querhaupt heruntergefahren und die Stabenden mit Hilfe von Klemmplatten an die Druckplatten geklemmt.

Während des Einrichtens saß der Kolben im Zylinder unten auf. Um zu verhindern, daß während der ersten Laststufen der Druck nur auf einen Teil der Kolbenfläche wirkte, wurde nun

nach Lösen der Gehänge der oberen Druckplatte das Querhaupt um ein geringes Maß hochgefahren, wobei der Stab sich nach links neigte unter gleichzeitigem Gleiten der oberen Schneide an den Flanken der Pfanne; dann wurde der Zylinder mit Stab nachgefahren, bis die obere Schneide wieder fest in der Pfanne lag, und unter geringen Druck gesetzt. Nun wurden die Apparate zur Messung der wagerechten Verschiebungen möglichst aller Knotenpunkte — es wurden Bauschingersche Rollenapparate verwendet — angebracht, und die Übertragungsstäbe wagerecht eingestellt. Da die Maschine geringe Bewegungen im Raum machte, wurden ferner die wagerechten Bewegungen der Schneiden gemessen, bei der unteren Schneide auch die lotrechte Bewegung zur Berichtigung der wagerechten Verschiebungsmessungen, da für diese infolge des beschränkten Raumes zum Teil ziemlich kurze Übertragungsstäbe verwendet werden mußten. An mehreren Knoten wurden die Rollenapparate paarweise an Traversen angesetzt, um Verdrehungen messen zu können, die bei den Rahmenstäben aber gering waren.

Ferner wurden in Stabmitte, in der Regel nur an einer Gurtung, die Spannungen an beiden Flanschenden des \square -Eisens mit Martensschen Spiegelapparaten bei einer Meßlänge von 50 mm gemessen, um die Spannungsverteilung in der Schneidrichtung zu prüfen. Abb. 5 zeigt Stab 25b in der Maschine mit den Meßapparaten.

Nach dem Versuche wurden von jedem Stabe aus den am wenigsten verformten Teilen sechs Proben herausgeschnitten und in einer 25 t-Zerreißmaschine Martensscher Bauart geprüft (s. Tafel 3), wobei Proportionalitäts-, Streck- und Bruchgrenze und der Elastizitätsmodul festgestellt wurden.

(Fortsetzung folgt.)

GEWINNUNG VON 500000 t GRANIT DURCH FLÜSSIGE LUFT.

Von Ing. H. Grunow, Berlin-Lichterfelde.

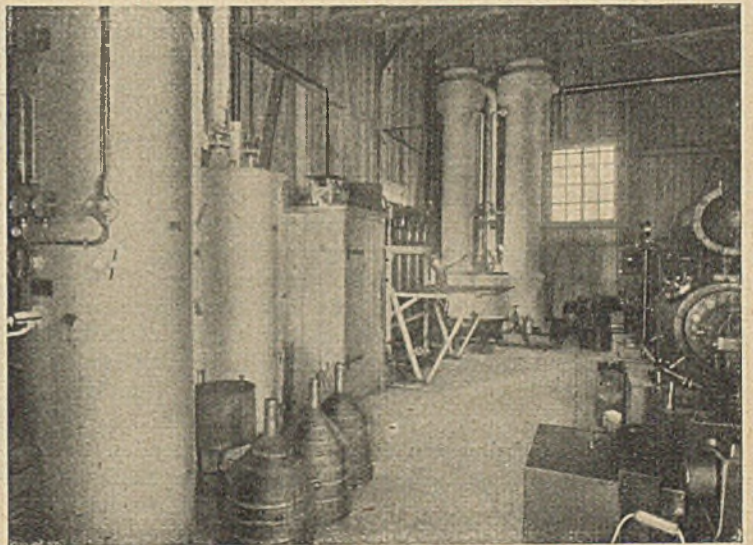
Nachstehende Ausführungen berichten über einen Sprenggroßbetrieb, bei welchem 500 000 t Granit gleich 33 333 Güterwagen je 15 t oder 740 Güterzüge je 90 Achsen in zweijähriger Betriebsdauer mit dem Flüssigluf Sprengstoff „Sprengluft“ hereingewonnen wurden.

Der bauliche Teil aller Wasserkraftanlagen gliedert sich bekanntlich in die Bauanlagen zur Fassung der Wassermassen, in den Transport in den Werkrinnen, Zusammenfassung in der Kraftstation. Diese Arbeiten erfordern große Bodenverschiebungen und Felssprengarbeiten, die unter den Baukosten der gesamten Anlage einen wesentlichen Teil ausmachen. Die Kosten hierfür lassen sich oft durch besondere Verfahren verbilligen und die Bauarbeiten selbst gleichzeitig beschleunigen. Zu einem dieser Verfahren gehört zweifellos das Schießen mittels flüssiger Luft oder kurz „Sprengluftverfahren“ genannt.

Die Siemens-Bauunion G. m. b. H. Berlin, erhielt im Frühjahr 1922 vom Badenwerk in Karlsruhe den Auftrag für den gesamten 2. Ausbau des Murgkraftwerkes mit seinen Baustellen Sperre, Stollen, Rohrbahn und Steinbruch. Man plante, die gesamte Sprengarbeit, welche bisher mit Sprengmitteln wie Schwarzpulver, Ammonsalpeter und Dynamit ausgeführt wurde, mit Sprengluft durchzuführen. Es soll an dieser Stelle vermieden werden, näher auf die geschichtlichen Daten sowie Herstellung des Sprengluftverfahrens einzugehen, über die das Buch Lisse „Das Sprengluftverfahren“, Verlag Julius Springer, Berlin, sowie in der Fußnote¹⁾ aufgeführte Literatur eingehend berichten.

¹⁾ „Das gegenwärtige Sprengluftverfahren in Deutschland“, Stettbacher Zeitschrift für das gesamte Schieß- und Sprengstoffwesen, Verlag O. J. Lehmann, München 1924, Heft 9. — Richard Pabst, „Flüssiger Sauerstoff und seine Verwendung als Sprengstoff im Bergbau“, Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin 1917. — Gropp und Kundt, „Technische und wirtschaftliche Erfahrungen beim Schießen mit flüssigem Sauerstoff auf Kalisalzbergwerken“, Verlag von

Im August 1922 wurde eine Sprengluftanlage mit einer Stundenleistung von 28 kg flüssigem Sauerstoff (spez. Gew. 1,14) in Betrieb genommen. Die Anlage fand ihre Aufstellung unweit des Raumünzachstollens, um von hieraus den Stollen



Sprengluftherzeugungsanlage II. Tagesleistung 600 kg fl. O₂. Verflüssiger, Vorkühler, Trockenflaschen, Kohlensäureabscheider, Hochdruckluftkompressor.

Wilhelm Knapp, Halle (Saale) 1920. — Beysen, Berlin, „Wie wird die Wirtschaftlichkeit der Schießarbeit mit Sprengluftpatronen beeinflusst gegenüber handfertigen Sprengstoffen auf Kaligruben“, Sonderdruck aus der „Kali“-Zeitschrift für Gewinnung, Verarbeitung und Verwertung der Kalisalze, 20. Jahrgang, 1926, Heft 7, 8, 9 und 12. — Stephan, „Sprengluft im oberschlesischen Bergbau“, Zeitschrift Kohle und Erz 1926, Nr. 14/15.

sowie die Sperre mit Sprengluft leicht versehen zu können. Da sich die Anlage gut bewährte, aber mit zunehmender Einstellung des ganzen Betriebes auf das Sprengluftverfahren trotz Vollausnutzung nicht ausreichte, entschloß man sich, eine zweite, gleichgroße Anlage im Steinbruch Schneidersköpfe in Betrieb zu nehmen, so daß täglich eine Menge von 1200 kg flüssiger Luft erzeugt werden konnte. Diese Menge gestattete etwa 1000 kg handfertige Sprengstoffe zu ersetzen. Beide Anlagen arbeiteten völlig einwandfrei ohne größere Betriebsstörungen, und erzeugten in zweijähriger Betriebszeit ca. 500000 kg flüssigen Sauerstoff mit einer Reinheit von ca. 95%.

Auf sämtlichen Baustellen waren umfangreiche Sprengarbeiten im harten Schwarzwaldgranit vorzunehmen. Durch die mannigfaltigen Sprengarbeiten war der Sprengluftschießarbeit ein dankbares Wirkungsgebiet erschlossen, welches als ein vorzügliches Prüffeld für das Verfahren anzusehen war. Bei diesen Arbeiten hat sich erwiesen, daß das Sprengluftverfahren sich mit den plastischen, bisher zu diesen Arbeiten verwendeten Sprengstoffen messen und dieselben völlig zu ersetzen imstande ist, deren Wirtschaftlichkeit aber übertrifft.

Zunächst kamen umfangreiche Sprengarbeiten in der Baugrube in Frage, nachdem mittels Löffelbaggern das Erdmaterial fortgeschafft und die Gründungsarbeiten für die Sperrmauer vorgenommen waren. Es war hierbei bis auf einwandfreien, klingenden Fels vorzustößen, wobei teilweise eine Tiefe bis 10 m erreicht wurde. Die hierbei vorgenommenen Sprengarbeiten ließen erkennen, daß, wie eingangs erwähnt, sich der Flüssiglugsprengstoff den plastischen Sprengstoffen gegenüber in mancher Beziehung überlegen zeigte. Als besonders wertvoll erwies sich die Sprengluft als Einheitsprengstoff, dessen Abstufung nach den erforderlichen Brisanzwerten nur von der Zusammensetzung der Patrone abhängt. Die Hauptkomponente, der flüssige Sauerstoff, bleibt bekanntlich in allen Fällen derselbe, sein Gewichtsanteil in der Oxyliquitpatrone beträgt stets etwa 75%, während der Kohlenstoffträger nur etwa 25% benötigt. Man kann aber durch Wahl entsprechender Kohlenstoffträger dynamitähnliche, ammonsalpeter- und pulverähnliche Sprengwirkungen erzielen. Sämtliche Brisanzwerte waren bei den Gründungsarbeiten der Sperrmauer erforderlich. Die auflagernden, verwitterten Felsschichten wurden mit ammonsalpeterähnlicher Wirkung der Oxyliquit-Patrone „A“, die darunter lagernden, gesunden kompakten Granitmassen mit dynamitähnlicher Wirkung der Oxyliquit-Patrone „D“, und endlich die letzten Gründungsarbeiten mit der pulverähnlichen Oxyliquit-Patrone „P“ gewonnen, um ein tieferes Aufspalten des Gesteins, und damit ein Durchsickern und Unterspülen der Sperrmauer durch Wasser zu vermeiden. Die Schlagkraft der Pulverpatrone, konnte erforderlichenfalls noch dadurch herabgesetzt werden, daß man anstatt mit einer Sprengkapsel lediglich mit dem Funken der Zündschnur zündete, wodurch die Umsatzgeschwindigkeit verlangsamt und die Brisanz herabgesetzt wurde. Die verschiedenen Brisanzwirkungen der Oxyliquit-Patronen „P, A, D“ lehnen sich in bezug auf Arbeitsleistung stark an die der plastischen Sprengstoffe an. Vgl. Lisse, „Das Sprengluftverfahren“, Seite 29, Sprengluftpatronen.

Nachdem die Erdmassen für die vorzunehmenden Gründungsarbeiten abgedeckt waren, begann die planmäßige Gewinnung des Gesteins. Hierzu wurden schmale, flache Einschnitte für die Schienenstränge zum Abtransport des Gesteins vorgetrieben, die sich allmählich erweiterten und vertieften und ein bankmäßiges Absprengen mit 3 m tiefen Bohrlochern und 2 m Vorgaben möglich machten. Dieses Abbauverfahren ermöglichte durch regelmäßige, schlanke Vorgaben eine volle Ausnutzung der den Oxyliquit-Patronen inwohnenden Sprengkraft. Die größeren anfallenden Steine wurden sofort nach dem Abschlag mittels Platt- oder Auflage-schüssen zerkleinert, so daß sie im Anschluß an die Hauptsprengung sofort verladen werden konnten, ohne weitere Bohrarbeit zu erfordern.

Abgetragen wurden 140 000 t Abraum sowie ca. 100 000 t Granitstein. Zur Beschleunigung der Arbeiten und Innehaltung der vorgeschriebenen Bauzeit mußte auch in der Nacht gearbeitet und insbesondere gesprengt werden. Da bei einer stündlichen Abgabe bis zu 500 Schuß ein einwandfreies Zählen



Tränken der Oxyliquitpatronen in Traggefäßen.



Vorortgehen mit den Traggefäßen.

der Schüsse nicht mehr möglich war, beseitigte man auch die letzte Gefahrenquelle, nämlich die Sprengkapsel, indem ohne dieselbe, lediglich mit dem Zündschnurstrahl gezündet wurde. Der Zündstrahl nimmt nämlich, genährt durch den reinen Sauerstoff, der durch das in die Patrone eingeführte Pappröhrchen strömt, augenblicklich eine gesteigerte Temperatur an, so daß eine sichere Detonation auch ohne Sprengkapsel erzielt wird, was bei Anwendung handfertiger Sprengstoffe bekanntlich nicht der Fall ist.

Hierdurch wurde auch die letzte Gefahrenquelle, daß evtl. im geförderten Material von stets unvermeidlichen Versagern Sprengkapseln verbleiben konnten, in sicherer Weise beseitigt. Im Material verbleibende Oxyliquit-Patronen von Versagern bilden bei Beachtung der bekannten Vorschriften keinen Gefahrenpunkt, da dieselben nach gewisser Zeit die Sprengkraft infolge der Verdunstung des aufgesaugten flüssigen O₂ verlieren, der zurückbleibende Kohlenstoffträger also völlig harmlos ist. Diesem Umstand ist es auch zu verdanken, daß die umfangreichen Sprengarbeiten ohne jeden Unfall verliefen. Man kann bei Flüssiglufversagern ohne Gefahr das Patronengut mit dem Blasrohr ausblasen und das Bohrloch in der nächsten Sprengzeit neu besetzen, während bei Versagern mit handfertigen Sprengstoffen das Bohrloch verloren ist und ein neues Loch zur Aufnahme der Ladung in entsprechender Entfernung niedergebracht werden muß. Die Verdunstung des in der Oxyliquit-Patrone befindlichen Sauerstoffes kann durch Entfernen des Besatzes und Aufgießen von Wasser stark beschleunigt werden. Bei Auflage- oder Plattschüssen wird nur das Verdämmungsmaterial entfernt und dadurch der warmen Außenluft Zutritt zu der Patrone gegeben, wodurch der aufgesaugte flüssige O₂ intensiver zur Verdampfung kommt und schließlich nur noch der vollkommen trockene, ungefährliche Kohlenstoffträger zurückbleibt.

