

DER BAUINGENIEUR

15. Jahrgang

23. November 1934

Heft 47/48

DIE TROCKENLEGUNG DER PONTINISCHEN SÜMPFE.

Von Geh. Baurat, Prof. Dr.-Ing. ehrh. G. de Thierry.

Übersicht: Es werden die zur Urbarmachung der Pontinischen Sümpfe im wesentlichen bis jetzt schon beendeten Arbeiten beschrieben. Sie umfassen: die Ableitung des aus fremdem Gebiet zufließenden Wassers, das früher durch das Pontinische Sumpfgebiet seinen Weg zum Meere finden mußte, und die Melioration des Gebiets selbst, das in hochliegende, mittelhohe und niedrige Zonen eingeteilt wurde. Die Bewässerungsanlagen, der Bau von Straßen und die Versorgung des Gebiets mit Trinkwasser werden beschrieben.

Nachdem Mussolini am 18. Dezember 1932 im Agro Pontino die erste unter der faschistischen Regierung erbaute Stadt Littoria eingeweiht hatte, erfolgte am 21. April d. J. in Anwesenheit S. M. des Königs von Italien die feierliche Einweihung der zweiten Stadt Sabaudia, in reizender waldiger Umgebung, an den Ufern des Paola Sees, der hinter der Dünenkette sich bis zu den Füßen des Monte Circeo erstreckt, gelegen. Der Bau der dritten Stadt Pontinia ist in Angriff genommen und mit ihrer für den 28. Oktober 1935 in Aussicht genommenen Einweihung wird das Ziel, das sich der Duce im Jahre 1926 steckte, erreicht sein.

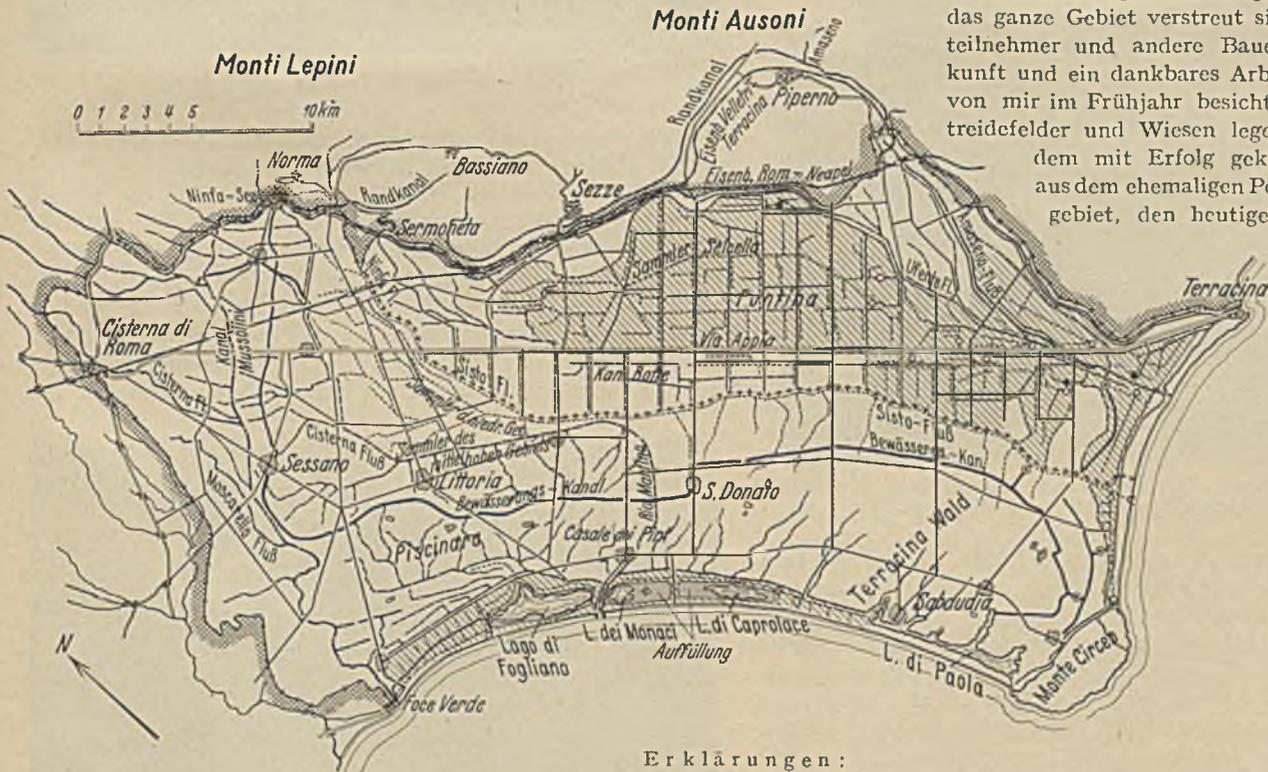
Die eigentlichen Bauarbeiten konnten erst im Jahre 1931 in Angriff genommen werden, nach Beendigung sehr eingehender Vorarbeiten. Diese Vorarbeiten in einem durch Sümpfe, undurchdringliches Gestrüpp und Wald teilweise unzugänglichen Gebiet, nahmen fünf Jahre in Anspruch.

Nach noch nicht dreijähriger, aber intensivster, zielbewußter Arbeit kann man schon nicht mehr von einem Sumpfgebiet sprechen. In annähernd 1500 Siedlungshäusern, die über das ganze Gebiet verstreut sind, fanden Kriegsteilnehmer und andere Bauernfamilien Unterkunft und ein dankbares Arbeitsfeld, denn die von mir im Frühjahr besichtigten üppigen Getreidefelder und Wiesen legen Zeugnis ab von dem mit Erfolg gekrönten Fleiß, der aus dem ehemaligen Pontinischen Sumpfgebiet, den heutigen „Agro Pontino“ (Potinischen Acker) geschaffen hat.

Interessant ist, daß die über das ganze Gebiet sich erstreckenden Arbeiten ermöglicht haben auch Dichtung und Wahrheit zu scheiden. Die Sage berichtet, daß vor etwa zwei Jahrtausenden, zur Zeit als die Volsker sich gegen die Herrschaft Roms wehrten, 24 Städte in dem Gebiet vorhanden waren. Spuren dieser Siedlungen hätten mit den tiefgreifenden Motorpflügen, mit denen ein sehr



Abb. 1. Littoria. — Ansicht vom Kirchturm.



Erklärungen:

- | | | | |
|---------|---|-------|----------------------------------|
| Abb. 2. | Eisenbahn | — | ● bestehende Pumpwerke (3 Stück) |
| | neuangelegte Straßen | — | ○ geplante Pumpwerke (14 Stück) |
| | Entwässerung des hohen Gebietes | — | ⊙ geplante Pumpwerke f. d. |
| | Entwässerung des mittelhohen Gebietes | — | Bewässerung (4 Stück) |
| | Entwässerung des niedrigen Gebietes | — | |
| | niedrig gelegene Flächen mit künstlicher Entwässerung | ▨ | |
| | Grenze des Gebietes der pontinischen Sümpfe | ▤ | |
| | Grenze der Gebiete Piscinara und Pontina | +++++ | |

großer Teil des Gebiets bearbeitet wurde, aufgefunden werden müssen. Aber, obwohl am Fuße der Berge, die das Gebiet nach Osten begrenzen, Überbleibsel von alten Städten und Bauten



Abb. 3. Via Appia.

vorhanden sind, hat man keinerlei Überreste von Bauwerken innerhalb des Sumpfgebiets aufgefunden. Nur die Via Appia, deren Bau 442 Jahre nach der Gründung Roms, somit im Jahre 312 v. Chr. von dem blinden Censor Appius Claudius in Angriff genommen wurde, durchzieht das ganze Pontinische Gebiet in gerader Linie. Diese Straße, die von Rom zunächst nach Bajae, dem Badestrand des alten Roms, und Capua führte, von wo ein Abzweig nach Tarentum und Brundisium, ein anderer über Rhegium und Sizilien nach



Abb. 4. Straße von Littoria zur Via Appia.

Carthago und an die Säulen des Herakles führte, wurde schon bald nach ihrer Fertigstellung zeitweise überflutet und erst später von den Kaisern Trajan und Nerva instand gesetzt. Ein Kärtchen aus dem Jahre 1777 enthält jedoch neben der Bezeichnung Via Appia, den Vermerk „deserta“, woraus zu entnehmen ist, daß sie damals verlassen war. Der Verkehr ging dann über die alte Straße, die dem Fuße der Berge entlang führt. Drei Steine, die von Arbeiten herrühren, die unter der Herrschaft Theodorichs von Decius ausgeführt wurden, der außer der Instandsetzung der Via Appia die Trockenlegung der Sümpfe in Angriff nahm, sind die einzigen Zeugen von im Altertum und Mittelalter ausgeführten Arbeiten. Ende des XVI. Jahrhunderts unternahm der Papst Sixtus V. Arbeiten an dem Fluß, der nach ihm benannt wurde, indem er den Lauf des Flusses begradigte und ihm eine Ausmündung durch die Dünenkette gab.

Im letzten Viertel des XVIII. Jahrhunderts leitete, auf Ver-

anlassung des Papstes Pius VI. der Bologneser Ingenieur Gaetano Rappini unter großen Schwierigkeiten gewisse Arbeiten zur Entwässerung des niedrigen Teils der Piscinara, worunter der auf dem rechten Ufer des Sixtusflusses gelegene Teil verstanden wird, während der auf dem linken Ufer liegende Teil den Namen Pontina führt. Parallel und dicht an der Südseite der Via Appia baute er den Kanal, der heute noch als Canale Linea Pio bezeichnet wird. Er legte ferner eine Anzahl Gräben an, um die Ländereien nach diesem Kanal zu entwässern, leitete den Ninfafluß in den Sixtusfluß, den er eindeichte und baute ihn weiter aus, gab dem Sixtusfluß nördlich der Via Appia eine neue Mündung und führte den Linea als Schifffahrtskanal bis nach Terracina. Aber bald stellte sich heraus, daß diese Maßnahmen unzureichend waren, hauptsächlich weil die Höhenlage des Linea die Aufnahme aller Wasser der niedrigen Gebiete nicht ermöglichte.

Die Versumpfung des ganzen Gebiets ist wahrscheinlich auf geologische Veränderungen des vulkanischen Gebiets zurückzuführen, worauf die erloschenen Krater, die heute vom Nemi und dem Albanosee ausgefüllt sind, hinweisen. Der Pflanzenwuchs in den Gräben, namentlich in den Sommermonaten, war so stark, daß er eine tägliche Erhöhung des Wasserstandes um 5 cm im Tag und Überschwemmungen hervorzurufen vermochte. Er hat

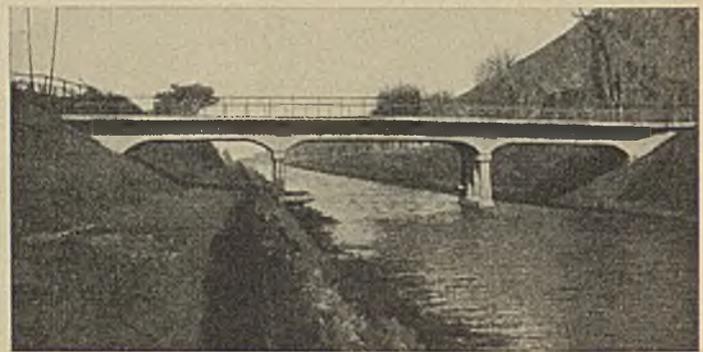


Abb. 5. Brücke über den Lineakanal.

jedenfalls erheblich zu der Versumpfung beigetragen. Bemerkenswert ist, daß bis vor wenigen Jahren die Verkrautung der Gräben dadurch bekämpft wurde, daß man Büffelherden in die Gräben trieb, die mit ihren Hufen die Gräser zerschnitten.