Im Stollen machten die ersten Flüssiglufspregungen einige Schwierigkeiten, zumal dieselben für die Belegschaft völlig neu und ungewohnt waren und daher gewisse Umstellungen erforderten. Trotz der Härte des anstehenden Gesteins und der Unkenntnis der Belegschaft in bezug auf Sprengluftschießen, gelang es nach kurzer Zeit, den Vortrieb mit Sprengluft einwandfrei und erfolgreich durchzuführen. Da aber gleichzeitig bei den anderen Betriebspunkten der Baustelle ebenfalls größere Sprengarbeiten notwendig waren, die mit dem Flüssiglufspregstoff leichter ersetzt werden konnten, zur Deckung des gesamten Sprengmittelbedarfs die erzeugte Menge flüssigen Sauerstoffes nicht ausreichte, entschloß man sich, den Stollen weiter mit festen Sprengstoffen vorzutreiben. Daß es wirtschaftlich und sprengtechnisch möglich ist, selbst im härtesten Urgestein erfolgreich im Stollenbau mit Sprengluft zu arbeiten, zeigen die ausgeführten Beschüsse sowie die Sprengarbeiten des Ing. Fellner, „Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetriebe“, Zeitschrift „Die Bautechnik“, Heft 23, 1924. Die gemachten Erfahrungsdaten werden bestätigt durch die Mitteilungen der Società Idroelettrica Piemonte, Ernesti Breda, in der Zeitschrift Sincronizzando, Heft 1, 1926. Hierbei handelte es sich in beiden Fällen um eine Sprengarbeit in Wasserstollen, die härteste Gesteinsarten, Granit, Gneis, Hornblende, durchfuhren. Der Sprengstoffverbrauch betrug durchschnittlich etwa 7 Stück Oxyliquit-Patronen „D“ 40×300 mm je m³ Gestein, gegenüber 3,5 kg Dynamit, und zwar ca. 2 kg Dynamit 85-prozentig und 1,5 kg 63-prozentig. Nach eigenen Angaben der Baufirma betragen die Ersparnisse bei Anwendung des Sprengluftverfahrens gegenüber festen Sprengstoffen 25 bis 30%. Hierzu kommen erhebliche Ersparnisse an Kosten für Transporte, da 75% des Flüssiglufspregstoffes — nämlich der flüssige Sauerstoff — an Ort und Stelle gewonnen wurden.

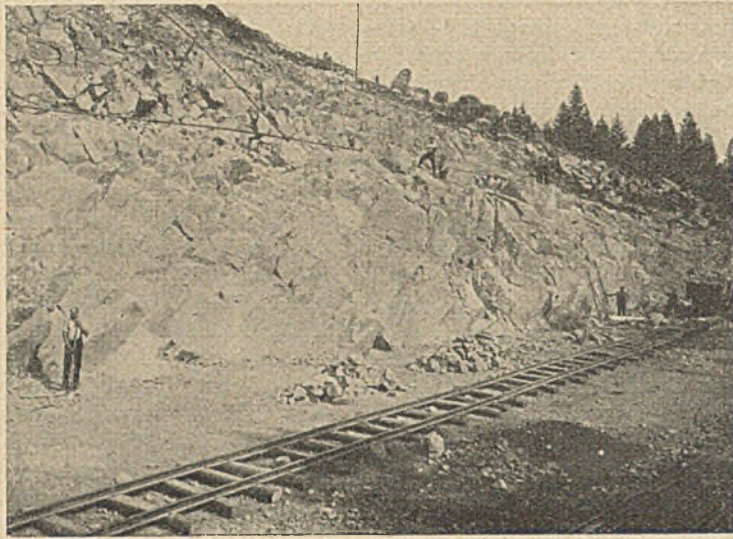
Interessant erwiesen sich die Sohlesprengarbeiten im Stollen mittels etwa 70 cm tiefer Bohrlöcher. Da die Sohle zum größten Teil unter Wasser stand, war diese Arbeit besonders schwierig gestellt. Gezündet wurde elektrisch, und zwar mit Zeitzündern, da eine allzugroße Erschütterung, wie sie mit Momentzündern entstehen, vermieden werden sollte. Dieser für das Sprengluftverfahren besonders geeignete Zünder hat den großen Vorteil, daß der Verzögerungssatz in eine Resorzinatkapsel eingebracht ist. Durch besondere Arbeitseinteilung der Schießler gelang es, bis zu 60 Schuß störungsfrei zu laden und mit bestem Sprengerfolg abzutun. Hierdurch dürften die vielfach gehegten Zweifel entkräftet werden, daß es unter Tage unmöglich sei, eine größere Schußanzahl mit Sprengluft gleichzeitig abzu-

feuern. Anwendung fand wegen des verspannten Gesteins die hochbrisannte Oxyliquit-Patrone „Db“.

Nachdem die Waldbahn, d. h. die Verbindung zwischen der Sperre und dem Steinbruch²⁾ „Schneidersköpfe“ fertig und der Abraum auf demselben beseitigt war, konnte mit dem regulären Sprengluftschießbetrieb begonnen werden. Den Steinbruch selbst begann man von Anfang an mit Sprengluft abzubauen. Es wurden im Laufe des zweijährigen Sprengbetriebes ca. 400 000 t Gesteine sowie ca. 160 000 t Abraum gefördert. Die geologische Beschaffenheit des anstehenden Gebirges im Steinbruch war eine äußerst mannigfaltige. Man hatte zuerst die blockförmigen Absonderungen des Urgebirges, die sich durch Verwitterung herausgearbeitet hatten, zu beseitigen, stieß dann auf wechselnd starke Humusschichten, gelangte teilweise danach sofort auf gesunden Granitstein, größtenteils jedoch auf stärker anstehende Gesteinsverwitterungsschichten. Das Gebirge zeigte selbst vielfach eine Bankung, die bald zum Gebirge einfiel, bald vertikal oder horizontal mit zahlreichen Querschnitten verlief. — Um den Sprengbetrieb möglichst wirtschaftlich zu gestalten und die zweckmäßigsten Abbauarten und Sprengmethoden zu ermitteln, legte man eine Versuchsstrecke an, in die alle in die Praxis zu übertragenden Arbeiten vorerst erprobt werden sollten. So wurde die Wirtschaftlichkeit, Ladeweise, Mindestladung für die verschiedenen Steingrößen und Formen für Plattschüsse, Vorgabe und Lochabstand sowie Lochtiefen, Lademenge und Bohrlochdurchmesser für Bohrschüsse, Schnürschüsse, Spaltschüsse, Kesselschießen, Bodenlockerungen, Abraumschießen, Übertragungsfähigkeiten der Sprengstoffe, Brisanz, Verdunstungsversuche der verschiedensten Art, Magerungsschüsse, Hohlraumschießen auf dieser Versuchsstrecke ausgeprobt und deren Ergebnisse festgelegt. Es würde zu weit führen auf die Resultate der Versuche näher einzugehen, die nicht in den Rahmen dieser Arbeit fallen. — Da, wie erwähnt, die Beschaffenheit des abzutragenden Schneidersköpfe zu unregelmäßig war, um eine einheitliche Abbau-methode anzuwenden, war man gezwungen, das Gebirge so abzubauen, wie es die jeweilig vorkommenden Ablagerungen zuließen, so daß die Sprengwirkungen, der Sprengmittelverbrauch sowie die aufzuwendende Bohrarbeit je Tonne Förderstein stark voneinander abwichen. Im festen Gebirge zeigten sich größere elektrische Abschläge von 500 bis 2000 t Abwurfsmassen in bezug auf den dazu aufgewandten Sprengstoffverbrauch sehr vorteilhaft, da durch die Gesamtwirkung aller Sprengschüsse die Vorgaben bedeutend stärker genommen werden konnten. Monatliche statistische Aufzeichnungen über Sprengmittelverbrauch ergaben, daß man für Bohrschüsse je Tonne Stein 140 g Sprengluft benötigte, wobei allerdings die Gesamtverdunstung des flüssigen Sauerstoffes mit einberechnet ist. Das mit niedergebrachten Bohrlöchern herabgeschossene Gebirge fand zu 30% als sogenannte Einlagesteine Verwendung, während das übrige Gestein für das Brecherwerk weiter zerkleinert wurde. Da die Zerkleinerung des angeschossenen Steinmaterials von Hand eine äußerst zeitraubende, kostspielige Sache ist, entschloß man sich, nach genauer Wirtschaftlichkeitsberechnung, auch zu den Zerkleinerungsarbeiten das Sprengluftverfahren heranzuziehen, da immerhin täglich eine Menge von ca. 1400 t Brechersteine der Sperre zwecks Zerkleinerung in der Brech- und Mahlanlage anzuliefern waren, in deren Arbeit sich 5 Brecher teilten. Durch dieses Zerkleinerungsverfahren wurde die

²⁾ Berging, Stephan, Großbeschub mit Sprengluft in amerikanischen Steinbrüchen, Kohle und Erz 1924, Heft 20. — Sprengluft in Steinbrüchen und bei dem Ausbau von Wasserkraftanlagen, Die Steinindustrie, Berlin, 1924, Heft 23. — „Liquid Oxygen Explosives“, The South African Mining and Engineering Journal, Johannesburg, Vol. XXXV, 1925, Febr. 21. — „Liquid Oxygen Explosives“ Recent Trials, Vol. XXXV, 1924, Sept. 6. — Robert G. Skerret, Compressed Air Magazine, London, New-York, Vol. XXVIII, No. III, März 1923. — Eugene Roy, Vol. XXVI, No. XI, Novemb. 1921. — Robert G. Skerret, Vol. XXVI, No. VI, Juni 1921. — Die Bautechnik 1924, Heft 46.

Bearbeitung von Hand zum größten Teil erspart und eine bedeutend größere Durchschnittsleistung je Mann erzielt, was selbstverständlich auf Kosten der Sprengarbeit geschah. Man hätte den Sprengmittelverbrauch für diese Arbeiten naturgemäß bedeutend ermäßigen können, wenn man die zu zerkleinernden, größeren Blöcke von über 1 m³ ca. 20—30 cm



Steinbruchwand vor dem Sprengluftbeschuß.

angebohrt und somit ein Drittel der aufgelegten Munitionsmenge zerkleinert hätte. Dies ließ sich aber insofern nicht ermöglichen, als die vorhandene Preßluftanlage für diese Arbeiten nicht ausreichte, so daß das Abbohren der Steinbruchwand für größere Abschlüge hätte unterbleiben müssen. Da nach Aufstellung der zweiten Sauerstoffanlage Sprengluft aber in genügender Menge zur Verfügung stand, konnte auch zu diesen Arbeiten das Sprengluftverfahren mit Erfolg angewendet werden. Hierdurch wurde die Steinbruchfront für die nach der jedesmaligen Schießpause einzusetzenden Baggerarbeiten vollkommen frei, während durch Anbohren der Blöcke und späteres Schießen ein großer Zeitverlust entstanden wäre, so daß die Arbeitsfähigkeit der Bagger hätte nicht voll ausgenutzt bzw. bis zum nächsten Abschlag die Steinbruchwand nicht hätte freigebaggert werden können. Nur auf diese Weise war es daher möglich, die außerordentlich hohen Anforderungen an Steinen bei der kurzen Angriffsfront des Bruches täglich zu erfüllen und die Arbeiten an der Sperrmauer durch etwaigen Mangel an Material auf keinen Fall zu behindern.

Im Steinbruch standen auf die drei Abbruchtagen verteilt zwei Dampf löffelbagger je 2 m³, ein Elektrolöffelbagger von 4 m³ sowie zwei Dampfkräne zum Aufladen der Gesteins- und Abraummassen zur Verfügung. Aus diesem Grunde mußte im Umkreis der Maschinen mit allergrößter Vorsicht geschossen werden. Man lud die nahe an Maschinen stoßenden Bohrlöcher mit Hohlraum, das heißt man ließ zwischen den einzelnen, eingebrachten Oxyliquitpatronen einen Zwischenraum, der je nach der Überlagerung und den örtlichen Verhältnissen bemessen wurde. Man verringerte durch dieses Verfahren die kubische Ladedichte bzw. streckte den Sprengstoff im Bohrloch, beides Faktoren, welche den Abwurf (statischen Druck) herabminderten. Es wurde auf diese Weise zwar das Gestein zerschlagen (brisante Oxyliquitpatrone D), infolge des hohen Überdruckes³⁾ aber nur mit pulverähnlicher Wirkung abgeworfen, ohne die Maschinen zu beschädigen. Durch die Eigenart dieses Verfahrens war es möglich, bei tiefen Bohrlöchern mit wenig Überlagerung die einzubringende

Sprengladung so zu verteilen, daß die Überlagerung auf der ganzen Bohrlochlänge ohne Brillenbildung genommen werden konnte.

Die vielfach geäußerte Meinung, daß es unmöglich ist, größere Abschlüge mit Sprengluft hereinzugewinnen, ist abwegig und nur zu erklären mit der Tatsache, daß die Vorteile des Sprengluftverfahrens noch nicht allgemein bekannt sind²⁾. Leider konnte eine Bohrmethode, wie sie in U. S. A. und Frankreich bei Bohrlöchern von 100—300 mm Ø und bis 70 m Tiefe mit Sprengluft angewendet wird, nicht auch in unserer Praxis ausgeführt werden, da der Abbau des Steinbruches seinem Ende zuging, als dieses Verfahren bekannt geworden war. Dort wurden unter Verwendung der Kystone-Maschine Abschlüge in Myerstone mit 4500 t Abwurfsmasse mit 12 Bohrlöchern je 8,5 m tief und 140 mm im Durchmesser im Bohrloch tiefsten erzielt. Im Steinbruch Schneidersköpfe selbst wurden Hunderte von elektrischen Abschlügen bis zu einer Bohrlochzahl von 60 Stück und einer Abwurfsmasse von 2000 t mit bestem Erfolg hereingeholt. Die Praxis hat bewiesen, daß gerade im Steinbruchbetrieb sich das Sprengluftschießen äußerst rentabel und gewinnbringend gestalten kann. Durch Konzentration der Sprengarbeit ist es hier möglich, die Verdampfungsverluste des flüssigen Sauerstoffes ganz wesentlich zu ermäßigen. Es wäre unrichtig anzunehmen, daß, je schneller die Sprengluftpatrone abgeschossen wird, desto größer die Wirkung derselben sei. Jede getränkte Patrone hat einen so großen Sauerstoffüberschuß als Verdampfungsreserve, daß die Ladearbeiten völlig in Ruhe und mit der nötigen Sorgfalt ausgeführt werden können.

Die Wirtschaftlichkeit des Sprengluftverfahrens war günstiger als die der plastischen Sprengstoffe, selbst dann, wenn die Beschaffungskosten für die beiden Sprengluftanlagen und den Gefäßepark während der kurzen Bauzeit abgeschrieben wurden. Ein bei dem Verfahren unvermeidlicher



Steinbruchwand nach dem Sprengluftbeschuß.

Faktor, nämlich die dauernde Verdunstung des flüssigen Sauerstoffes, konnte durch Neuerungen sowie dauernde Kontrolle aller Verbrauchsstellen, allmählich bis zu 20% herabgedrückt werden. Das heißt, um 100 kg plastischen Sprengstoff zu ersetzen, waren 120 kg Sauerstofferzeugung nötig. Eine Verdunstung von 20% läßt sich naturgemäß nur in einem gut organisierten und beaufsichtigten Betrieb ermöglichen, es muß daher schon bei der Erzeugung des flüssigen Sauerstoffes auf möglichst niedrige Verdunstung hingearbeitet werden, was durch verschiedene Einrichtungen zwecks Nutzbarmachung des entweichenden Sauerstoffes geschehen kann.

³⁾ Physikalisches über feste und gasförmige Sprengstoffe, Zeitschrift für Physik 1922, Nr. 7, S. 255.

Gesamtkosten des flüssigen Luftprennstoffes, bezogen auf 1 kg wirkungsgleicher Menge handfertigen Sprengstoffes.

Erzeugungskosten je kg flüssigen Sauerstoff	
Stromkosten	12,00 Pf (3,1 kWh oder 5,9 kg Kohle à 2 Pf = 12 Pf)
Chemikalien	2,00 „
Reparaturen, Ersatzteile	1,80 „
Bedienung	3,20 „
Verzinsung u. Abschreibung der Anlage u. Gefäße	4,00 „
	<u>23,00 Pf</u>
Kosten von 1 kg schußfertiger Sprengluft mit Dynamitwirkung	
1 kg Sauerstoff	23,00 Pf
20% Gesamtverdunstung	4,60 „
2 Patronen 44 × 300 mm	34,00 „
	<u>61,60 Pf</u>

1 kg schußfertiger Sprengluft kostete rd 62 Pf.

Vorstehende Ausführungen beschreiben die Sprengarbeit der drei größten Sprengstoffverbrauchsstellen Sperre, Stollen, Steinbruch. Das Sprengluftverfahren fand weiter Anwendung beim Bau einer Förderbahn, die größtenteils durch Felsgeschiebe führte, bei Niederbringung der 50 m tiefen Schieberkammer, beim Bau der 800 m langen Rohrbahn. Als vorübergehende

Sprengarbeiten wurden im Laufe der Bauzeit Brecherplatten, größere Eisenbetongewichte, Kanäle, Telephon- und Kraftmastenlöcher, Stubbensprengungen⁴⁾, Bodenlockerungen usw. mit bestem Sprengfolge durchgeführt.

Eine große Zukunft dürfte das Sprengluftverfahren zweifellos in den Ländern und Gebieten haben, wo die Sprengstoffbeschaffung aus politischen Gründen und wegen des weiten, umständlichen Transportes und den damit verbundenen Kosten erschwert, wenn nicht unmöglich gemacht wird.

Hierbei ist unberücksichtigt die hohe Wirtschaftlichkeit, die Ungefährlichkeit bei der Herstellung, Transport, Lagerung, die Diebstahlsunmöglichkeit und damit Vermeidung von Sabotageakten. Durch Aufstellung einer Luftverflüssigungsanlage ist es möglich, sich fast vollständig unabhängig von der Sprengstoffbeschaffung zu machen. Schon jetzt hat sich die Wirtschaftlichkeit des Verfahrens, die noch dauernd verbessert wird, als recht günstig erwiesen, so daß man wohl mit Recht für bestimmte örtliche Verhältnisse von dem „Sprengstoff der Zukunft“ reden kann.

⁴⁾ Lepsius, Flüssiger Sauerstoff (Sprengluft) als Sprengmittel zu Bodenkulturzwecken. Zeitschrift Schieß- und Sprengstoffwesen, München 1921, Nr. 21.

BEITRAG ZUR BUNKERFRAGE.

Von Dipl.-Ing. R. Cajar, Magistratsbaurat bei der Baupolizei Berlin.

Das beschleunigte Tempo, mit dem in den letzten Jahren der Bedarf an elektrischem Strom angewachsen ist, hat insbesondere in der Nähe von Großstädten eine ganze Anzahl von Großkraftwerken ins Leben gerufen und damit die Ingenieurwelt vor eine Reihe neuer Probleme gestellt. Hierzu gehört auch die Frage: Welche Bauweise ist für die meist sehr umfangreichen Bunkeranlagen die zweckmäßigste? Die letzte Entscheidung darüber liegt ja in jedem Falle in der Hand des Bauherrn, der damit wahrlich vor keine leichte Aufgabe gestellt ist, falls er nicht über eigene Erfahrungen verfügen kann.

Im allgemeinen bestehen über die Vor- und Nachteile der hier in Betracht kommenden Bauweisen nicht mehr allzu viele Meinungsverschiedenheiten. Die mancherlei Erfahrungen der letzten Jahrzehnte haben die Anwendungsgebiete der Eisenkonstruktion und des Eisenbetons mehr oder weniger „befriedet“. — Was speziell den Bunkerbau betrifft, so ist dies zur Zeit ein Betätigungsfeld, an dem sich beide Bauweisen ziemlich gleichmäßig mit Erfolg beteiligt haben. In dem von Herrn Architekten Schönburg¹⁾ geschilderten Fall ist die Eisenbetonbauweise zur Anwendung gekommen, und es werden nun an diesen Fall verallgemeinernde Schlußfolgerungen geknüpft, die einer näheren Betrachtung wert sind, weil sie nach der Meinung des Verfassers dazu führen, dem Eisenbeton den Vorzug zu geben. Es sei gestattet, diese Schlußfolgerungen wegen ihrer grundsätzlichen Bedeutung einer näheren Untersuchung zu unterziehen.

1. Fortfall der Unterhaltungsanstriche und
2. Fortfall der Schäden infolge chemischer Einflüsse.

Da das Traggerüst der Bunkerkonstruktion den atmosphärischen Einflüssen entzogen ist und bei modernen Kesselanlagen auch etwelche Rauchgaseinwirkungen nicht zu erwarten sind, dürften Unterhaltungsanstriche auch für Eisenkonstruktionen — von dem üblichen ersten Anstrich abgesehen — in solchen Fällen nicht in Betracht kommen. Für die Innenwände der eigentlichen Bunker sind in gewissen Fällen allerdings Schutzmaßnahmen erforderlich. Es ist aber eine nur zu bekannte Tatsache, daß gewisse Verunreinigungen der Kohle — besonders ein Gehalt von Schwefel oder schwefelhaltigen Verbindungen — unter Hinzutritt von Luft und

Feuchtigkeit auch auf Portlandzement eine außerordentlich schädigende Wirkung ausüben²⁾.

Schutzmaßnahmen gegen diese Einflüsse sind daher für beide Bauweisen erforderlich, mithin sind beide, auch von diesem Gesichtspunkt aus, gleich zu bewerten.

Nicht unerwähnt bleibe bei dieser Gelegenheit, daß gerade beim Eisenbeton auch noch Maßnahmen gegen eine allzu große Abnutzung getroffen werden müssen. Ist es doch vorgekommen, daß mangels einer besonderen Schutzschicht die oberen Eisenlagen bloß gelegt wurden. Auch hat man gefunden, daß die Kohle auf der rauhen Betonoberfläche nur schlecht rutscht, so daß es sich als notwendig erwiesen hat, die schrägen Bunkerflächen mit einer glatten und harten Schicht zu überziehen. Der Gedanke, diese Flächen der im übrigen in Eisenbeton ausgeführten Bunker mit Eisenblechen zu belegen, liegt hier nahe und ist auch meines Wissens schon verwirklicht worden.

3. Baukosten und Bauzeit.

Betrachtet man die reinen Baukosten im Rahmen der Wirtschaftlichkeit der Gesamtanlage, so werden sie in den seltensten Fällen eine ausschlaggebende Rolle spielen. Jedemfalls hängen sie mit der Bauzeit eng zusammen, und hier ist die Eisenbauweise der kürzeren Bauzeit und ihrer Unabhängigkeit von Frost wegen unzweifelhaft im Vorteil.

Der Verfasser zeigt bei dem besprochenen Beispiel, daß man auch bei der Ausführung in Eisenbeton durch gewisse Maßnahmen die Bauzeit abkürzen kann. Unter gleichen Verhältnissen wird der Eisenbau — wie aus meinem Hinweis am Schlusse hervorgeht — aber immer schneller hochgeführt werden können, und die Unsicherheit bezüglich der Frostperiode bleibt beim Eisenbeton immer bestehen. — Bekanntlich ist auch nicht nur eigentlicher Frost bahnhindernd, sondern es genügt schon, daß die Temperatur sich wenige Grade über 0 aufhält, um die Abbinde- und Erhärtungszeit in die Länge zu ziehen. — Die Einhaltung eines bestimmten Fertigstellungstermins kann daher bei Eisenbeton mit Sicherheit nicht gewährleistet werden, und vielfach wird auch der Beginn der Kesselmontage unter Umständen sehr verzögert, weil zuvor die Stützen ausgeschalt sein müssen.

Zum Schluß sei auf einen sehr interessanten Beitrag zur Bunkerfrage im diesjährigen 1. Heft der „Mitteilungen“ der

¹⁾ „Kohlenbunker in Kesselhäusern für Großkraftwerke“, Bauingenieur, 1926, Heft 42, S. 803.

²⁾ Hierzu sei verwiesen auf den Artikel „Kohle“ in Kleinogel, „Einflüsse auf Beton“, 1925.

A.E.G. hingewiesen. Es wäre nur zu wünschen, daß man Stimmen aus diesen Kreisen öfter zu hören bekäme. Die A.E.G. kommt darin zu wesentlich anderen Schlußfolgerungen als der Verfasser obigen Aufsatzes, indem sie für die Haupttragteile der Bunker unter allen Umständen die Eisenkonstruktion vorzieht. Die Seitenwände und Böden werden hierbei aus Betonplatten oder Gewölben zwischen eisernen Trägern ausgebildet. Als Hauptgrund gilt der A.E.G. die kürzere Bauzeit in Verbindung mit dem Fortfall der Unsicherheit bezüglich etwaiger Frostperioden. Auch ohne Berücksichtigung der Frosttage ergibt sich aus dem Vergleich der Bauprogramme eine Verkürzung der Bauzeit (d. h. bis zum Beginn der Kesselmontage) um $1\frac{1}{2}$ Monate bei Verwendung von Eisenkonstruktion. Ferner werden noch als nachteilig die größere Platzanspruchnahme der dicken Eisenbetonsäulen und die trotz aller besonderen Vorkehrungen immer mangelhaft bleibende Befestigungsmöglichkeit von Rohren und Armaturen an der Eisenbetonkonstruktion angeführt. Nicht vergessen

darf man schließlich auch die schwierigen Schalungs- und Betonierungsarbeiten bei den räumlich meist sehr komplizierten Bunkerumgrenzungen und die sicherlich bedeutend umfangreicheren Entwurfsarbeiten, die eine so schwierige Eisenbetonkonstruktion erfordert.

Auch andere große Elektrizitätswerke haben meines Wissens schon seit Jahrzehnten mit eisernen Bunkern gute Erfahrungen gemacht und lassen auch heute noch ihre Bunker vollständig in Eisen ausführen.

Mit obigen Ausführungen soll durchaus nicht etwa bewiesen werden, daß die Eisenkonstruktion für den Bunkerbau allein in Frage kommt. Es gibt sicherlich Fälle genug, wo der Eisenbeton geeignet ist. Es sollte nur festgestellt werden, daß die von Herrn Architekten Schönburg gezogenen Schlußfolgerungen bei gerechter Würdigung der beiderseitigen Vor- und Nachteile der in Betracht kommenden Bauweisen sich als stark revisionsbedürftig erweisen.

NÄHERUNGSFORMELN FÜR DIE BERECHNUNG EINES UNTERSPPANNTEN TRÄGERS, BELASTET MIT ZWEI BEWEGLICHEN EINZELLASTEN IN GLEICHBLEIBENDEM ABSTAND.

Von Dipl.-Ing. Th. Paul, Wien.

Unterspannte Träger werden vielfach mit Vorteil als Brückenträger von Laufkränen und als Kranbahnen verwendet, da sie leichter bzw. billiger als einfache Walzträger oder Blechträger sind. Da die genaue Berechnung von Sprengwerken aber, sobald es sich um bewegliche Lasten handelt, verhältnismäßig zeitraubend ist, sollen nachstehend Näherungsformeln für die vorgenannten Verwendungsfälle abgeleitet werden, die eine rasche und trotzdem recht genaue Berechnung eines Trapezsprengwerkes ermöglichen, das mit zwei beweglichen, gleich großen Einzellasten P im gleichbleibenden Abstand a belastet ist.

Es ist klar, daß man bei den komplizierten Verhältnissen, die hier vorliegen, zu einfachen Formeln nur gelangen kann, wenn man denselben ein ganz bestimmtes System zugrunde legt, das so gewählt werden muß, daß der Streckbalken auf seine ganze Länge möglichst gut ausgenützt ist. Nun hängt aber das Verhältnis der Momente im Mittelfeld, den Seitenfeldern und über den Mittelstützen einerseits vom Radstand a , andererseits von der elastischen Nachgiebigkeit des Systems ab, die durch einen Koeffizienten ν , dessen Größe später noch angegeben werden wird, berücksichtigt werden soll. Da es also ein System, das für alle vorkommenden a und ν eine gleich gute Ausnützung des Streckbalkens gewährt, nicht gibt, hat man bei der Wahl eines solchen innerhalb gewisser Grenzen freie Hand, indem man sich darauf beschränken muß, dasselbe so anzunehmen, daß sich wenigstens für mittlere Verhältnisse annähernd gleich große Momente in den charakteristischen Punkten des Streckbalkens ergeben.

Der folgenden Berechnung wurde ein Sprengwerk, nach Abb. 1 mit der häufig gewählten Feldteilung 3 : 4 : 3 und zentrischem Anschluß des Zuggurtes zugrunde gelegt. Abb. 2 zeigt eine Anzahl von Maximalmomenten-Kurven für den Streckbalken dieses Systems, und zwar für eine Einzellast und Lastenpaare mit einem Abstand $a = 0,1l$, $a = 0,2l$ und $a = 0,3l$, wobei auf der linken Seite $\nu = 0,98$, auf der rechten $\nu = 0,90$ angenommen worden ist, womit ungefähr die äußersten noch vorkommenden Grenzfälle zur Darstellung gebracht worden sind. Wie man aus dem Verlauf der Momentenkurven ersieht, erfüllt das gewählte System namentlich bei kleinem ν und mittleren Radständen recht gut die früher gestellte Forderung. Es bietet überdies den Vorteil, daß bei Radständen von $a = 0$ bis $a = 0,3l$ das absolute Maximum der Momente immer im Seitenfeld auftritt, so daß man die Untersuchung der Momente innerhalb dieser Grenzen auf dieses allein beschränken kann, was eine große Vereinfachung bedeutet. Ein größerer Radstand als $a = 0,3l$ wird aber bei Kran-

brücken kaum vorkommen, wogegen bei Kranbahnen mit mehreren Feldern auch bei Radständen, die größer als $0,3l$ sind, nur die Untersuchung der Momente im Seitenfeld

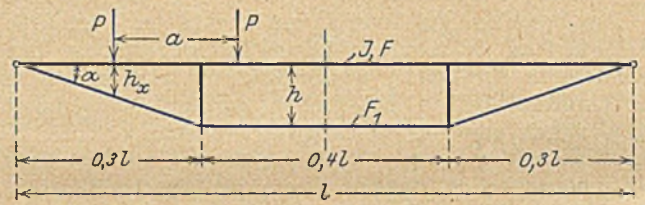


Abb. 1.

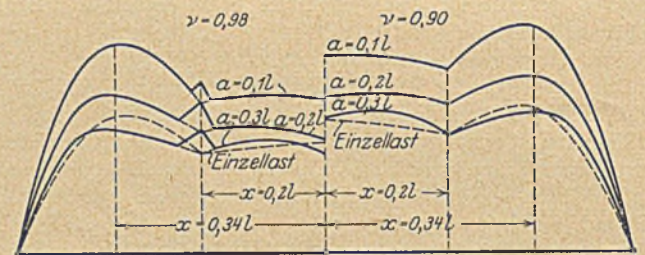


Abb. 2.