Die von Rappini ausgeführten Meliorationsarbeiten verliefen, weil die Kosten der Unterhaltung der Werke von der durch die Malaria dezimierten Bevölkerung nicht aufgebracht werden konnten, und weil die von den steilen, das Pontinische Gebiet von Ninfa bis Terracina nach Norden bis Osten begrenzenden durch Raubbau entwaldeten Bergen, zur Zeit der Schneeschmelze und



Abb. 6. Frühere Überschwemmung der Piscinara.

nach starken Regen herabstürzenden Wassermengen keinen ausreichenden Abfluß finden konnten. Bei dem geringen Gefälle haben ihre Sinkstoffe im Laufe der Jahrhunderte den Ab-

fluß immer weiter verschlechtert und zur Versumpfung beigetragen. Napoleon I. beauftragte den berühmten französischen Hydrauliker de Prony ein Projekt zur Trockenlegung der Sümpfe



Abb. 7. Altes Verfahren. Büffel werden zur Entkrautung der Gräben ins Wasser getrieben.

auszuarbeiten. Aber auch hier rächte sich der Mangel an gründlichen Vorarbeiten, und Dichtung trat an die Stelle der Wahrheit. De Prony hatte nämlich im Jahre 1815 den Wasserabfluß aus den zahlreichen in der Piscinara zutage tretenden Quellen zu 44 m³ geschätzt. Die jetzt auf Anordnung der faschistischen Regierung vorgenommenen genauen Messungen ergaben nach zweijährigen gewissenhaften Beobachtungen, daß der Wasserabfluß in Wirklichkeit nur 20 m³ betrug. Erst die neuerdings in den Jahren 1926 bis 1930 vorgenommenen Vorarbeiten, die zur Anfertigung einer Karte mit Höhenkurven in 50 cm Abstand führten, und über die aus fremdem Gebiet zufließenden, wie durch Quellen im eigenen Gebiet zutage tretenden Wassermengen und über die Bodenbeschaffenheit Klarheit brachten, gaben die Grundlagen zur Aufstellung eines für die Ausführung reifen Projekts. Die vom geographischen Institut der Heeresverwaltung angefertigte Karte im Maßstab 1 : 5000 mit genauen Höhenangaben gab die Erklärung für manche Mißerfolge früherer Arbeiten, denn manche Gebiete, deren Lage man früher für höher als Meeresspiegel hielt, erwiesen sich als der Rückstauwirkung des Meeres unterworfen. Genaue Untersuchungen über die Dauer und Höhe der Regenfälle und über die Leistungsfähigkeit der Abflüsse ermöglichten schließlich, eine gründliche Umarbeitung alter Entwürfe vorzunehmen.

Die erste Aufgabe der Meliorationsarbeiten bestand darin, die niedrigen Gebiete der Piscinara der Einwirkung der von den Bergen herabstürzenden Wassermengen zu entziehen. Der westliche Teil dieser Wasser wird in einem Sammelgraben, der bei der

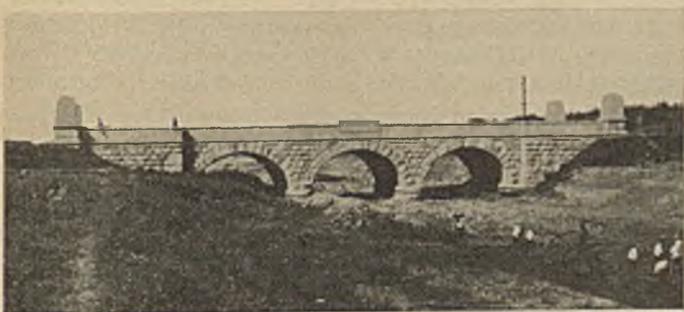


Abb. 8. Brücke in der Via Appia über den Kanal Mussolini.

außerhalb des Pontinischen Gebiets liegenden Stadt Sermoneta seinen Ursprung nimmt, aufgenommen und durch den künstlich geschaffenen Kanal Mussolini in den Moscarellofluß geleitet.

Dieser ergießt sich am westlichen Ende des ganzen Gebiets in das Meer und entwässert ein hoch gelegenes Gebiet von 26 000 ha, das im Gebirge liegt, und 9600 ha der Piscinara selbst. Bei Sermoneta nimmt aber auch der Sammelkanal seinen Ursprung, der den östlichen Teil der Gebirgswässer sammelt und an den Ortschaften Sezze und Piperno vorbei führend, sie durch den südwestlich von Terracina in das Meer mündenden Amasenofluß ableitet. Das Gebiet, das östlich vom Kanal Mussolini liegt, ist in zwei Zonen geteilt worden, die eine Zone umfaßt Gebiete, deren Höhenlage als mittlere Lage bezeichnet wird, während die zweite Zone die niedrigen Gebiete in sich schließt. Das größere mittelhohe Gebiet wird durch einen Sammelgraben, der in den Rio Martino mündet, entwässert. Der größere Teil des niedrigen Gebiets liegt auf der Nordseite der Via Appia, manche besonders tiefliegende Flächen müssen durch acht Pumpwerke, in Ergänzung der bestehenden drei Pumpwerke, entwässert werden, wogegen die Entwässerung der am oberen Lauf des Sisto- und Ninfaflusses gelegenen Gebiete durch Gräben geschieht, deren Wasser in einen Sammelgraben zusammengefaßt dem Sistofluß zugeleitet werden. Auf 27 km Länge seines Laufes entwässert der Sistofluß auch das auf seiner rechten Seite belegene östliche posttertiäre Dünengebiet und hat eine neue Mündung, 3 km nördlich der alten erhalten. Der westliche Hang des Dünengebiets, der bisher von dem Rio Martino nur sehr mangelhaft entwässert werden konnte, erhält eigene Entwässerungsanlagen mit zwei Pumpwerken. Durch drei weitere Pumpwerke wird das Ufergebiet zwischen Terracina und dem Monte Circeo entwässert. Von der Mündung des Kanals Mussolini bei Foce Verde am westlichsten Ende des ganzen Gebiets bis zum Monte Circeo befindet sich ein Gebiet, das zum großen

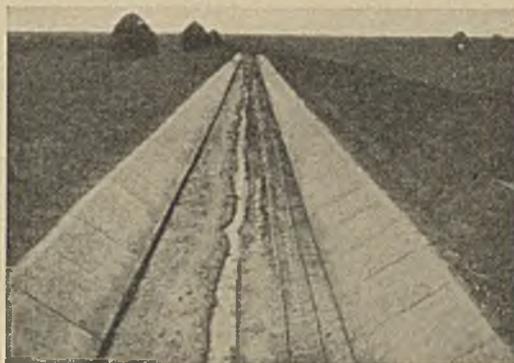


Abb. 9. Kanal mit Betonböschungen.

Teil tiefer als der Meeresspiegel liegt. Es umfaßt die Seen Fogliano, dei Monaci, Caprolace und di Paola und war ganz besonders durch Malaria verseucht. Teile dieser Seen, namentlich des zweit- und drittgenannten, wurden zugeschüttet. Die oben angeführten zwei Pumpwerke werden selbst bei stürmischer See und höheren Meereswasserständen die Entwässerung aufrechterhalten können. Die Ufer der Seen werden so weit aufgehöhrt werden, daß Überschwemmungen der Uferländereien durch hohe Meereswasserstände vermieden werden. Durch Zuleitung von Süßwasser wie durch direkte Verbindungen mit dem Meere wird der Fischreichtum dieser Seen vermehrt werden.

Im Gegensatz zum Piscinaragebiet, das, abgesehen von dem Küstenstreifen, festere Bodenarten aufweist, treten in der Pontina ausgedehnte moorige Flächen und losere Bodenarten auf. Nicht nur die Herstellung, sondern auch die Unterhaltung von Kanälen und Bauwerken werden durch diese ungünstigen Bodenverhältnisse erschwert. Durch die Zusammenfassung der von den Höhen herabkommenden und im Randkanal gesammelten Wasser der Bäche in den Amasenofluß, der auch eine neue Mündung ins Meer erhielt und durch den Ausbau dieses Flusses selbst, wird den früher häufigen Durchbrüchen seiner Ufer, die Überschwemmungen der tiefer liegenden Flächen des südlichen Teils der Pontina mit sich brachten, vorgebeugt. Je nach ihrer Höhenlage

haben die Kanäle von rechts und links der Via Agria getrennte Entwässerungsanlagen erhalten. Aus den höher liegenden 22 000 Hektar nimmt der Cluentifluß, in dessen untersten Lauf auch der Sammler „Kanal Bozza“ mündet, das Wasser auf. Die Entwässerung der niedriger liegenden 25 000 Hektar muß mit Hilfe von 11 Pumpstationen erfolgen. Diese werden zwischen 2 und 24 m² je Sekunde und insgesamt 50 m³ sec zu leisten vermögen.

Zusammenfassend umschließen also die Werke, die im Frühjahr 1932 schon zum großen Teil fertiggestellt waren, die Ableitung des Wasser eines gehörigen Gebietes von 28 000 Hektar außerhalb des Pontinischen Meliorationsgebietes und die Melioration eines 50 000 Hektar umfassenden Gebietes. Hiervon entwässern 6000 Hektar in den Hauptsammler des hochgelegenen Gebietes, 23 900 Hektar gehören zum mittelhohen Entwässerungsgebiet, 21 000 Hektar entwässern unmittelbar in den Sistolfluß und 5000 Hektar müssen durch Pumpwerke entwässert werden, dazu gehört der Kistetrüch, der zum Teil durch Anfüllen, zum Teil durch künstliche Entwässerung verbessert wird.

Neben den Entwässerungsanlagen mußte auch für die Bewässerung gesorgt werden. Durch Verständigung zwischen den beiden beteiligten Genossenschaften der Pontina und der Piscinara wird dem Wassermangel in dem einen Teil durch den Überfluß im anderen abgeholfen. Im Gebiete der Piscinara bieten der Ninfassen und unterhalb Sermoneta, im Gebiete der Pontina selbst, einige natürliche Quellen das zur Speisung der Bewässerungsanlagen erforderliche Wasser. Im südöstlichen Teil der Pontina wird das Wasser, das dem Hauptsammler entnommen wird, durch Pumpwerke dem Bewässerungskanal zugeführt.

Um Siedlungsmöglichkeiten zu schaffen, war der Bau von 500 km Straßen notwendig. Bis zu einem kleinen Bruchteil verbinden sie nicht nur die einzelnen Siedlungen unter sich, sondern auch mit den beiden jetzt schon im allgemeinen fertiggestellten Seiden Litorale und Sabaudia. In der Nähe von Sezze, die an der Schnellbahn Rom-Neapel, entspringt eine mächtige Quelle, die gutes Trinkwasser liefert. Diese Quelle wird in einem auf halber Höhe gelegenen unterirdischen Behälter geleitet, aus dem eine Wasserleitung das ganze Gebiet mit Trinkwasser versorgt.

Die Quelle, die 100 Sekundenliter liefert, würde genügen, um die Bedürfnisse einer Bevölkerung von 50 000 Einwohnern zu befriedigen.

Die Pumpwerke werden elektrisch betrieben und von einer Dampfzentrale von 3000 kW, die zur Lieferung von Strom für Licht und Kraftzwecke ausreicht, versorgt. Man rechnet mit einem Stromverbrauch von sechs Millionen Kilowattstunden im Jahr. Eine mit Dampf und Ölmotoren betriebene Schmalspurbahn, nahm von der Eisenbahnstation Sermoneta-



Abb. 10. Pumpstation.

Bassiano, in deren Nähe die Reparaturwerkstätten errichtet wurden, ihren Ausgang, durchzog in 40 km Länge das Gebiet der Piscinara und diente, mit zahlreichen Abzweigungen, der Beförderung der Materialien für den Bau der Siedlungshäuser, der Straßen und aller mit den Meliorationsarbeiten zusammenhängenden Bauwerke.