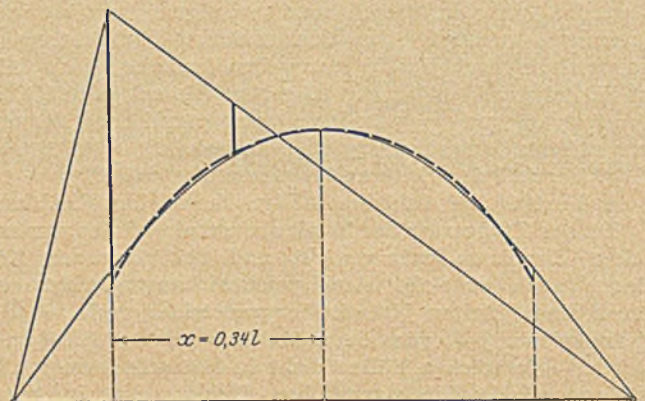


Abb. 3.

notwendig ist, da in diesem Falle die ungünstigste Belastung dann eintritt, wenn nur eine Last in dem fraglichen Feld, die andere hingegen im Nebefeld steht, somit der Belastungsfall mit einer Einzellast gegeben ist. Da bei der Ableitung der Näherungsformeln

von diesen Erleichterungen Gebrauch gemacht wurde, ist gleichzeitig deren Geltungsbereich an die vorstehend angegebenen Grenzen gebunden.

Der Näherungsweg, der eingeschlagen werden soll, besteht darin, daß die Einflußlinie, die bekanntlich aus drei Zweigen, einem mittleren nach einer quadratischen und zwei seitlichen nach kubischen Parabeln besteht, durch eine einzige gemeine Parabel ersetzt wird, die sich der richtigen Einflußlinie auf eine gewisse Länge, für die man sie benötigt, möglichst gut anschmiegt. Für diese Ersatzeinflußlinie wurde die folgende Gleichung, bezogen auf ein Koordinatensystem, dessen Nullpunkt in der Symmetrieachse des Sprengwerkes liegt, gewählt

$$(1) \quad \eta = \left[0,1833 - 0,8222 \left(\frac{\xi}{l} \right)^2 \right] \frac{1}{h} \cdot v,$$

worin η und ξ die Koordinaten der Einflußlinie, l und h die Stützweite und Höhe des Sprengwerkes und v die schon früher erwähnte Elastizitätskonstante bedeuten.

In Abb. 3 ist die richtige Einflußlinie und in starker Übertreibung ein Teil der Parabel nach Gleichung (1) gezeichnet. Die letztere hat die Eigenschaft, daß sie sich im Scheitel mit der richtigen Einflußlinie deckt, in ihrem weiteren Verlauf etwas zu große Werte ergibt, wobei der Fehler an der ungünstigsten Stelle aber nur ca. 0,3% beträgt und bei $\xi = 0,30 l$ die Einflußlinie wieder schneidet. Von da an ergibt die Parabel rasch zunehmend zu kleine Werte, wird aber nur bis zum Punkt $\xi = 0,34 l$ verwendet werden, wo der Fehler erst 1,34% beträgt. Mit Annahme dieser Parabel als Einflußlinie lassen sich nun die Biegemomente und Horizontalkräfte durch einfache quadratische Gleichungen ausdrücken.

Das Biegemoment des Streckbalkens im Punkt x ist

$$(2) \quad M_x = \mathfrak{M}_x - H_x h_x.$$

Die ungünstigste Laststellung ist die, bei der die eine Last im fraglichen Querschnitt x , die zweite im Querschnitt $x-a$ steht. Für diese Stellung ist

$$(3) \quad \mathfrak{M}_x = P l \left[0,5 - 0,5 \frac{a}{l} + \frac{a x}{l^2} - 2 \frac{x^2}{l^2} \right].$$

Die Horizontalkraft für diese Laststellung findet man aus Gleichung (1), indem man sie mit P multipliziert und für die erste Last $\xi = x$, für die zweite $\xi = x-a$ setzt. Man erhält dann

$$(4) \quad H_x = P l \frac{1}{h} \cdot v \left[0,3666 - 1,6444 \frac{x^2}{l^2} + 1,6444 \frac{a x}{l^2} - 0,8222 \frac{a^2}{l^2} \right].$$

Der Hebelarm der Horizontalkraft im Punkte x ist

$$(5) \quad h_x = \frac{h}{0,3 l} \left(\frac{l}{2} - x \right).$$

Setzt man in die Gleichung (2) die Werte der Gleichung (3), (4) und (5) ein, so erhält man für das Biegemoment im Querschnitt x des Seitenfeldes, wo, wie früher dargelegt worden ist, das absolute Maximum auftritt, den folgenden allgemeinen Ausdruck:

$$(6) \quad M_x = P l \left[0,5 - 0,5 \frac{a}{l} + \frac{a x}{l^2} - 2 \frac{x^2}{l^2} \right] - P l v \left[0,6111 - 1,370 \frac{a^2}{l^2} + 2,741 \frac{a x}{l^2} + 2,741 \frac{a^2 x}{l^3} - 1,222 \frac{x}{l} - 2,741 \frac{x^2}{l^2} - 5,481 \frac{a x^2}{l^3} + 5,481 \frac{x^3}{l^3} \right].$$

Durch Differenzieren dieser Gleichung nach $\frac{x}{l}$ findet man die Lage des gefährlichen Querschnittes als Funktion

von a und v . Nimmt man für letzteres einen Mittelwert von 0,95 an, so findet man die Lage des Maximalmomentes

für $a = 0$	im Punkt $x = 0,314 l$
„ $a = 0,05 l$	„ „ $x = 0,323 l$
„ $a = 0,1 l$	„ „ $x = 0,332 l$
„ $a = 0,2 l$	„ „ $x = 0,347 l$
„ $a = 0,3 l$	„ „ $x = 0,357 l$

Wie man sieht, liegen die gefährlichen Querschnitte, wenn man von $a = 0$ absieht, sehr nahe beieinander, und man begeht daher bei dem flachen Verlauf der Maximalmomentenkurve nur einen sehr kleinen Fehler, wenn man einen mittleren Querschnitt als den gefährlichen für alle Radstände annimmt. Wählt man für denselben $x = 0,34 l$ und setzt jetzt dieses x in die Gleichung (6) ein, so erhält man als Näherungsformel für das Maximalmoment mit einem Geltungsbereich $0 < a < 0,3 l$

$$(7) \quad M_{\max}^{II} = P l \left[0,2688 - 0,1600 \frac{a}{l} - v \left\{ 0,0941 + 0,2983 \frac{a}{l} - 0,438 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \right].$$

Bei Beurteilung der Fehlergröße dieser Formel muß beachtet werden, daß bei ihrer Ableitung zwei Ungenauigkeiten zugelassen wurden, die sich aber teilweise aufheben. Die erste beruht auf der Verwendung einer Parabel als Einflußlinie, wodurch sich um etwa 0,4 bis 0,7% zu große Momente ergeben, die zweite in der nicht in allen Fällen ungünstigsten Einstellung der Lasten, was Fehler bis zu ungefähr 1½% zur Folge hat. Da der erste Fehler immer auftritt, der zweite dagegen nur bei gewissen Radständen und dann mit umgekehrtem Vorzeichen, wird der Gesamtfehler der Formel auch im ungünstigsten Falle nur ungefähr $\pm 1\%$ betragen.

Wie schon früher erwähnt, tritt bei größeren Radständen das größte Moment dann auf, wenn nur die eine Last in dem fraglichen Feld, die andere dagegen im Nebefeld steht. Für diesen Fall findet man die Momentenformel aus Gleichung (6), wenn man $a = 0$ und $P = \frac{P}{2}$ annimmt und für x den Ort des gefährlichen Querschnittes, der früher mit $x = 0,314 l$ ermittelt wurde, einsetzt. Man findet dann

$$(8) \quad M_{\max}^I = P l [0,1514 - 0,0634 v].$$

Diese Formel ergibt Werte, die bis auf etwa 1/3% genau sind.

Den kritischen Radstand, von dem an der zweite Fall die ungünstigste Belastung darstellt, findet man durch Gleichstellung der Gleichung (7) und Gleichung (8). Man findet:

$$\text{mit } v = 0,98 \quad a = 0,255 l$$

$$\text{mit } v = 0,90 \quad a = 0,284 l$$

Wenn also $a > 0,25 l$, so muß untersucht werden, ob die Formel für M^{II} oder die für M^I den ungünstigsten Wert ergibt. Wenn $a > 0,3 l$, wird immer die Formel für M^I den maßgebenden größeren Wert ergeben.

Der Streckbalken wird außer auf Biegung auch noch durch eine Axialkraft auf Druck beansprucht, die gleich ist der Horizontalkraft bei der gegebenen Laststellung. Man findet diese Druckkraft D^{II} , die gleichzeitig mit dem durch zwei Lasten hervorgerufenen größten Biegemoment M^{II} auftritt, unmittelbar aus Gleichung (4), wenn in dieselbe $x = 0,34 l$ eingesetzt wird. Man erhält dann:

$$(9) \quad D^{II} = P l \frac{1}{h} \cdot v \left[0,1765 + 0,5591 \frac{a}{l} - 0,822 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right].$$

Im Falle, als das größte Moment nur durch eine Last hervorgerufen wird, findet man die gleichzeitig mit M^I auf-

tretende Druckkraft D^I aus Gleichung 4) durch Einsetzen von $a = 0$, $P = \frac{P}{2}$ und $x = 0,314 l$ zu

$$(10) \quad D^I = 0,1022 P l \frac{1}{h} \cdot v$$

Für die Berechnung der Unterspannung und die Untersuchung des Streckbalkens auf Knickung ist die größte überhaupt auftretende Horizontalkraft maßgebend. Die ungünstigste Laststellung hierfür ist die symmetrische, wobei also $x = +0,5 a$ bzw. $x = -0,5 a$ ist. Man erhält damit aus Gleichung (1) für die größte Horizontalkraft

$$(11) \quad H_{\max} = P l \frac{1}{h} \cdot v \left[0,3666 - 0,411 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right]$$

Wenn man den Geltungsbereich dieser Formel mit $a \leq 0,6 l$ begrenzt, so gibt sie sehr genaue Werte, da nach dem früher gesagten der Fehler selbst im ungünstigsten Falle nur etwa 0,3% beträgt. Innerhalb dieser Grenze tritt H_{\max} immer unter der Belastung mit beiden Lasten auf, so daß die Gleichung (11) auch dann in Geltung bleibt, wenn für das größte Biegemoment die Belastung mit nur einer Last maßgebend ist.

Mit Hilfe der Formeln für M , D und H lassen sich sämtliche Größen ermitteln, die man für die Profilierung des Sprengwerkes benötigt. Es ist nur noch erforderlich, den Wert der Elastizitätskonstante ν anzugeben, die von der Querschnittsgröße der Profile abhängt.

Nach Bleich¹⁾ ist für die hier angenommene Feldteilung und bei Vernachlässigung jenes Gliedes, das sich auf die Pfosten des Sprengwerkes bezieht und dessen Einfluß ein nur sehr geringer ist,

$$(12) \quad \nu = \frac{h^2}{h^2 + 1,667 \frac{J}{F} + \left(\sec^3 \alpha + 0,667 \right) \frac{J}{F_1}}$$

worin J und F das Trägheitsmoment bzw. die Querschnittsfläche des Streckbalkens, F_1 die Querschnittsfläche des Hängegurtes und α den Winkel bedeutet, den der Gurt in den Außenfeldern mit dem Streckbalken einschließt. Nimmt man im Mittel $h = 0,1 l$ an, so wird $\sec \alpha = 1,054$ und $\sec^3 \alpha = 1,171$. Mit diesem Durchschnittswert erhält man für ν die einfache Gleichung

$$(13) \quad \nu = \frac{h^2}{h^2 + 1,667 \frac{J}{F} + 1,838 \frac{J}{F_1}}$$

Wie bei allen statisch unbestimmten Systemen muß die Rechnung zweimal durchgeführt werden, da die Querschnittsgrößen zunächst nicht bekannt sind. Bei der ersten Rechnung wird man für ν zunächst einen Mittelwert von etwa 0,95 annehmen können, doch ist es wichtig, denselben in einer zweiten Rechnung zu berichtigen, da der Faktor ν die Größe der Momente und Horizontalkräfte, wie auch aus Abb. 2 ersichtlich, in ganz bedeutendem Maße beeinflusst.

Zum Schluß sollen noch Formeln für das Eigengewicht angegeben werden. Bedeutet g die ruhende Last für die Längeneinheit, so ist nach Bleich¹⁾ die Horizontalkraft

$$(14) \quad H_g = 0,1176 g l^2 \frac{1}{h} \cdot v$$

Hiermit ergibt sich das Biegemoment an der Stelle $x = 0,314 l$ zu

$$(15) \quad M_g^{II} = g l^2 (0,0672 - 0,0627 \nu)$$

und an der Stelle $x = 0,314 l$ zu

$$(16) \quad M_g^I = g l^2 (0,0757 - 0,0729 \nu)$$

Zusammenfassung.

Für ein Trapezsprengwerk mit einer Feldteilung 3:4:3 und zentrischem Anschluß des Zuggurtes, das von zwei Einzel-lasten P im gleichbleibenden Abstand a belastet wird, gelten folgende Näherungsformeln:

a) Wenn nur ein Feld vorhanden ist, sich also immer beide Lasten in demselben befinden müssen (Kranbrücke), ist, falls $0 < a < 0,3 l$, das größte Biegemoment

$$M_{\max}^{II} = P l \left[0,2688 - 0,1600 \frac{a}{l} - \nu \left\{ 0,0941 + 0,2983 \frac{a}{l} - 0,438 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right\} \right]$$

die gleichzeitig auftretende Axialkraft:

$$D^{II} = P l \frac{1}{h} \cdot v \left[0,1765 + 0,5591 \frac{a}{l} - 0,822 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right],$$

b) wenn mehrere Felder vorhanden sind, so daß eine der beiden Lasten auch außerhalb des fraglichen stehen kann (Kranbahn), gelten, solange $0 < a < 0,25 l$ ist, die gleichen Formeln wie unter a). Wenn dagegen $a > 0,25 l$, muß untersucht werden, ob nicht die ungünstigere Belastung die ist, bei der nur eine Last im Felde steht. In diesem letzteren Fall ist das größte Biegemoment

$$M_{\max}^I = P l \left[0,1514 - 0,0634 \nu \right]$$

die gleichzeitig auftretende Axialkraft:

$$D^I = 0,1022 P l \frac{1}{h} \cdot v,$$

c) die größte Horizontalkraft ist in beiden Fällen, falls $0 < a < 0,6 l$,

$$H_{\max} = P l \frac{1}{h} \cdot v \left[0,3666 - 0,411 \left(\frac{a}{l} \right)^2 \right],$$

d) das durch die gleichmäßig verteilte ruhende Last g für die Längeneinheit hervorgerufene Biegemoment ist

$$\text{im Falle a) } M_g^{II} = g l^2 (0,0672 - 0,0627 \nu),$$

$$\text{im Falle b) } M_g^I = g l^2 (0,0757 - 0,0729 \nu).$$

Die durch dieselbe erzeugte Horizontalkraft ist in beiden Fällen

$$H_g = D_g = 0,1176 g l^2 \frac{1}{h} \cdot v,$$

e) Die Elastizitätskonstante ist in allen Fällen

$$\nu = \frac{h^2}{h^2 + 1,667 \frac{J}{F} + 1,838 \frac{J}{F_1}}$$

wobei sich J und F auf den Streckbalken, F_1 auf den Zuggurt beziehen.

1) F. Bleich, Formeln und Tabellen für den Eisenbau, S. 246.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Preßluftwerkzeuge in der Bauindustrie.

Die Preßluft hat ihren Siegeszug im Bergbau gehalten. Ausschlaggebend hierfür war nicht nur die Ungefährlichkeit des Betriebes, sondern die Mannigfaltigkeit ihrer Verwendung, vor allen Dingen die Möglichkeit, schlagende Werkzeuge damit anzutreiben. Ihrer Hilfe ist es zu verdanken, daß die Kohlenförderung in den letzten Jahren bei verminderter Belegschaft ständig gehoben werden konnte. Es ergab sich höchste Wirtschaftlichkeit, obwohl in Wirklichkeit nur ein kleiner Teil der zur Erzeugung der Preßluft aufgewandten

Die Werkzeuge werden in allen erforderlichen Größen angefertigt sowohl für leichte Bildhauerarbeiten als für schwersten Abbruch, auch werden Spezialtypen wie Spatenhämmer zum Abstecken bzw. Abräumen usw. geliefert.

Auf Grund der Erfahrungen in den rauen Betrieben des Bergbaues sind von deutschen Firmen (unter anderen die Firma G. Düsterloh, G. m. b. H., Sprockhövel/Westf.) zweckmäßige Konstruktionen geschaffen worden, die bisher unerreichte Leistungen abgeben und auch in bezug auf die Güte des verwandten Materials keinem amerikanischen Fabrikat nachstehen.

Da fast sämtliche Kompressorfabriken fahrbare bzw. leicht transportable Anlagen herstellen, ist zu erwarten, daß die Anwendung der Preßluftwerkzeuge sich schnell weiter ausdehnt und nicht auf Industriebauten beschränkt bleibt, wo man schon lange die Vorteile erkannt und ausgenutzt hat. Eine Beschleunigung aller Arbeiten wird dadurch gewährleistet.

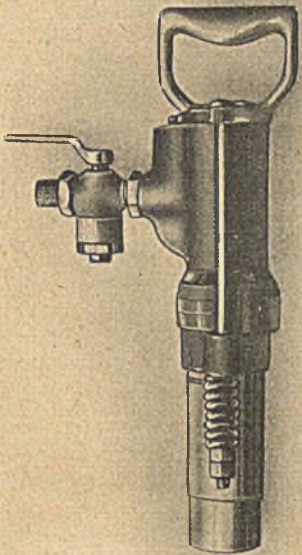


Abb. 1. Bohrhammer.

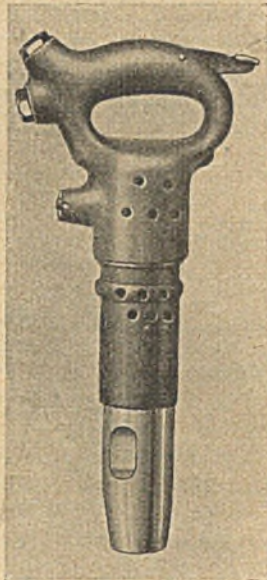


Abb. 2. Meißelhammer.

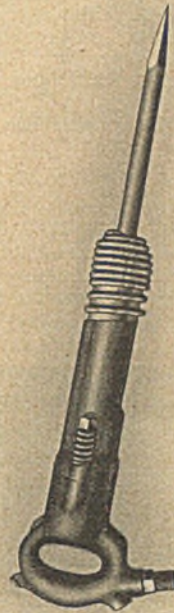


Abb. 3. Düsterloh-Abbauhammer.

Grundanstrich neuer Eisenbauwerke.

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gibt unter Ziffer 82 D 14767 nachstehende Verfügung vom 8. November 1926 bekannt:

Im Anschluß an die Verfügung 82 D 12 630 vom 11. Oktober 1926 und die am 23. Oktober 1926 mit den Dezernenten für Brücken und Ingenieurhochbau in Rheinhausen abgehaltene Besprechung.

Bei kleineren und mittleren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Überbauten mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle nicht lohnt, ist der Grundanstrich in der Eisenbauanstalt auszuführen. Die hierzu erforderliche Bleimennige kann von der Eisenbauanstalt oder von der zuständigen Reichsbahndirektion beschafft werden.

Wird die Bleimennige von der Eisenbauanstalt beschafft, so hat diese vor Ausführung des Grundanstrichs eine streichfertige Probe der Farbe an die Chemische Versuchsabteilung des Eisenbahnwerks Brandenburg West in Kirchmöser zur Untersuchung einzusenden. Dabei ist Bezugsquelle, Verwendungszweck und Mischungsverhältnis der Farbe mitzuteilen. Das Untersuchungsergebnis ist von der Eisenbauanstalt dem Abnahmebeamten vorzulegen, der hiernach über Verwendung oder Ablehnung der Farbe entscheidet. Vor der Entscheidung des Abnahmebeamten darf mit dem Anstrich auf keinen Fall begonnen werden. Erstreckt sich die Ausführung des Anstriches mit derselben Farblieferung auf einen längeren Zeitraum, werden z. B. mehrere kleinere oder mittlere Überbauten gestrichen, so hat der Abnahmebeamte nach Absatz 2 — Güteprüfung — der „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ weiter eine oder u. U. auch mehrere streichfertige Proben von der vorgenannten Chemischen Versuchsabteilung in Kirchmöser untersuchen zu lassen. Die Untersuchungsergebnisse sind vom Abnahmebeamten an das zuständige Dezernat der Reichsbahndirektion einzureichen, wo sie nach Auswertung für die Anstrichprüfungsnachweisung den Bauakten einzuverleiben sind. Die Kosten der Untersuchungen trägt die Eisenbauanstalt.

Bei größeren Bauwerken, bei denen sich die Entrostung der Eisenteile mit Sandstrahlgebläse auf der Baustelle lohnt, bleibt es den Reichsbahndirektionen überlassen, das oben geschilderte Verfahren anzuwenden oder die Eisenteile ungestrichen auf die Baustelle zu bringen und erst die fertiggestellten Überbauten mit Sandstrahlgebläse zu entrostern und sie dann weiter nach den „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)“ zu behandeln.

Energie Arbeit leistet. Die gleiche Erfahrung hatte man im Eisenbau, wo heute kaum noch Niete von Hand geschlagen oder größere Gießformen von Hand gestampft werden.

Es ist daher erklärlich, daß auch im Hoch- und Tiefbau Bestrebungen zu einer weitgehenden Benutzung der Preßluft vorhanden sind, nicht nur in Verbindung mit Sandstrahlgebläsen oder Farben-

spritzvorrichtungen, sondern speziell für Schlagwerkzeuge. Die heute im Straßen- und Betonbau verwandten Materialien bilden nämlich eine derart kompakte und feste Masse, daß ein Aufreißen oder Löcherbohren nach den früheren Arbeitsweisen unendliche Mühe verursacht. Es ist jedoch ein Leichtes, mit einem Preßluftbohrhammer (Abb. 1) in jedes Steinmaterial in kürzester Zeit Löcher zu schlagen, sei es für Ankerschrauben-Durchführungen und dergleichen oder für Spannungen. Mit bestem Erfolg hat man z. B. Betonklötze in der Weise gesprengt, daß in die gebohrten Löcher von etwa 50 mm \varnothing Eisen gelegt und dann ein Eisenkeil eingetrieben wurde. Die zum Bohren erforderliche Drehbewegung des Werkzeuges erfolgt entweder selbsttätig oder beim umsatzlosen Bohrhammer von Hand. Zum Schlagen von Kanälen benutzt man den Meißelhammer (Abb. 2) bzw. Abbauhammer (Abb. 3), die in besonders kräftiger und schwerer Ausführung auch als Beton-aufreißer bezeichnet werden und im Straßenbau schon gute Dienste geleistet haben.

Für Stampfarbeiten, besonders auch in der Kunststeinfabrikation, ist der Preßluftstampfer (Abb. 4) sehr beliebt, der ja nach dem Verwendungszweck einen entsprechend geformten Schuh erhält.



Abb. 4. Stampfer.

In den Eisenbauanstalten werden nur die bei der fertigen Konstruktion sich überdeckenden Teile mit Bleimennige gestrichen. Für diese Anstriche ist selbstverständlich das oben erörterte Verfahren maßgebend. Entrostung und Anstrich auf der Baustelle werden zweckmäßig zusammen vergeben. Um die Schwierigkeiten zu beseitigen, die aus der Akkordarbeit, aus der Arbeit bei Regen und feuchter Witterung, aus Verfälschung der Farbe, aus mangelhafter Entrostung usw. entstehen, empfiehlt es sich, einen Teil des Bauwerks, der möglichst vielseitig beansprucht sein soll und als solcher gemeinsam mit dem Unternehmer ausgewählt wird, unter genauer Aufsicht und mit der von der Reichsbahn für erforderlich gehaltenen Gründlichkeit vom Unternehmer entrostet und streichen zu lassen. Diese so behandelte Fläche wird unauffällig durch Umrandung kenntlich gemacht. Der Unternehmer muß sich verpflichten, das übrige Bauwerk so zu entrostet und zu streichen, daß es sich in seinem Anstrich acht Jahre ebenso hält, wie der unter Aufsicht und mit besonderer Vorsicht gestrichene und gekennzeichnete Teil. Unter diesem Gesichtspunkt auftretende Mängel hat der Unternehmer auf seine Kosten zu beseitigen.

Im übrigen sind selbstverständlich die Vorschriften der „FAE“ bindend. In den Verträgen müssen die vorstehenden Richtlinien eindeutig klargestellt werden.

Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft Hauptverwaltung
(gez.) Kraefft.

Der Wuchtförderer.

Der Wuchtförderer ist eine federnd gelagerte Förderrinne (Abb. 1) mit kurzen schnellen Längsschwingungen. Durch die Neigung der stählernen oder eschenen federnden Tragrahmen um 15° gegen die Lot-

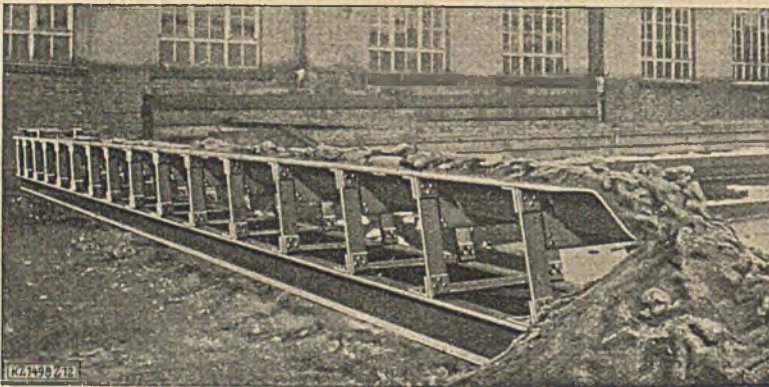


Abb. 1.

rechte nach rückwärts erhält das Fördergut bei der Schwingung vorwärts eine Beschleunigung von rd. 10° gegen die Wagerechte nach aufwärts und verläßt infolgedessen im freien Wurf die Rinne, so daß die ganze Bewegung sägezahnartig wird (Abb. 2), äußerlich jedoch wie ein gleichförmiges Fließen erscheint. Den Antrieb erhält die ganze Einrichtung durch einen an Längsschraubenfedern hängenden Kurzschlußmotor mit unausgewuchteten Schwungscheiben, deren ungleichmäßiger Lauf die Schwingungen erzeugt. Durch Abstimmung der Massen läßt sich die Eigenschwingung der Rinne mit dem Fördergut mit der Schwingungszahl der Erregermaschine in Resonanz bringen und dadurch der Kraftbedarf niedrig halten (1 PS bis 20 m³, 1,5 PS



Abb. 2.

bis 30 m³/Stunde). Fördergut, das besonders geschont werden muß, verträgt bis 6 m/Min. Fließgeschwindigkeit, solches, das nicht stauben soll, bis 10 m, grobes Schüttgut 15 bis 25 m/Min. Die Leistung kann bis 100 m³/Std. gesteigert werden. Die Rinnenlänge ist auf 30 bis 40 m beschränkt, längere oder krumme Strecken erfordern mehrere übergreifende Rinnen, die sich aber nicht berühren dürfen. (Nach Dr.-Ing. H. Heymann in Darmstadt in der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure vom 6. März 1926, S. 309—313.) N.

Trockendock in Sunderland.

Das neue Schiffsreinigungsdock in Sunderland ist 150 m lang, 23 m weit und über dem Einlaßdrempl bei Flut 8 m, bei Ebbe 3,5 m tief, im Kammerboden 1,35 m tiefer. Die Tiefe von 3,5 m erfordert für die meisten Schiffe mit 3,6 m Tiefgang nur wenig Pumparbeit beim Docken. Eine Verlängerung um 45 m ist vorgesehen. Rechtwinklig zum Dock schließen an das Torhaupt flutfreie Kaimauern an, zusammen 170 m lang. Alle Mauern sind auf Fels gegründet. Das Torhaupt und rd. 100 m der Kaimauern haben im Schutze der alten Ufermauer offen gegründet werden können, dann sind die Docktore eingesetzt und hinter diesem Abschluß alle anderen Dockteile

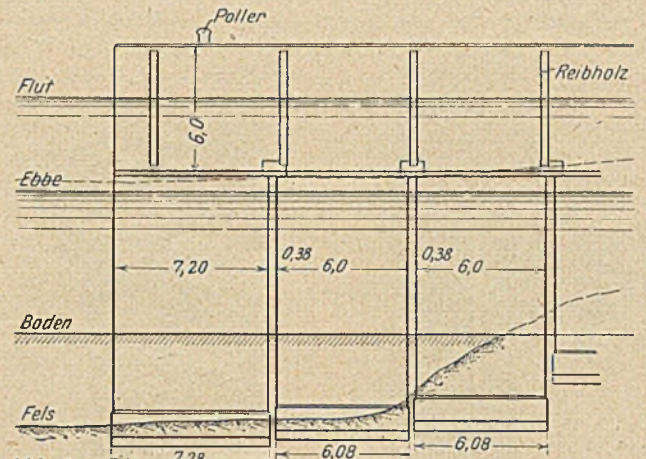


Abb. 1.