Zum Bau der 500 km Straßen mußte ein Steinbruch mit

allen maschinellen Einrichtungen zur Zerkleinerung und Sortierung des Steinmaterials und des Sandes ausgestattet werden. Er lieferte durchschnittlich 700 m³ im Tag. Außerdem versahen Kalk-, Puzellan- und Basaltgruben, die alle mit Gleisen versehen waren, die Baustellen mit ihren Erzeugnissen. Mit 200 km Schmalspurgleisen, acht elektrischen, 22 Dampflokomotiven, 2500 Lokom., 23 Trocken- und fünf Eimerdoggern, neben einer Anzahl anderer Geräte, wie Rammen, Pumpen, Mischmaschinen, die mit Explosions- und elektrischen Motoren betrieben wurden, war es möglich die Arbeiten von massenhaftem Umfang in der Hauptsache in der außerordentlich kurzen Bauzeit von zwei Jahren zu bewältigen.

An den Straßenknotenpunkten entstanden ländliche Siedlungsdörfer mit Schule, Kirche, Verkaufsläden, ärztliche Beratungsstelle, Polizeiwache. Jede größere Baustelle mit geräumigen Schlafräumen für die aus ganz Italien hierher zusammengeströmten Arbeiter hatte einen größeren Versammlungsraum, in dem Lichtbild- und Funkvorführungen für Unterhaltung nach Feierabend sorgten.

Um die Arbeiter gegen die Malaria, die das ganze Gebiet im Laufe der Jahrhunderte entvölkert hatte, zu schützen, wurde es



Abb. 11. Siedlerhaus und Silo.

in eine große Anzahl Schutzzonen aufgeteilt, in jeder waren Ärzte und Krankenwärter ständig anwesend. Ihre Hauptaufgabe bestand in Abwehrmaßnahmen gegen die Malaria.

Selbst wenn aus den größeren Kanälen erhebliche Wassermengen für Bewässerungszwecke entnommen werden, wird durch Schleusen und Stauwerke die Schifffahrt aufrecht erhalten.

Die Arbeiten haben sich nicht nur auf die Meliorationsarbeiten im Gebiete der ehemaligen Pontinischen Sümpfe erstreckt, man hat vielmehr das ganze Gebiet, das nach der pontinischen Niederung entwässert und sich über 54 000 Hektar ausdehnt, eingehend erforscht, um die Grundlagen für einen wirksamen Hochwasserschutz, für Aufforstungen und Verbesserungen der Weideflächen zu schaffen. Auch für das nach der Piscinara entwässernde Gebiet, das 24 000 Hektar umfaßt, sind ähnliche Maßnahmen vorgesehen.

Die Gesamtkosten betragen 600 Millionen Lire oder über 120 Millionen RM. Hiervon entfallen 350 Millionen Lire oder über 70 Millionen RM auf die Piscinara, und 250 Millionen Lire oder über 50 Millionen RM auf die Pontina. Es sind dies erhebliche Beträge, aber wenn man bedenkt, daß die Arbeiten, die erst am 11. November 1931 in Angriff genommen werden konnten, schon im Frühjahr 1934 den Erfolg aufwiesen, daß über 2000 Bauern in schönen, gesunden Höfen mit 15 bis 30 Hektar Land angesiedelt werden konnten, kann Mussolini, dem das Gelingen des großen Werks zuschreiben ist, mit dem in zwei Jahren erzielten Erfolg wohl zufrieden sein. Die günstigen klimatischen Verhältnisse des Gebiets, in dem der Winter ein unbekannter Begriff ist, ermöglichen eine ununterbrochene Ausnutzung des fruchtbaren Landes, denn

die Bewässerungsanlagen schützen vor der Dürre in den heißen Sommermonaten.

Die Unterdrückung der Malaria in diesem 40 km vor den Toren Roms belegenen Gebiet, das die Seuche so gut wie ganz

entvölkert hatte, ist schließlich als ein Aktivposten von so ungeheurem Wert einzuschätzen, daß er dem bisherigen Erfolg, 2000 Bauernfamilien eine neue Heimat geschaffen zu haben, mindestens als gleichwertig an die Seite gestellt werden kann.

NEUZEITLICHES RAMMEN MIT DEM RAMMHAMMER.

Von Dr.-Ing. Walter Kesselheim, Berlin.

Übersicht: Vorliegender Aufsatz behandelt den Fortschritt, den die Einführung des Rammhammers im Tiefbau gebracht hat, und bringt zur Erläuterung einige Beispiele moderner Rammarbeiten.

Die Entwicklung der Maschinenteknik hat dem Bauingenieur in der jüngsten Zeit auf den verschiedensten Gebieten seines Tätigkeitsfeldes Geräte zur Verfügung gestellt, die es ihm gestatten, bei der Ausführung von Bauwerken gegen früher wesentlich vereinfachte Baumethoden anzuwenden. Man denke nur an die Einführung der Tiefpumpe, des Raupenantriebes bei Baumaschinen usw. Besondere Beachtung verdient auch der Fortschritt in der Rammtechnik, auf den im vorliegenden Aufsatz unter Heranziehung einiger moderner Ausführungsbeispiele kurz eingegangen werden soll.

Die Rammarbeit hat im Tiefbau immer größere Bedeutung erlangt. Nicht nur bei Pfahlgründungen im schlechten Baugrund, sondern vor allem bei vorübergehenden oder bleibenden Baugrubenumschließungen, die die Gründung von Bauwerken in offener Baugrube als sicherste Maßnahme gestatten. Dann im steigenden Maße bei der Herstellung senkrechter Abschlußwände zur Aufnahme des Erd- und Wasserdruckes bei Ufermauern, Bollwerken, Schleusenammern usw., wo die verankerte eiserne Spundwand immer mehr die massive Stützmauer aus Beton oder Mauerwerk verdrängt. Mit diesem steigenden Aufgabenbereich hat sich auch die Leistungsfähigkeit der Rammgeräte gesteigert.

Das neueste Gerät auf diesem Gebiet ist der Rammhammer. Er ist bei uns zuerst von Amerika aus eingeführt worden (McKieran-Terry-Hammer). Seit einiger Zeit besitzen wir in dem Demag-Union-Rammhammer (siehe Abb. 1) ein gleichwertiges deutsches Gerät, das allen Anforderungen an Leistungs-

über den sonstigen Rammwerkzeugen beruht z. T. auf der schnellen Folge der Rammschläge. Die Bohlen kommen hierdurch kaum zur Ruhe, wodurch die zu überwindende Reibung vermindert wird. Wenn felsartige Schichten oder sogar Fels bzw. Findlinge zu durchschlagen sind, so werden diese zwar langsam, aber sicher durchgemeißelt. Ein weiterer Vorteil besteht in der Herabminderung der Erschütterungen im umgebenden Baugrund. Gleichzeitig werden die Bohlen erheblich geschont. Beim Rammen mit dem Rammhammer ist es daher meist vermeidbar, die Köpfe der Spundbohlen nach dem Rammen abzuschneiden. Wenn man die notwendigen Vorkehrungen gegen ein Mitziehen der Nachbarbohle trifft, kann man mit dem Rammhammer die Bohlen genau auf die vorgeschriebene Höhe einschlagen.

Vor allem aber liegt der Vorteil des Rammhammers darin, daß die Verwendung eines Rammgerüsts, an dem sonst der Rammbar beim Auf- und Niedergehen geführt wird, nicht mehr notwendig ist. An dessen Stelle kann der Kran mit seiner vielfachen sonstigen Verwendungsfähigkeit treten. Der Rammhammer erhält eine hölzerne oder eiserne Führungsvorrichtung,

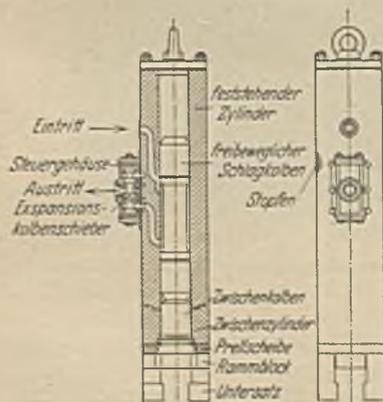


Abb. 1.
Demag-Union-Rammhammer R 20.



Abb. 2. Rammen der Schleusenwände der Schleuse Bischofswerder am Voßkanal.

arbeit hängt ab vom Gewicht des Schlagkolbens, der Hubhöhe und der Schlagzahl. Das erste Modell R. 20 (Gewicht 3250 kg) arbeitete mit einem Schlagkolbengewicht von 250 kg und mit 230 Schlägen pro Minute. Der hohe Verschleiß und der große Dampf- oder Preßluftverbrauch veranlaßte eine neue Konstruktion Modell V. R. 20 (Gesamtgewicht 3850 kg) mit einem Schlagkolbengewicht von 700 kg und mit 130 Schlägen pro Minute. In ähnlicher Weise wie der V. R. 20 sind auch die amerikanischen Hämmer konstruiert. Für leichtere Rammarbeiten ist noch ein kleineres Modell V. R. 15 (Gewicht 2100 kg) mit einem Schlagkolbengewicht von 200 kg und 230 Schlägen pro Minute vorhanden.

Die gesteigerte Rammleistung der Rammhämmer gegen-

die es gestattet, ihn wie einen Reiter auf die zu rammende Bohle aufzusetzen, ohne daß er kippen kann.

Diese Art des Rammens wird aus den weiteren Abbildungen ersichtlich, die einige im Jahre 1933 durch die Philipp Holzmann Aktiengesellschaft Berlin ausgeführte Rammarbeiten zeigen.

Abb. 2 zeigt den Rammvorgang beim Umbau der Schleuse Bischofswerder am Voßkanal. Diese Schleuse hatte zuvor abgeboßte und gepflasterte Seiteneinfassungen, die nunmehr durch senkrechte, eiserne Spundwände unter gleichzeitiger Vertiefung und Verbreiterung der Schleusenammern ersetzt wurden. Für die Rammung wurde ein Dieselgreifer auf Raupen (M. & H. Modell III) verwendet. Die Länge der Spundbohlen betrug 9,50 m. Normalerweise ist bei der steilsten Stellung des Auslegers bei diesem Greifer

nur eine nutzbare Rammhöhe von 6,30 m zu erreichen. Nur durch den besonderen Umstand, daß der Greifer oben an der Böschung lief und die Bohlen am Fuße der Böschung 3,20 m tiefer angesetzt

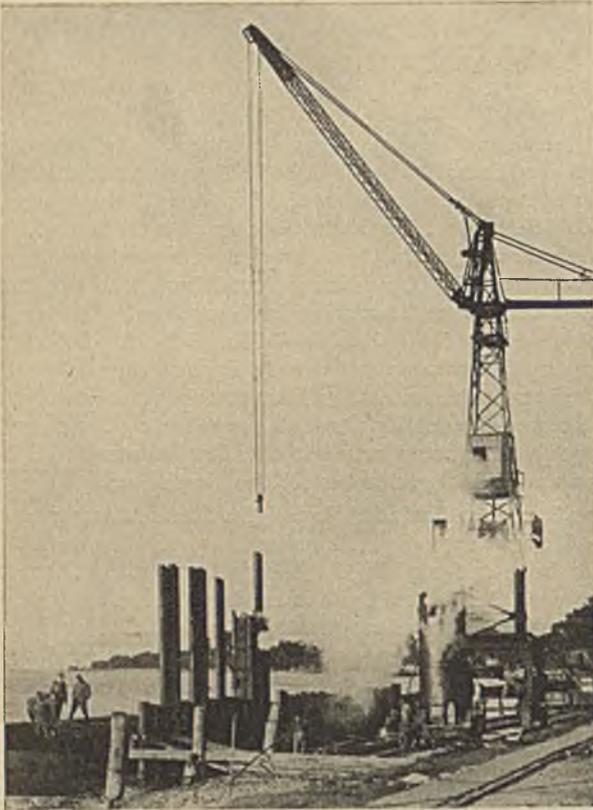


Abb. 3. Rammen einer Bollwerkwand an der Ostsee.

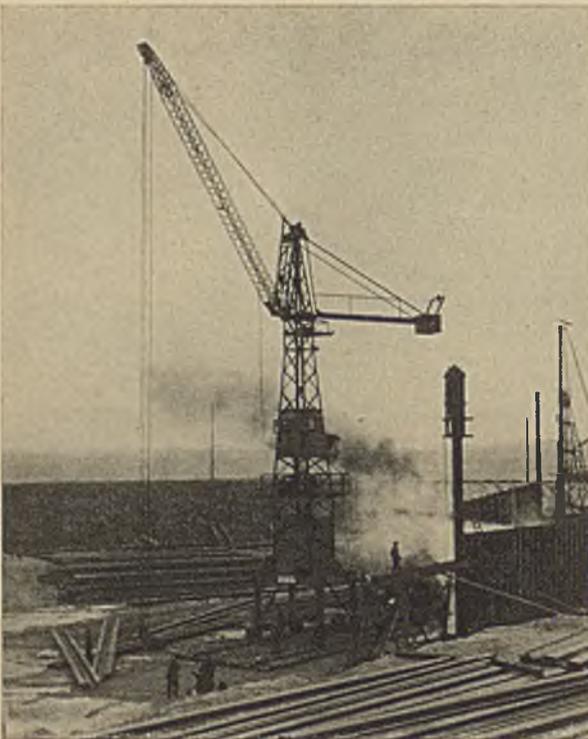


Abb. 4. Rammarbeiten beim Bau der Schleuse Havelberg.

werden konnten, war es möglich, die 9,50 m langen Bohlen unter den Rammhammer einschl. der Führungsvorrichtung zu bringen. Durch die Verwendung des leicht beweglichen Raupengreifers

wurde das häufige Drehen und Umsetzen, wie es bei Verwendung einer Ramme bei den hier vorhandenen vielen Eck- und Kastenbohlen notwendig gewesen wäre, vermieden. Der Greifer konnte gleichzeitig für die Aushubarbeiten, für das Einsetzen der Ankerplatten und Anbringen der Gurte und Holme verwendet werden.

Besonders wichtig ist beim freistehenden Rammen mit Kran und Dampfhammer die Führung der Bohlen zwischen festliegenden Zangenpaaren, für die in den angeführten Beispielen schwere Breitflanschträger P 32 verwendet wurden. Diese wurden in sich durch Spannklammern zusammengehalten und gegen seitliche Verschiebung gegen die Böschung oder sonst geeignete Stellen abgesteift (siehe Abb. 3 u. 4). An und für sich sollte eine solche peinliche Führung der Bohlen durch Zangen auch bei Verwendung von Rammgerüsten vorgenommen werden, unterbleibt aber oft z. T. und wird ersetzt durch Führung der Bohle am Makler mittels Ketten und Seilschlingen. Diese Maßnahme führt längst nicht so sicher zum Ziele. So ist es denn auch zu erklären, daß gerade beim freistehenden Rammen mit dem Rammhammer infolge des Zwan-

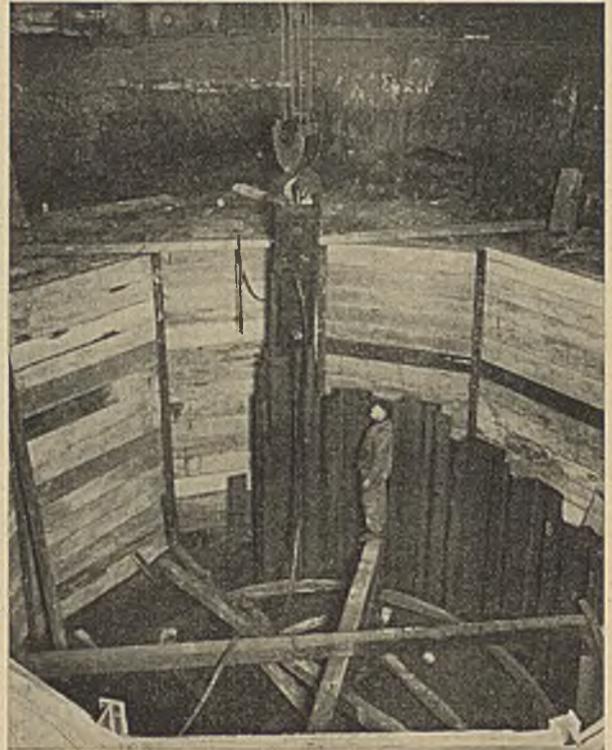


Abb. 5. Rammen der Spundwandumfassung eines Schachtes in einer Fabrikhalle.

ges, für eine gute Führung der Bohle zu sorgen, damit eine besonders gute Linienführung der Wand erreicht wird.

Abb. 3 zeigt die Herstellung einer Bollwerkswand an der Ostsee. Die Rammung war hier wegen Vorhandensein von Resten einer alten Bollwerksbefestigung und von großen Steinen sehr schwierig. Der zur Verwendung gekommene Turmkran stellte im allgemeinen zunächst sämtliche pro Tag zu rammenden Bohlen auf, die dann anschließend staffelförmig eingeschlagen wurden.

Abb. 4 bringt die Darstellung von Rammarbeiten für die Schleuse bei Havelberg. Da hier Boden von mittlerer Dichtigkeit ohne Einschluß von Hindernissen vorhanden war, konnten die Doppelbohlen eine nach der anderen auf die vorgeschriebene Tiefe gerammt werden. Aus der Abbildung ist gerade ersichtlich, wie der auf der Doppelbohle reitende Rammhammer schlägt, während der Turmkran bereits eine neue Doppelbohle greift und zum Einfädeln bereithält. Man beachte auch die genaue Rammung der Bohle auf die vorgeschriebene Höhe. Den für den Betrieb des Rammhammers erforderlichen Dampf lieferte ein Baggerkessel von 13,3 m² Heizfläche. Der Baggerkessel war auf einen normalspurigen Plattformwagen fahrbar beim Turmkran angeordnet.

Abb. 5 zeigt die Ausführung eines kreisrunden Schachtes für eine Gießgrube in einer Gießhalle. Zum Einfadeln der 9,00 m langen Bohlen und Aufsetzen des Rammhammers wurde der zwischen den Stützenreihen laufende Maschinenkran mit Laufkatze benutzt. Als Antrieb wurde Preßluft aus der Fabrikanlage ver-

wandt. Dieses Beispiel veranschaulicht deutlich die Verwendungsmöglichkeit des Rammhammers bei beschränkten Raumverhältnissen. Wie genau dabei gerammt wurde, beweist die Tatsache, daß der Kreisring ohne Verwendung von Paßbohlen geschlossen werden konnte.

ÜBER DRUCKSTÖSSE IN DRUCKLEITUNGEN. Ein Beitrag zur Sicherheit von hydraulischen Anlagen.

Von Charles Jaeger, Dipl.-Ing. E. T. H. Dr. Sc. techn.

Übersicht: Der Verfasser behandelt analytisch die Theorie über den Verlauf des Druckstoßes bei beliebiger Verzweigung der Leitungen und gibt Richtlinien für eine Berechnungsmethode und deren wichtigsten praktischen Rechnungsergebnisse wieder. Weitere Untersuchungen (Graphische Methode, Turbinenregulierung bei Druckstößen usw.) werden auch kurz erwähnt.

Die am 4. Januar 1934 an den Anlagen vom Weißen-Schwarzen See in den Vogesen eingetretene Katastrophe wirft grundsätzlich die Frage der Sicherheit einer hydraulischen Anlage wieder auf.

Zur Sicherheit der Staudämme, sowohl in Richtung einer besseren Beurteilung der geologischen Verhältnisse, einer klaren statischen Untersuchung der inneren Spannungen, als auch zur ständigen Überwachung des vollendeten Dammes wurde in letzter Zeit außerordentlich viel geleistet. Es seien in dieser Beziehung die Arbeiten des ersten internationalen Kongresses der Stau-mauern erwähnt.

Wie steht es mit der Frage der Sicherheit von Druckrohrleitungen?

Die Gefahren eines Rohrbruches stehen in ihren Folgen den Gefahren eines Dammbrechens kaum nach, und es ist in dieser Beziehung noch viel zu leisten.

Zunächst sei auf die außerordentliche Mannigfaltigkeit des Problems hingewiesen. Zur Feststellung der „Sicherheit“ einer Druckrohrleitung dienen die statische Berechnung der Rohrwände bzw. der Panzerschächte, die Berechnung der Fixpunkte, die Ermittlung der Druckstöße in den Leitungen, der Massenschwingungen in den Wasserschlässem und nicht zuletzt die Berechnung der Turbinenregulierung als Funktion der beiden letztgenannten Störungsursachen.

Wir werden uns damit begnügen, hier die Richtlinien unserer, in französischer Sprache veröffentlichten, bzw. noch in Bearbeitung liegenden Untersuchungen über die allgemeine Theorie des Wasserstoßes¹ zusammenzufassen. Über andere Probleme, welche die Sicherheit von Druckrohren betreffen, soll später berichtet werden.

Wir bezeichnen mit „Wasserstoß“ die positiven bzw. negativen Druckschwankungen, welche in einer Rohrleitung als Folge einer Bewegung des Abschlußorgans auftreten. Allievi berechnete als erster den Wasserstoß in einer Druckleitung mit konstantem Durchmesser und konstanter Wanddicke, welche aus einem unendlich großen Becken gespeist wird und deren Abfluß mittels eines an ihrem unteren Ende angebrachten Abschlußorgans geregelt wird.

Allievis erstes Werk, das 1909 durch Dubs-Bataillard² ins Deutsche übersetzt wurde, liegt noch heute als grundlegende Arbeit den meisten Berechnungen von Druckleitungen zugrunde. Allievi vervollständigte seine erste Arbeit und veröffentlichte im Jahre 1913 ein zweites Werk, welches im Jahre 1921 durch D. Gaden³

ins Französische übersetzt wurde. In diesem zweiten Werke werden die verschiedenen Probleme des Wasserstoßes in ganz systematischer Weise behandelt. Nur diese zweite — in Deutschland weniger bekannte — Arbeit Allievis konnte als Ausgangspunkt einer allgemeinen systematischen Theorie in Frage kommen, weswegen wir sie hier erwähnen.

Auf deutscher Seite wurde an diesem Problem auch viel gearbeitet. Erwähnt seien besonders die Studien von Kreitner, Löwy⁴ und Schnyder⁵. Von großer Bedeutung sind auch die Arbeiten von Prof. Bergeron⁶, deren graphische Methode die Druckverluste und Geschwindigkeitshöhe auf theoretisch einwandfreier Basis berücksichtigt.

Unsere eigene Theorie⁷ ist eine Erweiterung der Allievischen Theorie, wie sie der italienische Hydrauliker in seinem zweiten Werke dargestellt hat. Es handelt sich darum, den Wasserstoß in einer Leitung mit beliebig vielen Unstetigkeiten, Rohrerweiterungen, Verzweigungen usw.) und mit beliebigem Wasserschloß, zu berechnen. Unsere Berechnungsmethode fußt auf denselben allgemeinen Annahmen wie die Allievische Theorie. Der Berechnungsgang ist ähnlich, so daß auch in allen Fällen die bekannten Allievischen Formeln als Sonderfälle unserer Formeln auftreten.

II. Die Allievische Theorie.

Wie gesagt, bezieht sich die Allievische Theorie auf die Berechnung der Druckstöße von Leitungen mit konstantem Querschnitt, bei beliebiger Bewegung der Abschlußorgane.