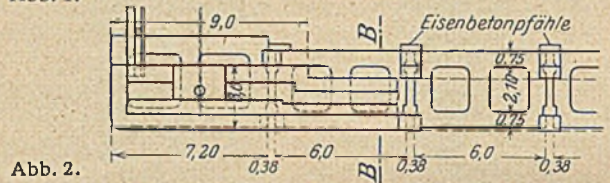


Abb. 2.

auch offen fertiggestellt worden, wobei 2 m Arbeitsbreite hinter den Längsmauern Raum zum Aufstellen der Pumpen und zum Ableiten des Wassers boten. Der übrige Teil der Kaimauer ist aus Betonblöcken von 6 m Länge, 3,6 m Breite und 13 m größter Höhe aneinander gereiht worden, mit einem Block von 7,2 × 4,2 m Grundfläche als Abschluß (Abb. 1 u. 2). Die Blöcke sind als Doppelsenkkästen aus Beton mit genieteten Schneiden und Ankereisen im Beton auf einer Damm-

schüttung aufgebaut und, soweit nötig, mit Hilfe von Tauchern versenkt worden, an besonders schwierigen Stellen unter Umwandlung in Druckluftsenkkästen. Die 40 cm weiten Zwischenräume sind durch Eisenbetonpfosten geschlossen und ausbetoniert worden (Abb. 2 u. 3). Auf diesen Unterbau kam die 2,4 m hohe durchlaufende Ufermauer mit kräftig verankerten gußeisernen Pollern.

Die eisernen Stamtore haben von Mitte zu Mitte der Wendesäulen 24 m Stützweite und 4,8 m Pfeil und 10,5 m Höhe, zu der noch eine 75 cm hohe Schanzverkleidung gegen Springfluten und ein Steg von 1,2 m Breite kommen. Das Gewicht jedes Torflügels von 90 t wird durch eine Luftkammer bis auf 7 t entlastet. Die Anschlagssäulen und -schwellen bestehen aus Hartholz. Das Tor kann durch elektrische Winden in 2 1/2 Minuten geöffnet oder geschlossen werden, im Notfall durch Gangspille in 13 Minuten. Für den leichten

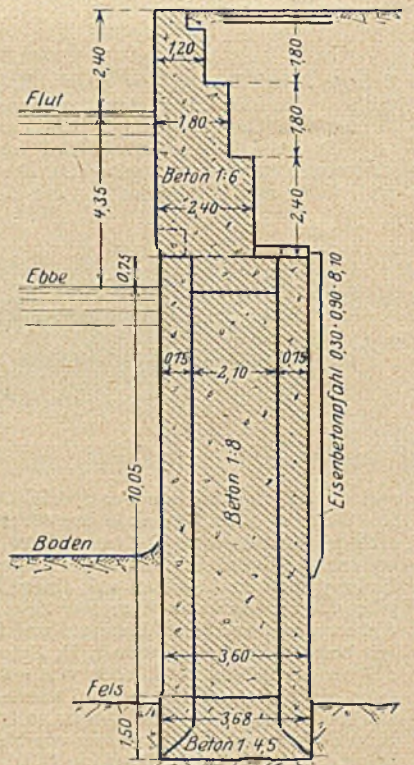


Abb. 3. (Schnitt BB.)

Zusammenbau im Torhaupt ist jeder Torflügel in drei lotrechten Teilen angeliefert worden. Die Pumpen zum Entleeren des Docks stehen 1,5 m unter Ebbespiegel im Torhaupt, von wo aus auch die Schützen für die zwei Einläufe zum Füllen in den Längswänden durch Druckwasser betätigt werden. (Nach W. Simpson, beratendem Ingenieur, in Engineering vom 29. Jan. und 19. Febr. 1926, S. 13, 1—136 und 225—228 mit 14 Zeichn., 2 Abb. und 5 Tafeln.) N.

Die Stadtbrücke in Graz.

Zu dem gleichnamigen Aufsatz in Heft 40 dieser Zeitschrift, S. 781, bemerken wir im Einvernehmen mit unserer Gruppe Österreich folgendes:

Aus der Rede des Bürgermeisterstellvertreters von Graz, Herrn Ingenieur Dr. Pertassek, könnte man schließen, daß bei Betonbrücken immer mehr oder weniger große Überschreitungen der veranschlagten Baukosten zu erwarten sind. Dies widerspricht vollständig den Tatsachen. Brücken bestehen aus den Tragwerken und aus den Widerlagern und Pfeilern. Die Kosten der Tragwerke können von vornherein ganz genau berechnet werden, gleichgültig ob sie in Beton, in Eisenbeton, in Eisen oder in Holz ausgeführt werden. Anders steht es mit den Kosten der Widerlager und Pfeiler. Diese hängen von den

Gründungsverhältnissen, also davon ab, in welcher Tiefe der tragfähige Baugrund erreicht wird, wie groß der Wasserandrang in der Baugrube ist u. dergl. Die Kosten der Widerlager und Pfeiler sind daher bei großen Flußbrücken immer schwer zu erfassen und stellen deshalb im Voranschlag einen unbestimmten Posten dar, gleichviel aus welchem Baustoff das Brückentragwerk hergestellt wird. Im vorliegenden Falle handelt es sich um nachträglich vorgeschriebene Spundwände, eine Vertiefung des Fundamentes und schwierigere Wasserhaltung, kurz lauter Mehrarbeiten, die von der Frage, ob man das Tragwerk in Eisen oder in Eisenbeton ausführt, vollständig unabhängig sind.

Für die Entscheidung, ob für ein Brückentragwerk Beton oder Eisen als Baustoff gewählt werden sollen, kommen die Gründungsschwierigkeiten für die Widerlager und Pfeiler nicht in Betracht, weil sie sowohl bei Beton- als auch bei Eisentragwerken in gleichem Maße vorhanden sind. Für die Wahl des Brückenbaumaterials einer Stadtbrücke spielen ganz andere Gesichtspunkte mit, vor allen Dingen auch schönheitliche Momente, die Frage der Unterhaltung und die Kostenfrage. Mit dieser Ansicht steht Herr Oberbaurat Dr. Fritz Emperger, Wien, durchaus nicht allein da, wie in der Rede des Herrn Dr. Pertassek hervorgehoben wurde. Zu erwähnen ist z. B. die Stadt München, die ihre Isarbrücken ausschließlich als massive Bögen von hervorragender Schönheit hergestellt hat.

Deutscher Beton-Verein E. V.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Arbeitsmarktlage.

Der Rückgang der Erwerbslosenziffern, der seit dem Februar d. J. — von einer kurzen Stockung im Juni abgesehen — gleichmäßig anhält, ist in der ersten Novemberhälfte zum Stillstand gekommen. Die geringe Abnahme, welche die Zahl der Hauptunterstützungsempfänger auch noch am 15. November aufweist (— 24 000), dürfte im wesentlichen auf das Ausscheiden der ausgesteuerten Erwerbslosen zurückzuführen sein. Die Anzahl der von den Arbeitsnachweisen gemeldeten Arbeitssuchenden zeigt bereits am 15. November gegenüber dem Vormonat eine geringe Zunahme (+ 4500). Die Zahl der Notstandsarbeiter, die im Mai mit 170 100 ihren Höchststand erreichte und dann bis August auf 130 000 zurückging, ist seitdem konstant geblieben. Die Anhaltzahlen sind im einzelnen:

Monatsmitte	Hauptunterstützungsempfänger		Arbeitssuchende	Arbeitslose in % der Gewerkschaftsmitglieder	Notstandsarbeiter
	Anzahl	% der Krankenkassenmitglieder			
Februar 1926	2 058 400	12,9	2 488 500	22,0	87 000
September „	1 483 500	8,8	1 973 500	15,2	130 100
Oktober „	1 338 050	7,8	1 828 900	14,2	129 200
November „	1 314 100	7,7	1 833 400	—	129 800
(November 1925	443 400	2,5	800 400	10,7	30 050)

Im Baugewerbe trat, hauptsächlich infolge des Beginns der ungünstigen Baumonate, die Verschlechterung auf dem Arbeitsmarkt schon früher ein. Bereits die Zahlen von Ende Oktober lassen eine — wenn auch noch sehr geringe — Zunahme der arbeitslosen Bauarbeiter erkennen. Die Zahl der von den Arbeitsnachweisen als arbeitssuchend gemeldeten Baufacharbeiter stieg gegenüber dem Vormonat um 7000, und auch die gewerkschaftliche Statistik berichtet über eine Zunahme von 0,3% der erfaßten (hauptsächlich gelernten) Bauarbeiter. Soweit bereits Zahlen vom November bekannt sind, geht aus ihnen ein weiteres, nicht unerhebliches Anwachsen der Erwerbslosenziffern hervor. (Vgl. die untenstehende Tabelle.) — Bezüglich ist die Lage nach wie vor sehr verschieden; relativ befriedigend ist sie in Pommern, Brandenburg, Schleswig-Holstein, Hannover und Württemberg. Besonders groß ist die Arbeitslosigkeit der Maler und auch der Maurer, während der Beschäftigungsgrad der Zimmerer und der Tiefbauarbeiter sich meist weniger verschlechterte. Im ganzen genommen ist

unter Berücksichtigung der Jahreszeit und der allgemeinen Wirtschaftsverhältnisse die Arbeitsmarktlage im Baugewerbe als verhältnismäßig günstig anzusehen. Ein Vergleich mit dem Vorjahre fällt bereits Ende November zugunsten der augenblicklichen Lage aus. — Nachstehend die genauen Ziffern für das Baugewerbe:

Monatsende	Arbeitsuchende Bauarbeiter		Arbeitslose in den Baugewerkschaften in % der erfaßten Mitglieder			
	gelernte	ungelehrte	Dt. Baugewerksbund	Zv. der Zimmerer	Zv. der christl. Bauarb.	Gez. Durchschn.
September 1926	75 170	96 730	16,0	17,9	23,2	16,9
Oktober „	82 050	96 670	16,0	19,2	23,4	17,2
16. November „	93 950	—	18,0	—	—	—
(November 1925	—	—	27,8	18,8	31,2	26,4)

Großhandelsindex.

	3. 11.	10. 11.	16. 11.	24. 11.	1. 12.	8. 12.
	131,5	133,0	131,8	130,6	130,0	131,3
Reichslebenshaltungsindex	Juli	August	Sept.	Oktober	Novbr.	
	142,4	142,5	142,0	142,2	143,6	
Großhandelsindex	Juli	August	Sept.	Oktober	Novbr.	
	127,4	127,0	126,8	130,2	131,6	

Gesetze, Verordnungen, Erlasse.

(Abgeschlossen am 9. Dezember 1926.)

Anordnung über weitere Verlängerung der Kurzarbeiterfürsorge. Vom 25. November 1926. (RGBl. I, S. 491.) Die Geltungsdauer der Anordnung über Kurzarbeiterfürsorge vom 20. II. 26 wird bis zum 31. März 1927 verlängert. (Bisher verlängert bis zum 27. November 1926; vgl. Bauing. 34, 674.)

Rechtsprechung.

Entlassung von Schwerbeschädigten. In einer Entscheidung vom 20. Oktober 1926 hat das Gewerbegericht Zeulenroda festgestellt, daß es für die Hauptfürsorgestelle nur zwei Möglichkeiten für die Stellungnahme zu der von ihrer Genehmigung abhängigen Kündigung eines Schwerbeschädigten gibt. Die Hauptfürsorgestelle kann nach Ansicht des Gewerbeberichtes entweder die Zustimmung erteilen oder sie versagen. Wird sie erteilt, so wird durch die Kündigung das Arbeitsverhältnis ohne weiteres aufgelöst, wird sie versagt, so bleibt das Arbeitsverhältnis bestehen. Ein Zwischenzustand ist ausgeschlossen. Das Gewerbegericht hält es nicht für angängig, daß die Hauptfürsorgestelle die Zustimmung zur Kündigung nur bedingt erteilt, mit dem Vorbehalt, daß der Schwerbeschädigte ohne Rücksicht auf die Zahl der Beschäftigten wieder einzustellen sei, wenn der Betrieb, dessen Stilllegung die Ursache der Kündigung war, wieder aufgenommen wird. Die unter einer solchen Bedingung erteilte Zustimmung ist so zu behandeln, als ob sie bedingungslos gegeben wäre. Der auf Grund der erteilten Zustimmung entlassene Schwerbeschädigte kann daraus,

daß die Firma die Bedingung nicht eingehalten hat, keinen Anspruch gegen die Firma herleiten. Das Gericht hält es für unvereinbar mit dem Rechtsbegriff der Kündigung, daß die Kündigung unter einer Bedingung ausgesprochen wird. Der Kündigung wohnt rechtsgestaltende Kraft inne; durch sie wird das Arbeitsverhältnis gelöst; sie schafft einen klaren eindeutigen Rechtszustand. Durch die gesetzte Bedingung würde die Auflösung des Rechtsverhältnisses hinausgeschoben, die rechtlich einzig mögliche Wirkung der Kündigung, nämlich die Auflösung des Arbeitsverhältnisses, würde vorläufig ungewiß sein und ev. überhaupt nicht eintreten.

In dem Streitfall, der die Grundlage für die Entscheidung bildete, hatte der mit Zustimmung der Hauptfürsorgestelle entlassene Schwerbeschädigte auf Grund der Bedingung, die die Hauptfürsorgestelle an die Zustimmung zur Kündigung geknüpft hatte, die Wiedereinstellung nach Wiederaufnahme des Betriebes, außerdem aber auf Grund § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes Weiterzahlung des Lohnes auf 3 Monate vom Tage der Kündigung an beantragt. § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes bestimmt, daß die Zustimmung zur Kündigung eines Schwerbeschädigten dann nicht versagt werden darf, wenn der Betrieb eines privaten Arbeitgebers nicht nur vorübergehend vollständig eingestellt oder wesentlich eingeschränkt wird und zwischen dem Tage der Kündigung und dem Tage, bis zu dem Gehalt oder Lohn weitergezahlt wird, mindestens 3 Monate liegen. Aus dieser Gesetzesvorschrift kann nach Ansicht des Gewerbegerichtes nicht gefolgert werden, daß ein Schwerbeschä-

digter, der im Falle der völligen Betriebsstilllegung mit Zustimmung der Hauptfürsorgestelle entlassen wurde, gegen den Arbeitgeber einen klagbaren Anspruch auf 3 Monate Lohn habe. Es handelt sich hier vielmehr lediglich um eine Anweisung an die Hauptfürsorgestelle, also um eine öffentlichrechtliche Vorschrift, aus der eine private Klageforderung gegen einen Arbeitgeber, dem von der Hauptfürsorgestelle die Zustimmung zur Kündigung erteilt wurde, nicht hergeleitet werden kann. Das Gewerbegericht hat deshalb auch die auf § 16 des Schwerbeschädigtengesetzes gestützte Klageforderung abgelehnt.

Unter welchen Voraussetzungen liegt in einem Falle, in dem der Arbeitgeber die Lohnsteuer nicht rechtzeitig an die Finanzkasse abgeführt hat, Steuerhinterziehung vor? Die Unterlassung rechtzeitiger Entrichtung fälliger Steuerbeträge erfüllt noch nicht den Tatbestand einer vorsätzlichen Steuerhinterziehung in Form der Verkürzung der Steuereinnahmen (§ 359 AO.). Es muß hinzukommen, daß der Steuerpflichtige der Steuerbehörde bewußt das Bestehen oder die Höhe des Steueranspruches verschweigt. Ein solches Verschweigen ist darin zu erblicken, daß der Steuerpflichtige dem Finanzamt weder ein Stundungsgesuch noch sonst eine Mitteilung über das Bestehen einer Steuerschuld hat zukommen lassen. Diese Sachlage lag in dem vorliegenden Streitfall vor. Demnach war der Tatbestand des § 379 AO. als erfüllt anzusehen, da die Absicht dauernder Vorenthaltung der geschuldeten Steuern nicht erforderlich ist. (Urteil des Reichsgerichts vom 11. 10. 26 — 2 D 850/1926.)