Wir betrachten eine horizontale oder geneigte Leitung mit konstantem Durchmesser und konstanter Dicke (Abb. 1). Diese Leitung wird in C aus einem unendlich großen Becken mit konstantem Wasserspiegel gespeist. Der Wasserabfluß kann mittels eines Abschlußorgans, welches sich am unteren Ende der Leitung befindet, beliebig geregelt werden.

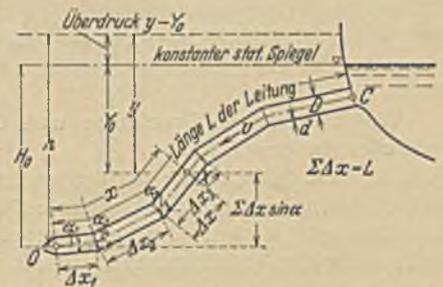


Abb. 1. Schema einer Leitung mit konstantem Querschnitt.

Wir bezeichnen mit t die Zeit, mit x die Abszissen und mit z die Druckkoordinaten. Allievi hat gezeigt, daß die Newtonsche Gleichung sich schreiben läßt:

$$(1) \quad \frac{\partial v}{\partial t} = g \frac{\partial z}{\partial x}$$

³ (Allievi) - Gaden: „Theorie du coup de Bélier.“ Paris: Dunod 1921.

⁴ Löwy: Druckschwankungen in Druckrohrleitungen. Wien: Julius Springer 1928.

⁵ Schnyder: „Druckstöße in Pumpensteigleitungen“. Schweizerische Bauzeitung (1929) II. Nr. 22/23.; „Druckstöße in Rohrleitungen.“ Wasserkraft und Wasserwirtschaft (1932), Heft 5 u. 6.

⁶ Bergeron: „Variations de régime dans les conduites d'eau.“ Revue générale de l'Electricité. 14. Mai 1932.

⁷ Siehe auch Charles Jaeger: „Théorie générale...“ Le Génie Civil. 23. Dezember 1933.

¹ Siehe unsere „Théorie générale du coup de bélier. Application au calcul des conduites à caractéristiques multiples et des chambres d'équilibre“. Ouvrage publié sous les auspices du Laboratoire de Recherches hydrauliques annexé à l'Ecole polytechnique fédérale, à Zürich. Dunod, Editeur, Paris 1933. Wir werden diese Arbeit allmählich durch kürzere Aufsätze ergänzen. Eine allgemeine graphische Methode haben wir in der „Note I“: „Revue générale de l'Electricité“ 17. März 1934, behandelt. Die „Note II“ (Schweizerische Bauzeitung Nr. 6 u. 7, 1934/I) behandelt die Regulierung von Turbinen bei Druckschwankungen in Druckrohren. Das Gibson'sche Meßverfahren wird in der „Note III“ für den allgemeinen Fall dargestellt.

² (Allievi) Dubs-Bataillard: „Allgemeine Theorie über die veränderliche Bewegung des Wassers in Leitungen“, 1. Teil. Berlin: Julius Springer 1909.

Die Kontinuitätsgleichung lautet:

$$(1a) \quad \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{g}{a^2} \frac{\partial z}{\partial t}$$

In dieser Gleichung stellt a die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Druckwellen dar.

Die Lösung dieser Differentialgleichungen ist seit R i e m a n bekannt. Sie lautet:

$$(2) \quad z = z_0 + F\left(t - \frac{x}{a}\right) + f\left(t + \frac{x}{a}\right)$$

$$(3) \quad v = v_0 - \frac{g}{a} \left[F\left(t - \frac{x}{a}\right) - f\left(t + \frac{x}{a}\right) \right]$$

Die physikalische Bedeutung der ersten dieser Integral-lösungen ist leicht zu erfassen. Die Integrationsfunktionen F und f sind Druckwellen, welche sich mit einer Geschwindigkeit a dem Druckrohre entlang fortpflanzen. Man beweist, daß F die vom Abschlußorgan O gegen den Rohreintritt C steigende Welle, und daß f die von C gegen O reflektierte Welle darstellt. Der Wasserdruck in der Abszisse x ist somit gleich der Summe des statischen Druckes z₀ und der beiden wandernden, von der Zeit abhängigen, Druckwellen F und f.

Die Gl. (1), (1 a), (2) u. (3) sind ganz allgemein. Wir werden sie auch für unsere „allgemeine Theorie“ später verwenden dürfen. Für den Fall eines Rohres mit konstantem Durchmesser und eines sehr großen Beckens hat Allievi mit Recht angenommen, daß es in C eine Totalreflektion gibt. Wir schreiben infolgedessen, unter Berücksichtigung der Laufzeit der Wellen in dem Rohre, dessen Länge L ist, folgende Grenzbedingung im Punkte C:

$$(4) \quad f(t) = -F\left(t - \frac{2L}{a}\right)$$

Wir bezeichnen mit μ die Oszillationsdauer im Rohre, also

$$\mu = \frac{2L}{a}$$

Aus den Gl. (2), (3) u. (4) eliminieren wir ohne Schwierigkeit die unbekanntenen Integrationskonstanten F₁. Es wird somit:

$$(5) \quad \begin{cases} h_1 - h_0 = \frac{a}{g} (c_0 - c_1) \\ h_1 + h_2 - 2h_0 = \frac{a}{g} (c_1 - c_2) \\ h_2 + h_3 - 2h_0 = \frac{a}{g} (c_2 - c_3) \\ \dots \end{cases}$$

Wobei h₁ und c₁ Druckhöhe und Geschwindigkeit am Abschlußorgan darstellen.

Die Gl. (5) sind die berühmten „verketteten Reihen“ von Allievi (französisch „séries enchaînées“).

Zur analytischen Untersuchung dieser Gleichungen nimmt Allievi für die Austrittsgeschwindigkeit folgendes einfache Gesetz an:

$$(6) \quad c_i = \eta_i C_0 \sqrt{\frac{h_i}{H_0}}$$

in welcher Gleichung η₁ den relativen Öffnungsgrad des Abschlußorganes mit η₁ = 1 für c₁ = C₀ bezeichnet. Bezeichnen wir allgemein mit:

$$\zeta_1^2 = \frac{h_i}{H_0}$$

den relativen Druck, und mit

$$\varrho = \frac{a C_0}{2 g H_0}$$

die Rohrcharakteristik, so können wir letzten Endes die Allievi-schen Gleichungen unter der Form schreiben:

$$(7) \quad \begin{cases} \zeta_1^2 - 1 = 2\varrho (\eta_0 \zeta_0 - \eta_1 \zeta_1) \\ \zeta_1^2 + \zeta_2^2 - 2 = 2\varrho (\eta_1 \zeta_1 - \eta_2 \zeta_2) \\ \zeta_2^2 + \zeta_3^2 - 2 = 2\varrho (\eta_2 \zeta_2 - \eta_3 \zeta_3) \\ \dots \end{cases}$$

Allievi hat nun diese Gl. (7) einer systematischen Untersuchung unterworfen, wobei er die verschiedensten Werte ρ annahm und gleichzeitig alle möglichen Bewegungen des Abschlußorganes ins Auge faßte. Sämtliche Resultate hat er in sehr über-

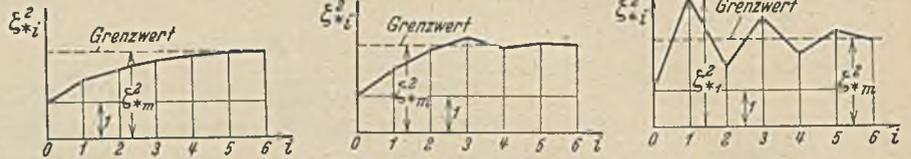


Abb. 2 a-c. Typische Druckschwankungen in einer Leitung mit konstantem Durchmesser für lineares Schließen (nach Allievi).

sichtlicher Weise in Nomogramme graphisch zusammengefaßt. Wir können auf das sehr umfangreiche Material, das Allievi in seinem Werke gebracht hat, nur hinweisen. Für unsere Zwecke seien nur kurz folgende Punkte besonders hervorgehoben.

Am Ende der ersten Phase ist der Druck am Abschlußorgan durch die Formel

$$(8) \quad \zeta_1 = -\varrho \eta_1 + \sqrt{\varrho^2 \eta_1^2 + 1 + 2\varrho}$$

gegeben. Ist die Schließzeit des Abschlußorganes kürzer als μ, so ist η₁ = 0 und der relative Überdruck gegeben durch

$$(9) \quad \zeta_1^2 - 1 = 2\varrho$$

Allievi hat bewiesen, daß die Werte ζ₁, ζ₂, ζ₃ . . . einem Endwerte ζ_m zustreben, welcher für lineares Schließen durch die Formel

$$(10) \quad \zeta_m = \frac{\varrho}{2\Theta} + \sqrt{\left(\frac{\varrho}{2\Theta}\right)^2 + 1}$$

gegeben ist. Θ = relative Schließzeit. Als Maximaldruck wird der größte der beiden Werte (8) oder (10) gewählt. In den Abb. 2 a, 2 b und 2 c sind die drei wichtigsten Varianten des Druckverlaufes am Abschlußorgan, bei linearem Schließen, wiedergegeben.

Allievi studierte auf ähnliche Weise den Fall des linearen Öffnens, sowie die rhythmischen alternativen Bewegungen (Öffnen und Schließen) des Abschlußorganes.

Die hier wiedergegebenen Resultate Allievis bilden den Ausgangspunkt unserer eigenen Theorie.

III. Allgemeine Theorie.

Um ein konkretes Beispiel durchzuführen, betrachten wir die in Abb. 3 dargestellten Verhältnisse. Unsere Berechnungsmethode läßt sich ohne weiteres an andere Verhältnisse anpassen. Es liegen drei Druckrohre vor, welche sich in einem Punkt A schneiden, Rohr I wird in C durch ein unendlich großes Becken gespeist. Das Rohr II ist in D offen. Nach Allievi werden die Überdruckwellen sowohl in C als in D total reflektiert, da in diesen Punkten der Druck konstant ist. Bei dieser Reflektion kehrt auch das Vorzeichen der Wellen um. In O, am unteren Ende der Druckleitung III, befindet sich das Abschlußorgan. Wir wählen das hier beschriebene System, weil es als Ausgangspunkt der Wasserschloßtheorie dienen kann. Rohr II wäre dann das Wasserschloß, Rohr I der Druckstollen und Rohr III die Druckleitung. Wir nehmen an, die Leitung II sei die kürzeste, und wählen als Zeitmaß die Schwingungsperiode in II. Es sei t die absolute Zeit und i die relative Zeit $i = \frac{t}{\mu_{II}}$.

Der Gang der Berechnung ist folgender. Wir betrachten eine Druckwelle, welche sich vom Abschlußorgan O zur Zeit t ablöst, und zur Zeit $t + \frac{\mu_{III}}{2}$ in A, der ersten und in unserem Fall einzigen Unstetigkeit der Leitung, ankommt. In A wird keine Totalreflektion stattfinden. Wir machen die ganz allgemeine Annahme, daß die reflektierte Welle f₁ und die primäre Welle F₁ durch irgendeine Relation der Form

$$(11) \quad f_1 = -\alpha_1 F_1$$

funktional gebunden sind. α_i ist eine noch unbekannte Funktion, welche von den Druckschwingungen in den Leitungen I und II abhängen wird. Die Berechnung wird nun zwei Hauptmomente ergeben. Es muß für irgendeine Zeit t , einerseits die Funktion α_i ,

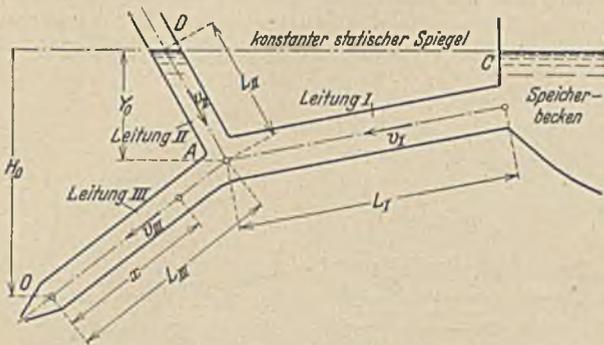


Abb. 3. Schema eines Systems von drei sich treffenden Leitungen (dient als Ausgangspunkt der Berechnung von Wasserschlossern).

andererseits der Druck am Abschlußorgan, bzw. an irgendeinem Punkt der Leitung, in Funktion von α_i und der vorhergehenden Wellen, berechnet werden.