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 2 vom 25. Januar 1925, S. 67.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 11. November 1926.

- Kl. 19 a, Gr. 28. W 68 254. Georg Winter, Köln-Deutz, Lorenzstraße 21. Zum Eindrehen und Ausdrehen vom Schienenbefestigungsschrauben dienende, fahrbare Vorrichtung. 23. I. 25.
- Kl. 20 f, Gr. 10. G 64 932. Gesellschaft für Förderanlagen Ernst Heckel m. b. H., Saarbrücken. Schienenzangen-Fangvorrichtung für Fahrzeuge. 27. VII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 8. V 21 203. Joseph Vögele A.-G., Mannheim. Anordnung zum Niederhalten der Weichenzunge am Drehpunkt. 16. IV. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 12. Sch 74 979. Leonhard Schmidt, Amberg. Eisenbetonkanal für Kabel-, Drahtzug- und Gestängeleitungen, insbesondere für Eisenbahnsicherungsanlagen. 1. VIII. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 38. A 45 108. Fa. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Streckenblockung mit Selbstbetätigung am Anfang und am Ende einer Blockstrecke. 29. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 44. H 100 832. Hermann Wilhelm Hummel, Naunhof, Sa. Selbsttätig wirkende Warnvorrichtung für Eisenbahnzüge, welche mit dem Streckensignal zwangsläufig verbunden ist und durch den fahrenden Zug Knallsignale auslöst. 2. III. 25.
- Kl. 37 e, Gr. 13. M 87 910. Dipl.-Ing. Wilhelm Geck, Offenbach a. M., Mainstr. 135. Vorrichtung zum Reinigen von Betonschalbrettern. 9. V. 24.
- Kl. 80 a, Gr. 56. N 24 357. Hans Nolze, Darmstadt, Eckardtstr. 35. Vorrichtung zur Herstellung dichter Betonkörper nach dem Schleuderverfahren. 27. III. 25.
- Kl. 85 d, Gr. 3. R 65 533. Oskar Ritschel, Duisburg, Hohe Str. 24/26. Verhinderung von Sauerstoffaufnahme durch das in einem offenen Behälter angesammelte Wasser. 29. IX. 25.
- Kl. 85 e, Gr. 19. St 39 545. August Steinhäuser, Essen a. d. Ruhr, Steinmetzstr. 31. Vorrichtung zum Entleeren von senkrechten Sammelschächten. 5. V. 25.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 45 vom 11. November 1926.

- Kl. 5 c, Gr. 8. 437 731. Dipl.-Ing. Otto Henkel, Magdeburg, Gutenbergstraße 17, u. Dipl.-Ing. Karl Walter, Beuthen, O.-S., Gustav-Freytag-Str. 14. Eisenbetonplatte für den Schachtausbau. 13. VIII. 22. H 90 823.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 437 649. Albert Höing, Königssteele, Ruhr. Gleishebebock mit einer auf das Kopfende des Hubhebels wirkenden Hub- und Sperrvorrichtung. 26. I. 26. H 105 096.
- Kl. 19 a, Gr. 28. 437 650. Maschinenfabrik Hasenclever Akt.-Ges., Düsseldorf. Fahrbare Gleisrückmaschine mit während des Gleisrückens angehobenem als Belastung dienendem Gestellförderwagen. 15. VIII. 24. M 86 019.
- Kl. 19 e, Gr. 1. 437 697. „Cubex“-Maschinenfabrik G. m. b. H., Halle a. d. S. Mit entgegengesetzten Streichbrettern versehene fahrbare Vorrichtung zum Unterfüllen von angehobenen Gleisen. 3. II. 25. C 36 147.
- Kl. 20 a, Gr. 12. 437 602. Richard Petersen, Oliva b. Danzig; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Seilhängebahn mit bewegtem Drahtseil. 21. V. 25. P 50 558.

- Kl. 20 g, Gr. 8. 437 539. Franz Rawie, Osnabrück-Schinkel. Prellbockanlage. 19. I. 26. R 66 462.
- Kl. 20 h, Gr. 4. 437 829. Schenck & Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Fangvorrichtung; Zus. z. Pat. 425 746. 10. II. 26. Sch 76 946.
- Kl. 20 h, Gr. 6. 437 605. R. Wolf, Akt.-Ges., Abt. Hagans, Erfurt. Im Schwerpunkt des Wagens angebrachte Hebevorrichtung für auf Gleisen laufende leichtere Wagen. 12. II. 26. W 71 700.
- Kl. 20 h, Gr. 7. 437 830. Fritz Rieger, Kaiserslautern, Kaiserstr. 46a. Verfahren zum Ankünden vorsichtig zu rangierender Wagen im Ablaufbetrieb. 15. VIII. 25. R 65 126.
- Kl. 20 i, Gr. 3. 437 739. Dipl.-Ing. Erich Weinitschke, Berlin-Lichtenberg, Frankfurter Allee 206. Hilfsvorrichtung für Farbenblinde zur Unterscheidung verschiedener Signalfarben, z. B. von Eisenbahnsignalen. 4. II. 26. W 71 628.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 437 740. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnsignalanlage. 27. XI. 25. S 72 360.
- Kl. 20 i, Gr. 11. 437 741. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Lichtsignal mit Kurzschlußsicherung. 27. XI. 25. S. 72 382.
- Kl. 20 i, Gr. 28. 437 788. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Erdschlußüberwachung in Blockanlagen. 8. XI. 25. S. 72 170.
- Kl. 20 k, Gr. 9. 437 789. Fa. Siemens-Schuckertwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Selbsttätige Spannvorrichtung für Fahrdrähte oder für andere Leitungsteile elektrischer Bahnen mit Hilfe eines Doppelhebels; Zus. z. Pat. 388 233. 4. X. 25. S 71 758.
- Kl. 20 k, Gr. 19. 437 790. Fa. Österreichische Industriewerke, Warchalowski Eißler & Co., A. G., Wien; Vertr.: Pat.-Anwälte W. Zimmermann u. Dipl.-Ing. E. Jourdan, Berlin SW 11. Plattformwagen, insbesondere für die Oberleitung elektrischer Bahnen mit einer in der Höhenrichtung verstellbaren und wagrecht drehbaren Plattform. 11. VIII. 25. O 15 106. Österreich 30. VII. 25.
- Kl. 35 b, Gr. 1. 437 837. Dr.-Ing. Siegmund Löschner, Saarbrücken, Blumenstr. 51. Antrieb für Katzen oder Seilträger für Kabelkrane. 29. V. 24. L 60 338.
- Kl. 35 b, Gr. 6. 437 839. Franz Neumann, Geesthacht. Vorrichtung zum Verladen gestapelter Bausteine u. dgl. 8. XI. 24. N 23 779.
- Kl. 37 f, Gr. 3. 437 800. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Nürnberg. Vorrichtung zum Aufbauen von Scheiben- gasbehältern. 29. X. 25. M 91 925.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 437 767. Walter Schindler, Bern; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Berlin W 9. Zweiteilige Mischtrommel. 29. III. 25. Sch 73 660.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 437 674. Emil Sprenger, Goldach, Schweiz; Vertr.: Dr. G. Rauter, Pat.-Anw., Berlin W 9. Verfahren zum Mischen und Sortieren von Materialien, insbes. Beton u. dgl. 21. VIII. 21. S 57 317.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 437 768. Lauchhammer-Rheinmetall Akt.-Ges., Berlin. Abraumförderbrücke. 24. XII. 25. L 64 745.
- Kl. 81 e, Gr. 127. 437 769. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke. 6. IV. 23. P 46 055.

- Kl. 81 c, Gr. 127. 437 770. J. Pohlig, Akt.-Ges., Köln-Zollstock, u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Straße 170. Abraumförderbrücke; Zus. z. Pat. 437 769. 10. V. 23. P. 46 245.
- Kl. 84 b, Gr. 2. 437 513. Fa. Rheinische Metallwaren- und Maschinenfabrik, Düsseldorf-Derendorf. Schiffshebewerk mit Laufkran. 11. V. 24. R 61 095.

- Kl. 84 c, Gr. 2. 437 523. Edward Le Bas u. Ernest Albert Garatt, London; Vertr.: L. Schiff, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Spundwände aus H-Eisen. 19. VII. 23. B 110 471. Großbritannien. 16. II. 23.
- Kl. 85 b, Gr. 1. 437 809. Permutit Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zum Ent härten von Wasser durch Basenaustausch. 6. VI. 20. B 94 320. V. St. Amerika 14. VIII. 14 u. 2. VI. 16 u. 8. V. 19.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Die Stau mauern, Theorie und wirtschaftlichste Bemessung mit besonderer Berücksichtigung der Eisenbetontalsperren und Beschreibung ausgeführter Bauwerke. Von Dr.-Ing. N. Kelen. 307 Text-Abb., m. VIII, 294 S. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis geb. RM. 39.—.

Die Kreiszylindergewölbe der aufgelösten Stau mauern fordern bei ihren einfachen Formen zu einer allgemeinen analytischen Behandlung geradezu auf. Eine solche allgemeine Untersuchung der Spannungsverhältnisse des Bogens, die dann noch durch eine analytische Behandlung des Pfeilers ergänzt wird, bildet den Ausgangspunkt und den ersten Teil des vorliegenden Werkes. Im Zusammenhang damit entwickelt dann der Verfasser Betrachtungen über die wirtschaftliche Bemessung und Anordnung der aufgelösten Stau mauern. Hier auf folgt ein Abschnitt über die konstruktive Ausbildung, an den sich dann die Wiedergabe und Besprechung einer großen Zahl von Gewölbe- und Gewölbereihenmauern anschließt. Zahlreiche Bemessungstafeln machen in Verbindung mit den Richtlinien für die rationelle konstruktive Gestaltung das Werk im ganzen, wie Ludin in seinem Geleitwort hervor hebt, zu einer wertvollen Hilfe für den entwerfenden Ingenieur. Die Behandlung des Stoffes gibt jedoch im einzelnen noch Anlaß zu manchen kritischen Bemerkungen.

Bei den grundlegenden statischen Untersuchungen des Bogens (S. 17 ff.) fällt vor allem auf, daß der Verfasser bei der Berechnung des Horizontalschubes (Gl. 10) im Nenner, also im Ausdruck δ_{HH} die elastische Wirkung der Normalkraft durchweg mit hercinimmt. Diese Wirkung fällt nur bei sehr flachen oder im Verhältnis zum Radius sehr dicken Bogen (wo die Gewölbetheorie streng nicht mehr gilt) ins Gewicht, kann also bei Stau mauergewölben unbedenklich übergangen werden. Durch solche und ähnliche Vernachlässigungen hätten sich die Formeln erheblich einfacher aufbauen lassen. Die Spannungen wären von Gewölberadius und Stärke in einfachen (linearen, quadratischen oder kubischen) Beziehungen abhängig. Der Rechenaufwand für die Diagramme, die sich z. T. auf Geradenscharen zurück führen lassen, wäre auf einen Bruchteil zurückgegangen. Solche Diagramme habe ich vor Jahren gelegentlich der Berechnung der Vöhrenbacher Sperre entwickelt. Die Berechnung ohne die genannten Vernachlässigungen ist übrigens nur scheinbar genauer, man denke nur an die Voraussetzungen, die der Rechnung zugrunde liegen (festes E, feste Einspannung usw.).

Die Vorliebe des Verfassers für analytische Entwicklungen hat das Buch da und dort unnötig schwerfällig gemacht. Daß z. B. der Kreis die einzige Form der Stützlinie bei gleichmäßigem Wasserdruck ist (S. 15), läßt sich unmittelbar aus der Anschauung leichter einsehen, als durch einen rechnerischen Nachweis. Ebenso kann der über einige Seiten (S. 97—101) sich hinziehende Beweis, daß das Bild der Hauptspannungen im Pfeiler von der Lage des der Rechnung zugrunde gelegten Schnittes unabhängig ist, auf mehr geometrisch-anschaulichem Wege mit wenigen Sätzen geführt werden. Ferner wird auf Seite 130 sehr umständlich ein Ausdruck hergeleitet, um den die hydrostatische Höhe des auf den Pfeiler wirkenden Wasserdrucks zu vermindern ist. Dieser Ausdruck läßt sich fast unmittelbar anschreiben, wenn man sich vorstellt, daß diese Verminderung nichts anderes ist als die senkrecht zum Pfeiler liegende Komponente des durch den Bogen verdrängten Wassergewichts.

Bei den verschiedenerei Untersuchungen für die günstigsten Abmessungen und Anordnungen hat der Verfasser fast durchweg vom Einfluß des nach den Kämpfern zunehmenden Wasserdrucks abgesehen, er setzt also Verhältnisse voraus, wie sie nur bei recht hohen Stau mauern vorliegen. Nun sind die aufgelösten Stau mauern meist nicht sehr hoch, der veränderliche Wasserdruck fällt also noch recht erheblich ins Gewicht. Dadurch verlieren die Betrachtungen des Verfassers die Allgemeingültigkeit, und es wäre wünschenswert gewesen, wenn er wenigstens noch einige qualitative Erörterungen über die Art und Richtung dieses Einflusses gegeben hätte.

Was der Verfasser über die konstruktive Ausgestaltung sagt, ist nicht immer überzeugend begründet. Leider fehlt hier der Raum, um auf die einzelnen Punkte einzugehen. Die Kämpferverstärkung hätte nach der konstruktiven und wirtschaftlichen Seite eingehender behandelt werden dürfen. Schwierigere Fragen wie die Knicksicherheit des Pfeilers, Wahl und Anordnung der Querversteifungen bleiben ohne Lösung.

Gewölbe- und Gewichtsstau mauern werden nur kurz und unvollständig gestreift, kürzer, als man es von einem Buch mit dem allgemeinen Titel „Stau mauern“ erwarten könnte. Zudem ist das über

die Berechnung der Gewölbemauern Mitgeteilte (S. 60—62) teilweise anfechtbar. Jouillard nimmt z. B. an den Seiten eine ganz andere und wesentlich besser begründete Verteilung der Wasserlast auf Gewölbe- und Stützmauer an als der Verfasser (s. Schweiz. Bauz. Bd. 78 S. 271 ff.).

Vollständig falsch, wenn auch weniger für die Brauchbarkeit des Buches ins Gewicht fallend, ist die Seite 16 unten vertretene Auffassung, daß auch bei wagerecht angenommenen Schnitten mit einem nach den Kämpfern hin zunehmenden Wasserdruck zu rechnen sei. Für die einfache Widerlegung ist hier nicht der Platz.

Zuletzt möchte ich noch bemerken, daß mir neben anderen stilistischen Schwerfälligkeiten und Unrichtigkeiten („diese Vorsichtsmaßregel hat seine Begründung“ S. 125) auch die dauernd wiederkehrende Bildung „Gewölbereihendamm“ nicht dem deutschen Sprachgefühl zu entsprechen scheint. Sie wäre, da es sich um einen festen Baustoff handelt, doch wohl besser durch Gewölbereihenmauer zu ersetzen.

Trotz dieser mancherlei Anstände ist in dem Buch doch viel fleißige Arbeit niedergelegt, die man sich beim Entwurf von aufgelösten Stau mauern gewiß gerne und mit Vorteil zunutze machen wird.

Dr.-Ing. Kammüller.

Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen. Von Dr.-Ing. Max Mayer, Duisburg. 66 Seiten, 3 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1926. Preis RM 2,70.

Die übliche Art, bei der man die Sicherheit beim Bauen durch die Festsetzung einer zulässigen Spannung zu erreichen und zu gewährleisten sucht, hat etwas Unbefriedigendes. Für die vielerlei Einflüsse, die außerhalb des Schemas der statischen Berechnung ein Bauwerk bedrohen, läßt man ganz generell einen größeren Spielraum offen, den Raum von der „zulässigen Spannung“ bis zur „Bruchspannung“. So kann ein Bauwerk, das nur summarisch berechnet und nicht sorgfältig ausgeführt ist, trotz der Einhaltung der zulässigen Spannung recht nahe am Bruch sein und sogar einstürzen, andererseits kann einem geschickten Ingenieur, der die verschiedenartigen Einflüsse und Beanspruchungen zu erfassen versteht und erfassen will, die „zulässige Spannung“ eine volle Materialausnutzung unmöglich machen. Statt nun die möglichen Unsicherheiten in einen starren Sicherheitsfaktor generell und summarisch hineinzulegen, schlägt Mayer ein entgegengesetztes, mehr analytisches und individuelles Verfahren vor. Die Rechnung soll alle im einzelnen Falle möglichen Kraftwirkungen nach ihren größtmöglichen Beträgen unter den ungünstigsten Annahmen über Material und Bearbeitung umfassen. Die daraus errechneten Grenzkraften dürfen dann in ihrem Betrag bis nahe an die unterste zu erwartende Grenze der Festigkeit heranreichen. Die Bestimmung dieser Grenzwirkungen beruht auf Wahrscheinlichkeits-erwägungen, wie auch der bisherige Sicherheitsbegriff ein nur weniger klar erfaßter Wahrscheinlichkeitsbegriff ist. Einige sehr anregende Abschnitte des Buches beschäftigen sich auch eingehend mit analytischen Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen, und die vorliegenden Probleme werden in gründlicher Weise angefaßt.

Das Verfahren der Grenzkraften ist ein Ziel, das dem reiferen Ingenieur wohl mehr oder weniger bewußt vorschwebt, aber wahrscheinlich nur in bescheidenen Grenzen und asymptotisch erreicht werden kann. Es setzt beim entwerfenden Ingenieur und bei der Behörde recht viel Erfahrung voraus — auch in Dingen, die man noch nicht weiß — es sei nur an die Theorie der Beanspruchung erinnert. Aber als Anregung und Reiz zum eigenen Nachdenken über die Grundfragen des Berufs ist diese lebendig geschriebene Schrift des in der Literatur sonst schon rühmlich bekannten Verfassers gewiß schon heute sehr wertvoll.

Kammüller.

Von Sachsens Bauschaffen und Technischer Wirtschaft. Festschrift zum Deutschen Architekten- und Ingenieurtag, Dresden 1926. Industrie- und Verkehrsverlag G. m. b. H., Dresden. Preis kart. RM. 7,50.

Das glänzend ausgestattete und soweit es das Bauschaffen des Architekten behandelt, auch mit hervorragenden Abbildungen versehene Werk bringt für den Bauingenieur in seinem zweiten Teile unter „Technische Wirtschaft“ eine Anzahl Aufsätze berufener Fachmänner über Sachsens Elektrizitätswirtschaft (vom Generaldirektor der A.-G. Sächs. Werke, F. Wöhrle), über Sachsens Talsperren und Wasserkraften sowie über die Schifffahrtswegen Sachsens (von

Ministerialrat Sorger, Dresden), über den Straßenbau in Sachsen (von Ministerialrat Dr. Speck, Dresden) und endlich das Kraftfahrwesen (von ord. Prof. Wawrziniok, Dresden). Es liegt in der Natur und dem Zwecke der vorliegenden Veröffentlichung, daß hier eine verhältnismäßig kurze aber inhaltreiche und großzügige Zusammenfassung der behandelten Gebiete gegeben ist, die aber gerade wegen der in ihr niedergelegten allgemeinen Gesichtspunkte und Fragen eine besondere, über den Rahmen einer einfachen Zusammenfassung hinausgehende Bedeutung erhält. Deshalb wird ein jeder, der die vorgenannten Veröffentlichungen liest, nicht nur über die sächsischen Verhältnisse, Planungen und Ausführungen unterrichtet, sondern er erhält einen bedeutsamen Überblick über das gesamte Schaffensgebiet als solches.

M. F.

Dr.-Ing. Ludwig Hotopp: Bewegliche Brücken, II. Teil: Die Dreh-, Hub- und Rollbrücken, Brückenfähren. Hannover 1926, Helwingsche Verlagsbuchhandlung. 152 Seiten, 358 Abbildungen. RM 25.—

Der I. Teil des großangelegten Werkes über bewegliche Brücken erschien im Jahre 1913 und behandelte die Klappbrücken.

Der vorliegende II. Teil, der wegen der Kriegsverhältnisse erst jetzt erscheinen konnte, behandelt alle andern Formen, besonders die Dreh- und Hubbrücken, sodann aber auch Rollbrücken und Brückenfähren.

Das wichtige und schwierige Gebiet der beweglichen Brücken ist bisher in der einschlägigen deutschen und ausländischen Literatur nur sehr spärlich vertreten. Es ist daher ganz besonders zu begrüßen, daß der erste größere deutsche Werk über diesen Gegenstand von einem Fachmanne wie Geheimrat Hotopp herausgegeben wird, der sowohl

im Eisenbau und Wasserbau, wie auch im Maschinenwesen die nötige Erfahrung besitzt.

Wie im I. Teil wird auch jetzt für jeden Brückentypus zuerst eine allgemeine Übersicht gegeben und daran anschließend eine größere Anzahl von Beispielen; die meisten derselben sind deutsche Brückenausführungen; aber auch ausländische Brücken, darunter europäische sowohl als amerikanische, sind reichlich vertreten. Alle wesentlichen Punkte sind eingehend besprochen und durch zahlreiche Abbildungen, auch photographische Aufnahmen, erläutert.

Es ist anzunehmen, daß die Entwicklung auf dem Gebiete der beweglichen Brücken auf lange Zeit hinaus einen gewissen Abschluß gefunden hat. Nur ein paar Neuerungen werden vielleicht für Brücken mit starkem Verkehr eine gewisse Bedeutung erlangen, nämlich Fahrbahndecken aus Eisenbeton, zum ersten Male bei der kürzlich eröffneten, großen Burnside Street Klappbrücke in Portland, Oregon, ausgeführt, ferner Hubbrücken mit zwei Fahrbahnen, die getrennt gehoben werden können; diese Anordnung bietet den Vorteil, daß die obere, für Fußgänger und leichten Automobilverkehr bestimmte Fahrbahn nur für die Durchfahrt hochmastiger Schiffe geöffnet zu werden braucht. Besonders in amerikanischen Großstädten fällt ein solcher Umstand, des ungeheuren Automobilverkehrs wegen, ins Gewicht. Der solchen Aufgaben gegenübergestellte Ingenieur wird aus dem Werke Hotopps manche Anregung schöpfen können.

Dem Verlag gebührt besondere Anerkennung für die Ausstattung des Werkes. Das Format ist vielleicht etwas unhandlich, aber jedenfalls so groß gewählt, um die Abbildungen nicht zu stark verkleinern zu müssen.

Das Werk sei allen Ingenieuren und Studierenden auf das Beste empfohlen.
Hans H. Rode, Drontheim.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Bau einer Unterführung unter dem Ringbahnhof Tempelhof.

Am Montag, den 15. November d. J. besichtigte die Ortsgruppe Brandenburg der D.G.f.B. die Baustelle der neuen Unterführung unter den Ringbahnhof Tempelhof. Oberbaurat Dipl.-Ing. Schwenke vom Tiefbauamt des Bezirksamtes Berlin-Tempelhof gab freundlicherweise die notwendigen Erläuterungen und führte durch die Baustelle. Für die Eisenbahn-Bauarbeiten schilderte Regierungsbaurat Krüger von der Reichsbahn die zu lösenden Aufgaben.

Bis zum Ende des Krieges lag Tempelhof abgeschlossen für sich südlich der Ringbahn. Jetzt, da ein großer Teil des Tempelhofer Feldes, dieses alten Parade- und Truppen-Übungsplatzes, der Bebauung erschlossen worden ist und auch der Automobilverkehr eine immer größere Bedeutung gewinnt, reicht die Berliner Straße als einzige Ausfallstraße von Berlin nach dem Süden nicht mehr aus. Schon vor dem Kriege wurde mit dem Bau einer Unterführung unter den Bahnanlagen des Ringbahnhofes Tempelhof westlich der Berliner Straße begonnen, durch die die Entlastungsstraße hindurchgeführt werden soll. Teile der Unterführung sind schon damals fertiggestellt worden.

Die Unterführung erhält die außergewöhnliche Länge von fast 200 m, da die Ringbahnanlagen erheblich nach der Seite des Tempelhofer Feldes erweitert werden, um Platz für Abstellgleise und eine Triebwagenhalle für den elektrischen Verkehr zu schaffen, der in den nächsten Jahren auf der Berliner Stadt- und Ringbahn eingeführt werden soll. Die Fundierung der Triebwagenhallen gestaltet sich auf dem frisch angeschütteten Gelände besonders schwierig. Man benutzt zur Gründung Mastbetonpfähle. Früher stellte man die einzelnen Abschnitte der Unterführung so her, daß man die Gleise an der betreffenden Stelle außer Betrieb nahm, den Bauteil durch eine eiserne Spundwand abschloß und die Erdmassen oben auf Eisenbahnwagen lud und abfuhr. Da der Betrieb auf dem Bahnhof erheblich gewachsen ist, kann man keine Gleise mehr dem Betrieb entziehen. Durch die Unterführung sollen zugleich die Sammelkanäle für das Niederschlagswasser und das Schmutzwasser des neuen Stadtteiles auf dem Tempelhofer Feld hindurchgeführt werden. Die beiden Schmutzwasserleitungen, Tonrohre von 0,55 m Dmr. und der Betonkanal für Regenwasser sind zu einem eigenartig gestalteten Profil zusammengefaßt. Der Regenwasserkanal ist begehbar. Da mit der Herstellung dieser Kanäle wegen der Überlastung des Pumpwerkes auf dem Tempelhofer Felde nicht bis zur Fertigstellung der Unterführung gewartet werden konnte, hat man sich entschlossen, sie im Stollenbau auszuführen und diesen Stollen so groß zu machen, daß man durch ihn zugleich die Erdmassen hindurchfahren kann, die aus den südlichen Bauabschnitten der Unterführung fortbewegt werden müssen und zum Anschütten von neuen Straßen nördlich der Bahn verwandt werden sollen. Wenn man die Erdmassen auf der Südseite hätte verwenden können, wären diese umständlichen Arbeiten nicht notwendig gewesen. Man hat einen zweistöckigen Stollen vorgetrieben, der in Kürze durchgestochen sein wird. Beim Bau des Stollens mußte in bergmännischer Weise vorgegangen werden. Unter den Betriebsgleisen des Bahnhofes Tempelhof müssen die einzelnen Bohlen sehr sorgfältig eingezogen werden. Der Grundwasserstand bereitet, da er auf dem Tempelhofer Felde tief ist, keine Schwierigkeiten. Der untere Teil des Stollens soll den

Regenwasserkanal mit den beiden Schmutzwasserrohren aufnehmen, im oberen Teil wird die Erde abgefahren.

Die Decke der Unterführung ist als Träger auf vier Stützen konstruiert, am Bürgersteigrande Pendelstützen. Trotz der höheren Kosten wird die Deckenkonstruktion mit Beton verkleidet, da die Unterhaltungskosten dadurch erheblich geringer werden. Die Decke wird mit Tektolith gedichtet; die vor dem Kriege verwandte Asphaltisolierung hat sich nicht genügend dicht erwiesen. Die Einfahrt der Unterführung wird architektonisch wirksam gestaltet.

Von der Baustelle der Unterführung begaben sich die Teilnehmer zur Berliner Straße. Die alte Berliner Straße hatte einen 10 m breiten Fahrdamm in der Mitte, zu beiden Seiten desselben je ein Straßenbahngleis eingeschlossen von Baumreihen; dieser Straßenquerschnitt mußte den modernen Anschauungen entsprechend umgebaut werden. Zu gleicher Zeit wird die Nordsüdbahn (Untergundbahn) bis zur Ringbahn verlängert. Sie wird seitlich der Berliner Straße zunächst als Einschnittbahn gebaut, kann aber später bei wachsendem Verkehr im geschlossenen Tunnel unter der verbreiterten Straße fahren. Um unnötige Gefällverluste auf der Nordsüdbahn zu vermeiden, muß die Berliner Straße erhöht werden. Zum Auffüllen nimmt man die Erdmassen aus dem Einschnitt der Nordsüdbahn. Der erhöhte Abschnitt der Straße erhält Steinpflasterung, während die Straße im übrigen Teil eine Walzasphaltdecke bekommt. Beim Bau des neuen Straßenquerschnittes wollte man möglichst die alten prächtigen Baumreihen erhalten. In die Mitte kommt der 6 m breite Straßenbahnkörper, zu beiden Seiten desselben je ein Fahrdamm von 8 m Breite. Der gesamte Straßenverkehr ist für die Zeit des Umbaus über andere Straßen umgeleitet worden; für den Straßenbahnverkehr wurde auf der Ostseite der Straße ein zweites Gleis gelegt. Der westliche Fahrdamm der Straße und der neue Gleiskörper für die Straßenbahn in der Mitte werden zuerst gebaut. Nach der Fertigstellung dieser beiden Teile wird auf ihnen der Verkehr aufgenommen und der östliche Fahrdamm gebaut.

Weil die Straße nur kurze Zeit dem Verkehr entzogen werden darf, werden beim Bau die modernsten Straßenbaumaschinen benutzt, um den Bau zu beschleunigen. Den Teilnehmern wurde eine neue Betonmischmaschine im Betrieb vorgeführt, die vier Funktionen erfüllen kann, nämlich den Aufzug der Baustoffe, das Mischen mit Wasserzusatz, darauf das Vorfahren eines Kübels mit der Mischung an einem Kragarm und schließlich das Schwenken dieses Kragarmes. Bei gut organisierter Materialzufuhr wird die Leistung der Maschine sehr günstig. Geliefert wurde sie vom Hüttenamt Sonthofen. Sie ist mit einem 24 PS Dieselmotor für die Mischmaschine ausgestattet. Nach 17 Umdrehungen ist eine Mischung fertig. Mit dem Schwenkarm ist die Maschine imstande, eine solche Fläche zu bestreichen, daß der Beton für den 8 m breiten Damm bequem an die Stelle geschüttet werden kann, wo er gebraucht wird, wenn die Maschine in der Mitte des Damms aufstellung findet. Zur Einebnung und zum Feststampfen wird eine amerikanische Straßenbaumaschine (Finisher) benutzt, welcher bei genügender Fertigstellung von Betonmischern etwa 1600 m² Unterbettung in achtstündiger Schicht herstellen kann. Durch die Verwendung der Maschinen werden die Bauarbeiten so beschleunigt, daß mit einem schnellen Fortgang der Arbeiten zu rechnen ist.