1. Berechnung der verketteten Reihen im allgemeinen Falle.

Wir untersuchen zunächst, welche Form die Allievischen Kettenreihen im allgemeinen Falle annehmen. Dazu betrachten wir die Schwingungen in der Leitung III, zwischen dem Abschlußorgan O und der Abzweigungsstelle A. Die Gl. (2) u. (3) sind noch gültig; jedoch ist nun f_i durch den Wert aus Gl. (11) zu ersetzen. Wir erhalten somit:

$$(12) \begin{cases} h_1 - h_0 = \frac{a_{III}}{g} (c_0 - c_1) \\ \alpha_1 h_1 + h_2 - h_0 (1 + \alpha_1) = \frac{a_{III}}{g} [\alpha_1 c_1 - c_2 + c_0 (1 - \alpha_1)] \\ \alpha_2 h_2 + h_3 - h_0 (1 + \alpha_2) = \frac{a_{III}}{g} [\alpha_2 c_2 - c_3 + c_0 (1 - \alpha_2)] \\ \dots \dots \dots \end{cases}$$

Man sieht ohne weiteres, daß, wenn in diesen Gl. (12) $\alpha_i = 1$ gesetzt wird, man die früher abgeleiteten Allievischen Gl. (5) erhält.

Die Gl. (12) sind für ein beliebiges Gesetz der Ausflußgeschwindigkeit am Abschlußorgan und für beliebige Bewegungen desselben gültig.

2. Berechnung der Reflektionsfunktion α_i .

Wie aus den Gl. (12) zu ersehen ist, kann das Problem der Druckstöße in Druckleitungen auf die Berechnung der Reflektionsfunktion α_i zurückgeführt werden. Die Erforschung ihrer mathematischen Eigenschaften liegt somit im Kernpunkt des Problems. Es kann bewiesen werden, daß α_i die Summe aller im Drucksystem reflektierten Wellen darstellt. α_i läßt sich allgemein in Reihen entwickeln, welche in gewissen Fällen einem Endwerte α_m zustreben. Zur Berechnung der Werte α_i wird allgemein die Annahme getroffen, daß sich die Druckwellen in den verschiedenen Armen des Systems nach dem Allievischen Gesetz [Gl. (2) u. (3)] weiter fortpflanzen. Maßgebend ist die Tatsache, daß für lineares Schließen des Abschlußorganes, sowohl α_i als ζ_i gegebenen Endwerten α_m und ζ_m zustreben, so daß die genaue Berechnung durch Näherungsverfahren ersetzt werden kann.

3. Graphische Methoden⁸.

Es gibt deren mehrere. Die allgemeinste fußt darauf, daß Gl. (12) sich wie folgt schreiben läßt:

$$(13) h_i - h_0 = -\alpha_{i-1} (h_{i-1} - h_0) - \alpha_{i-1} \frac{a}{g} (c_0 - c_{i-1}) + \frac{a}{g} (c_0 - c_i).$$

⁸ Jaeger, Charles: „Note I: Théorie générale du Coup de bélier. Exposé d'une méthode graphique générale“. Revue générale de l'Electricité. 17. März 1934.

In dieser Form ist leicht zu erkennen, daß es sich um eine Gerade handelt, insofern wir als Abszissenachse die c-Achse, und als Ordinatenachse die h-Achse wählen. Die Wertgruppe (c_i, h_i) befindet sich einerseits auf der erwähnten Geraden, andererseits auf der Kurve

$$(14) c_i = P(h_i, \eta_i)$$

welche die Abflußfunktion am Abschlußorgan darstellt.

Selbstverständlich gibt es noch andere graphische Verfahren, welche in gegebenen Fällen evtl. rascher und besser zum Ziele führen. Es wird Aufgabe der Hydrauliker sein, solche Verfahren zu entwickeln. Die Wahl der oben erwähnten Methode wurde nicht nur wegen ihrer Allgemeinheit getroffen, sondern auch weil sie direkt an die Arbeiten Prof. Bergerons⁹ anknüpft. Letzterer hat bewiesen, daß im Falle, wo Reibung und Geschwindigkeitshöhe berücksichtigt werden, die Gl. (1) u. (1a) durch

$$(1') \frac{\partial v}{\partial t} = g \frac{\partial H}{\partial x}$$

$$(1a') \frac{\partial v}{\partial x} = \frac{g}{a^2} \frac{\partial H}{\partial t}$$

zu ersetzen sind, in welchen

$$H_i = z_i + \frac{v_i^2}{2g} (1 \pm \lambda), \text{ (wo } \lambda \text{ ein Reibungskoeffizient ist),}$$

so daß in Gl. (13) h_i durch H_i zu ersetzen ist.

Wahrscheinlich werden in Zukunft die graphischen Verfahren die analytischen Berechnungen, insofern eine Näherungsrechnung nicht genügend exakt ist, öfters ersetzen. Es sollten jedoch die graphischen Methoden sich so eng wie möglich an die allgemeine analytische Theorie halten.

4. Regulierung von Turbinen¹⁰.

Die relative Leistung der aus der Leitung strömenden Wassermengen ist für irgendeinen Zeitpunkt während der Dauer des Wasserschlages durch die Formel:

$$(15) w_i = \eta_i \zeta_i^{3/2}$$

gegeben. Um den Einfluß des Wasserstoßes auf die Turbinenregulierung festzustellen, müssen einerseits der Verlauf der Kurve (15) (Werte w_i als Funktion der Zeit), andererseits das Integral:

$$(16) c = \int_0^{\theta} w dt$$

während eines linearen Schließens des Abschlußorganes bekannt sein. Wie wir gezeigt haben, lassen sich beide Werte aus den Endwerten α_m und ζ_m ableiten. Somit ist das Problem der Turbinenregulierung auf die Berechnung der Druckschwankungen zurückgeführt.

Das Problem des Einflusses der Massenschwingungen in Wasserschlossern auf die Turbinenregulierung ist schon von anderen Autoren behandelt worden, so daß wir es hier nur erwähnen.

IV. Über praktische Rechnungsergebnisse.

Wir haben in unserem Werke die Berechnungsmethoden der Druckleitungen systematisch ausgearbeitet und auf typische Beispiele, deren Berechnungen wir vollständig durchgeführt haben, angewendet. Aus diesen sehr langen und ausführlichen Berechnungen entnehmen wir hier nur kurz gewisse Folgerungen.

⁹ Bergeron: „Variations de régime dans les conduites d'eau“ Revue générale de l'Electricité. 14. Mai 1932.

¹⁰ Allievi: „Il colpo d'ariete e la regolazione delle turbine.“ L'Elettrotecnica, 25. Februar 1932.

Jaeger, Charles: „Note II relative au coup de bélier et à son influence sur le réglage automatique des turbines.“ Schweizerische Bauzeitung, Nr. 6 u. 7. 1934/I.

1. Berechnung einer Druckleitung mit einer Unstetigkeit.

Über die Überdrücke im Falle linearen Öffnens und Schließens des Abschlußorgans ist nicht viel zu berichten: daß die Resultate von denjenigen einer Leitung mit konstantem Durchmesser erheblich abweichen können, zeigen, wie zu erwarten war, die in Abb. 4 wiedergegebenen Kurven.

Von großem Interesse sind die Berechnungen, welche alternative rhythmische Bewegungen des Abschlußorgans betreffen

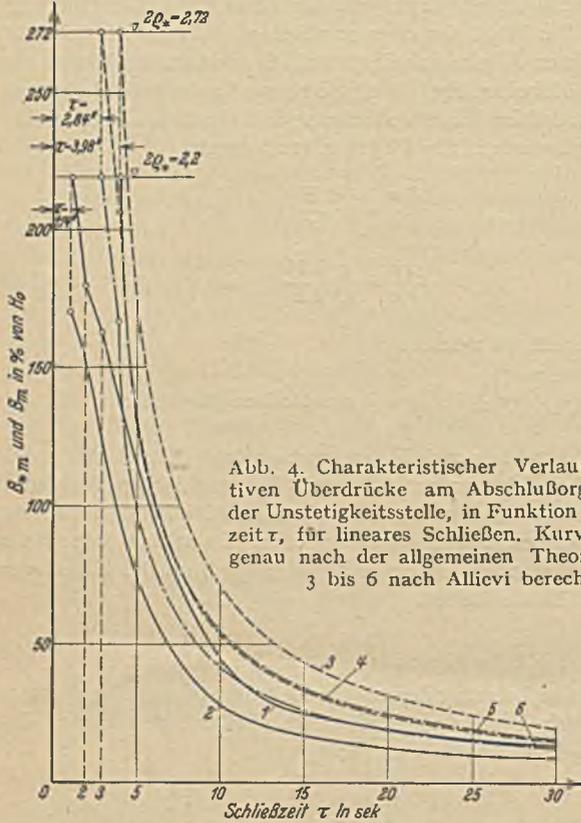


Abb. 4. Charakteristischer Verlauf der relativen Überdrücke am Abschlußorgan und an der Unstetigkeitsstelle, in Funktion der Schließzeit τ , für lineares Schließen. Kurven 1 und 2 genau nach der allgemeinen Theorie, Kurven 3 bis 6 nach Allievi berechnet.

(alternatives Öffnen und Schließen). Allievi hatte schon die grundlegenden Gleichungen für die Berechnung solcher Fälle bei Leitungen mit konstantem Durchmesser aufgestellt, ohne jedoch das Problem erschöpfend zu behandeln. Wir haben seine Untersuchungen für den Fall einer Druckleitung mit einer Unstetigkeit erweitert. Bemerkenswert ist, daß die Überdrücke im vorliegenden Falle

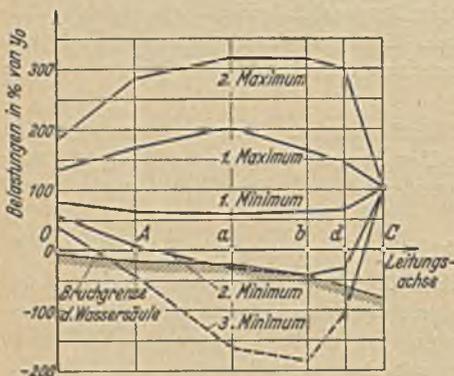


Abb. 5. Maxima und Minima der Drücke längs einer Leitung mit einer Unstetigkeit, für rhythmische Bewegungen des Abschlußorgans berechnet.

gefährlicher sind als im Falle konstanten Durchmessers. Besonders gefährdet sind die Knickstellen und die Unstetigkeitsstellen. Die hier untersuchte Leitung ist auch wirklich im oberen, aus armiertem Beton konstruierten Teile, zerrissen. Die Lage der Risse entspricht den durch die Berechnung als gefährlich festgestellten Stellen „a“ und „b“. Besser als jede längere Beschreibung gibt die Abb. 5 über die Druckverteilung in der Leitung Auskunft.

2. Berechnung von Wasserschlössern.

Die Berechnung von Wasserschlössern in bezug auf Druckstöße war die Hauptaufgabe, die wir uns stellten.

Bekanntlich ist die Größe eines Druckstoßes eine direkte Funktion der Leitungslänge. Um einerseits den Druckstoß zu vermindern und andererseits den empfindlichen Druckstollen besser

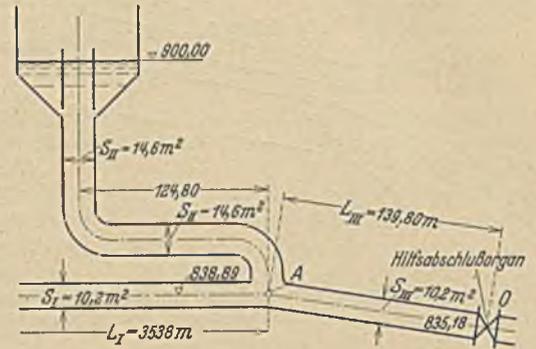


Abb. 6. Prismatisches Wasserschloß mit engem Querschnitt.

zu schützen, wird zwischen Druckstollen und Druckleitung, meistens an deren oberem Ende, ein Wasserschloß eingebaut. Zweck des Wasserschlosses ist, die von dem Abschlußorgan herkommenden Wellen zurückzereflektieren, und somit einerseits den Überdruck in der Druckleitung zu vermindern, andererseits den Druckstollen von jeder Druckwelle freizuhalten.

Ist das Wasserschloß unendlich groß, so reflektiert es die Druckwellen vollständig und sein Wasserspiegel bleibt auch konstant. Jedoch ist der Fall eines unendlich großen Wasserschlosses nur ein ideller Begriff. In den wirklichen Wasserschlossern entsteht immer eine Pendelschwingung der Wassermasse. Wie diese Schwingungen als Funktion der Länge des Druckstollens und dessen Wasserdurchflusses zu berechnen sind, wird hier als bekannt vorausgesetzt.

Zur Verminderung dieser Pendelschwingungen wurden verschiedene Wasserschloßformen vorgeschlagen. Diese sind in größerer Zahl ausgeführt worden, und sie entsprechen den ihnen gestellten Anforderungen in bezug auf Pendelschwingungen. Als wichtigste Formen unterscheiden wir:

- a) Das prismatische Wasserschloß mit engem Querschnitt (Abb. 6).
- b) Das Wasserschloß mit Eintrittsverengung (Abb. 7).

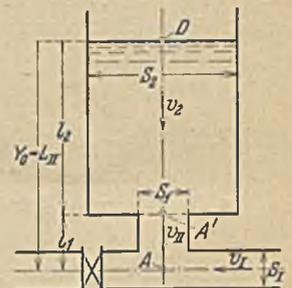


Abb. 7. Wasserschloß mit Eintrittsverengung.

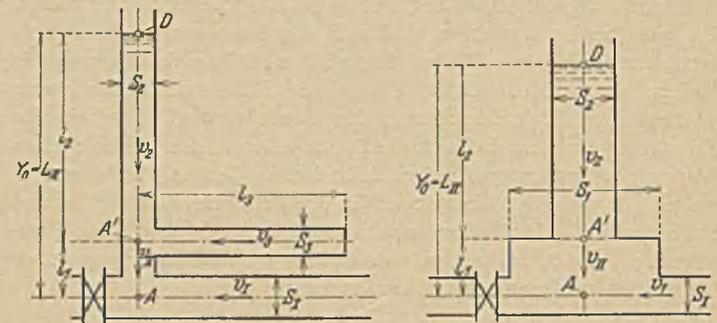


Abb. 8 a und 8 b. Wasserschloß mit unterer Kammer.

- c) Das Wasserschloß mit unterer Kammer (Abb. 8 a u. 8 b).
- d) Das gedrosselte Wasserschloß (Abb. 9).

Jedoch ist jedem Hydrauliker bewußt, daß solche Wasserschlosser keinen unbedingt sicheren Schutz für den Druckstollen darstellen. Es kann nicht mehr von einer Totalreflektion der Druckwellen im Abzweigungspunkte A gesprochen werden.

Jedenfalls setzt sich ein Bruchteil der Druckwelle im Druckstollen fort. Wie hoch der Druck in solchen Fällen in A, bzw. an irgendeinem Punkt des Druckstollens ansteigen kann, sollte unbedingt festgestellt werden. Selbstverständlich hängt auch

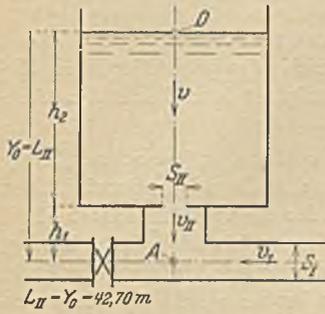


Abb. 9. Gedrosseltes Wasserschloß.

der Druck in der Druckleitung, speziell am Abschlußorgan, von der Form des in A eingebauten Wasserschlosses ab. Diese Aufgaben haben wir uns auch für die obenerwähnten Wasserschloßformen in unserer Arbeit gestellt und zu lösen versucht. Wir knüpfen die Berechnung des Druckstoßes in den Wasserschlossern einfach an unsere Ausführungen über Druckstöße in Leitungen mit Unstetigkeiten an. Aus Abb. 3 erkennen wir ohne weiteres, daß sie ein System „Druckstollen I — Wasserschloß II — Druckleitung III“ darstellen kann, mit der einzigen Bedingung, daß während des Druckstoßvorganges der Wasserspiegel in D konstant bleibt, eine Annahme, die wir für unsere Berechnung auch vorläufig machen müssen, und deren Richtigkeit wir in den meisten praktischen Fällen auch nachweisen konnten.

Somit ist die Möglichkeit gegeben, jedes Wasserschloß und Druckleitungssystem einer genauen Berechnung zu unterwerfen. Jedoch wird diese des öfteren sehr langwierig und zeitraubend sein. Es mußte deshalb eine Näherungsmethode gesucht werden, die einen raschen Überblick der wichtigsten Eigenschaften eines Systems erlaubt und dem projektierenden Ingenieur gestattet, eine Fehllösung a priori zu vermeiden. Das von uns entwickelte Näherungsverfahren erlaubt eine solche Abkürzung der Berechnungen. Es sei jedoch hier unterstrichen, daß es sich um eine Näherungsrechnung handelt, die in keinem Falle eine genaue systematische und vollständige Untersuchung ersetzen kann.

Das Näherungsverfahren stützt sich auf die Bemerkung Allievis, daß sich beim linearen Schließen des Abschlußorganes die Druckschwankungen allmählich einem Endwerte nähern, welcher direkt ohne Zwischenrechnung gefunden werden kann. Wir haben für solche Fälle in den Abb. 2 a, 2 b und 2 c den Druckverlauf veranschaulicht. Der Endwert läßt sich mittels Formel (10) berechnen. Eine größere Anzahl Berechnungen haben uns davon überzeugt, daß im allgemeinen Falle einer Leitung mit Unstetigkeiten die Verhältnisse ähnlich sind.

Dementsprechend können wir zwei Begriffe definieren. Betrachten wir eine Leitung mit beliebigem Wasserschloße am oberen Ende: Als Variabel nehmen wir die relative Schließzeit Θ und geben dem Werte α_m von vornherein gewählte Werte α'_m , α''_m , α'''_m ... Wir können somit eine Kurvenschar aufzeichnen, welche die „Empfindlichkeit der Leitung für lineares Schließen“ darstellt. Dieser Eigenschaft entsprechend, benennen wir diese Kurven „Empfindlichkeitskurven“.

Wie sehr die Empfindlichkeit gegebener Leitungen verschieden sein kann, erschen wir aus Abb. 10, in welcher die „Empfindlichkeitskurven“ zweier ausgeführter Leitungen dargestellt sind. Die erste Leitung „A“ ist durch $q = 0,725$, die zweite Leitung „B“ durch $q = 3,68$ charakterisiert. Wir nehmen an, daß wir verschiedene Wasserschloßformen zu untersuchen hätten und machen nacheinander: $\alpha_m = 1$, $\alpha_m = 0,9$ und $\alpha_m = 0,8$. Die Empfindlichkeitskurven beweisen deutlich, daß die Leitung „ $q = 3,68$ “ bedeutend empfindlicher als die Leitung „ $q = 0,725$ “ ist. Für erstere können nur tadellose Wasserschloßformen in Betracht kommen.

Andererseits können wir für eine gegebene Wasserschloßform sofort eine „Reaktionskurve“ aufzeichnen, indem wir die Werte α_m für variable Schließzeit τ aufzeichnen. Wir haben solche Reaktionskurven in Abb. 11 für verschiedene Wasserschloßformen, mit oder ohne Eintrittsverengung, aufgezeichnet. Ein Vergleich

der beiden Kurvenscharen der Abb. 10 u. 11 zeigt dann sogleich, ob die Zusammenarbeit der gegebenen Druckleitung mit dem entworfenen Wasserschloß, bei gegebener Zahl m der Schwingungen in der Leitung, zulässige Druckschwankungen ergibt. Unzulässige

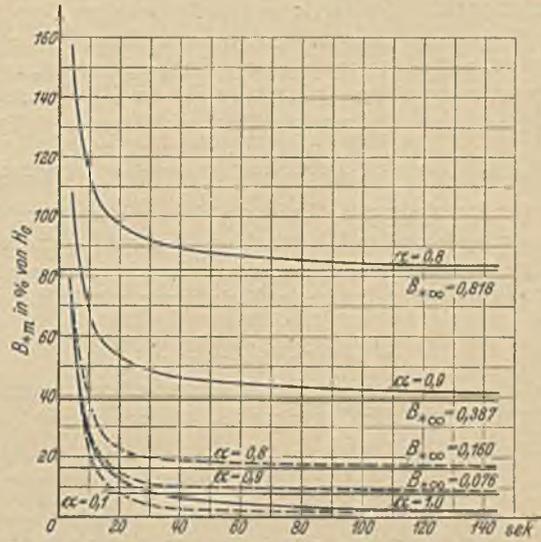


Abb. 10. Empfindlichkeitskurven für zwei Leitungen:
 $q = 3,68$; $q = 0,725$

Lösungen können somit am Anfang der Berechnung schon ausgeschaltet werden. Die Ergebnisse dieses Näherungsverfahrens müssen selbstverständlich durch genaue Berechnungen mittels der „Allgemeinen Theorie“ kontrolliert, bzw. vervollständigt werden.

3. Gedrosselte Wasserschlosser.

Es seien noch einige Zeilen dem Spezialfall der gedrosselten Wasserschlosser gewidmet. Die gedrosselten Wasserschlosser scheinen von den Vereinigten Staaten übernommen zu sein. Ihr Hauptvorteil ist ihr relativ kleines Volumen und ihre entsprechend gute Wirtschaftlichkeit. Bei diesen Wasserschlossern ist jedoch die Frage nach ihrer Wirkung, sowohl in bezug auf die Druckleitung als auch auf den Druckstollen, besonders wichtig. Wir haben versucht, diese spezielle Form von Wasserschlossern in unserer allgemeinen Theorie zu integrieren, so daß ein Vergleich mit anderen Wasserschloßformen möglich ist. Eine erste Berechnungsmöglichkeit bestände darin, daß die gedrosselten Wasserschlosser wie

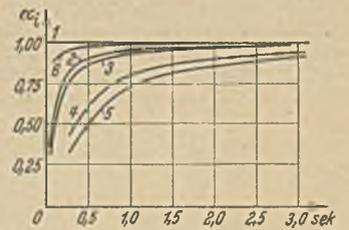


Abb. 11. Reaktionskurven für verschiedene Wasserschlosser.

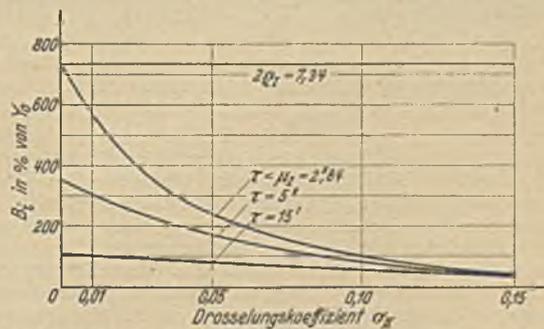


Abb. 12. Überdruck im Falle eines gedrosselten Wasserschlosses ohne Druckleitung in Funktion des Drosselungskoeffizienten σ_1 für verschiedene Schließzeiten τ .

Wasserschlosser mit eingegengtem Eintrittsquerschnitt (Abb. 7) behandelt würden. Jedoch kann daran gezweifelt werden, daß sich die Druckwellen als solche durch die Drosselung hindurch fort-pflanzen. Deswegen schlagen wir vor, die gedrosselten Wasser-

schlösser eher nach einem anderen Grundsatz zu berechnen, indem für die Geschwindigkeit v_{II} am Einlauf der Drosselung das einfache Gesetz:

$$(17) \quad v_{II} = -\sqrt{2g(y_1 - y_0)}$$

angenommen wird. Ein Vergleich mit der anderen Berechnungsmöglichkeit steht ja immer noch frei. Unter dieser Voraussetzung können gedrosselte Wasserschlösser sowohl mit wie ohne Druckleitung berechnet werden. In Abb. 12 ist der Überdruck B_m am Abschlußorgan eines gedrosselten Wasserschlosses ohne Druckleitung als Funktion der Drosselung $\sigma_{II} = \frac{S'_{II}}{S_I}$ für verschiedene Schließzeiten τ aufgetragen. Es ist aus diesem Bilde ohne weiteres klar, daß ein gedrosseltes Wasserschloß viel schlechter als irgendeine andere Wasserschloßform reagiert. Es sei hier besonders vor gedrosselten Wasserschlossern in Verbindung mit kurzen Druckleitungen gewarnt.

Schlusfolgerungen.

Auf Einzelheiten unserer Berechnungsmethoden konnten wir hier leider nicht eingehen, sondern mußten uns damit begnügen,

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Wissenschaftliche Tagung 1934 des Deutschen Stahlbau-Verbandes Berlin.

Der D.St.V. hielt am 25. und 26. Oktober 1934 eine wissenschaftliche Tagung ab, auf der über mehrere neuere Fragen des Stahlbaues berichtet wurde. Nach Ausführungen von Direktor Dr. Oelert (D.St.V.) über wirtschaftspolitische Fragen der deutschen Stahlbauindustrie behandelte Dr. Reichert (Verein d. Eisen- und Stahl-Industrieller) die „Eisenwirtschaft im Außenhandel“. Danach war die Eisenwirtschaft von 1924 bis 1933 an der Ausfuhr mit 29% und nur mit 6,7% an der deutschen Einfuhr beteiligt. Der Ausfuhrüberschuß betrug im Durchschnitt dieses Jahrzehnts jährlich 2,1 Milliarden RM., 1933 noch 1,1 Milliarden RM. Es ist somit gerechtfertigt, daß die Rohstoffversorgung der Eisenwirtschaft bevorzugt sichergestellt würde.

Es folgte ein Vortrag über „Autobahnen und Stahlbrückenbau“ (ROR Schaechterle, Stuttgart). Die geplanten 7000 km Autobahnen stehen etwa 54 000 km Eisenbahnstrecken gegenüber. Ähnlich wie bei Eisenbahnbrücken ist auch bei den Brücken der Autobahnen das Verhältnis der ständigen zur Nutzlast von größter Bedeutung. Es ist für Stahlbrücken am günstigsten. Es hat sich herausgestellt, daß Stahl-

die allgemeinen Richtlinien unserer Theorie sowie deren Zusammenhang mit der Allievischen Theorie kurz anzudeuten. Trotzdem hoffen wir, die Bedeutung einer gründlichen Untersuchung jedes hydraulischen Systems festgestellt zu haben. In diese Berechnung soll sowohl die Frage der Turbinenregulierung, als auch die verschiedensten Probleme der Druckstöße mit einbezogen werden. Es soll immer an die Verantwortlichkeit des projektierenden Hydraulikers, welche bei weitem diejenige anderer Techniker übersteigt, erinnert werden.

Somit wäre der erste Teil der von uns aufgeworfenen Frage der „Sicherheit“ einer hydraulischen Auflage beantwortet. Der Hydrauliker kann dem Statiker ein für die verschiedensten Fälle, auf die ganze Länge vom Abschlußorgan bis zur Wasserfassung, genau durchgearbeitetes System unterbreiten. Als zweite Frage käme die Behandlung all derjenigen Probleme, die der Konstrukteur zur Sicherheit der Anlage zu treffen hat¹¹.

¹¹ Siehe Charles Jaeger: „Note IV“ und folgende (noch unveröffentlicht).

bahn und beleben das Bild besonders bei glatten Hauptträgern. Schlanke Stützen tragen viel zu einer leichten Erscheinung des Gesamtbauwerkes bei, am stärksten in Fällen, in denen massive Pfeiler die Landschaft

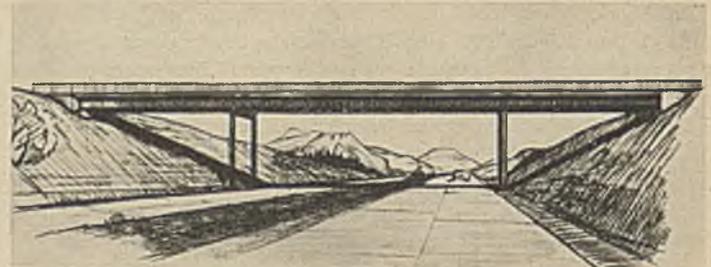


Abb. 2. Überführung im tiefen Einschnitt. Tonnenbleche auf zwei Hauptträgern mit zwei Stahlzwischenstützen. O. B. K. Stuttgart.

stärker stören würden. In seinen weiteren Ausführungen befaßte sich S. mit der schönheitlichen Gestaltung der Stahlbrücken. Er wies darauf hin, daß die Grundsätze der Raumgestaltung nicht ohne weiteres auf Brücken übertragen werden können, die den Raum durchschneiden. Die schöpferischen Leistungen des Ingenieurs bei Bauwerken, für die es keine Vorbilder gab, haben „eine unbewußte Vorarbeit geleistet für eine künstlerische Renaissance“. In der Zusammenarbeit muß der Architekt die Gebundenheit des Ingenieurs an Naturgesetz, Stoff und Fertigung, der Ingenieur die persönliche Einstellung des Künstlers zum Werk als seelischen Wert wieder schätzen lernen.

Direktor Dr.-Ing. O. Erlinghagen, Rheinhausen, sprach über „Der deutsche Stahlbau bei der Erbauung der Eisenbahn- und Straßenbrücke über den kleinen Belt“. Seine interessanten Ausführungen wurden

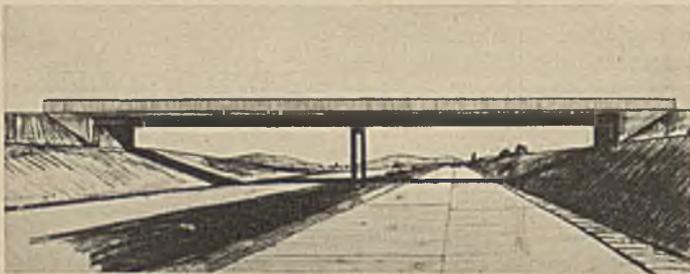


Abb. 1. Überführung über die Autobahn. Tonnenbleche auf zwei stählernen Hauptträgern mit einer Stahlzwischenstütze. O. B. K. Stuttgart.

brücken mit geringster Bauhöhe selbst dann noch kleinere Gesamtbaukosten ergeben, wenn für die eigentliche Brücke gegenüber anderen Lösungen beträchtliche Mehrbeträge aufgewendet werden, da die Ersparnisse an Rampen, Einschnitten usw. einen ziemlich großen Mehraufwand für die Stahlüberbauten auszugleichen vermögen. Es werden deshalb Brücken kleinster Bauhöhe bevorzugt. Für das Gesicht der Autobahn sind die Überführungen anderer Verkehrswege mit ausschlaggebend. Für sie lassen sich Typen bilden. S. zeigte verschiedene Überführungen kleinster Bauhöhe, bei denen die mit Stahlstützen statt massiver Zwischenpfeiler besonders gefällige Formen aufweisen (Abb. 1 und 2). Vorteilhaft ist auch, die Widerlager nicht an den Böschungsfuß, sondern weit zurück zu setzen. Schwieriger liegen die Verhältnisse bei den Autobahnbrücken über Täler usw., wo für jeden Einzelfall die beste Lösung zu suchen ist. Zur Kostenverminderung können verschiedene Wege beschritten werden. Bei allen gezeigten Entwürfen kam die flüssige Linienführung stark zum Ausdruck (Abb. 3). In großem Umfang werden Balkenbrücken ausgeführt, vollwandig oder als Fachwerkträger, die sich der Landschaft unaufdringlich einordnen. Weit ausladende Konsole unterstreichen die glatt über das Hindernis weglauende Fahr-

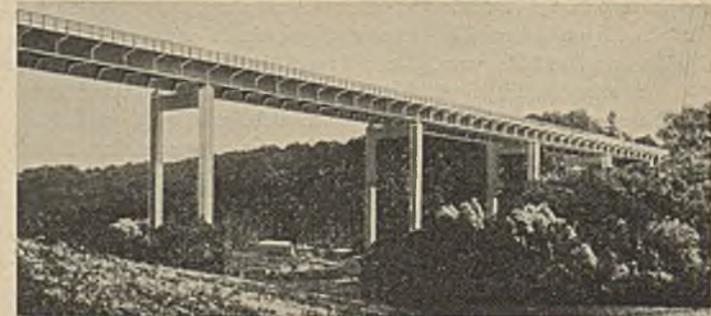


Abb. 3. Entwurf von ROR Schaechterle für den Sulzbachviadukt der Autobahn bei Denkendorf. Höhe der Pendelstützen gleich 34 m.

durch gute Lichtbilder und einen lehrreichen Film vom Bau der 220 m weit gespannten Brücke ergänzt. Über das Bauwerk und den Bauvorgang hat E. vor kurzem im Bauingenieur berichtet¹.

¹ Erlinghagen O.: Bauing. 15 (1934) S. 231. Über diese Brücke vgl. ferner Bauing. 14 (1933) S. 443 und 578.

Ein Auszug aus dem Vortrag „Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Übersicht und Ausblick“ (Prof. Dr.-Ing. Schleicher, Hannover) wird in einem der nächsten Hefte des „Bauingenieur“ erscheinen.

Die neueren Erkenntnisse über die Materialeigenschaften, insbesondere der Metalle, die immer größeres Gewicht erlangen, behandelte Prof. Dr.-Ing. Kuntze, Berlin-Dahlem, in „Neuzeitliche Festigkeitsfragen“. Bei ungleichförmigen Beanspruchungen hat man in den Spannungsspitzen höhere Festigkeit als in gleichmäßig beanspruchten Bauteilen, d. h. der Materialwiderstand ist veränderlich, nicht eine Stoffkonstante, wie man bisher glaubte. Die Bruchdehnung hat sich in vielen Fällen als weniger wichtig erwiesen als die Einschnürung. Die von Baustählen zu fordernden Bruchdehnungen, die auf Grund der Anschauungen über den plastischen Abbau der Spannungsspitzen festgelegt sind, wären danach zu ermäßigen. Die neuen statischen und dynamischen Prüfmethoden für Proben mit bekannter Spannungsspitze (Maß ist die sog. Formziffer) sind für geschweißte Konstruktionen von besonderer Bedeutung. Die betr. Erscheinungen stehen in enger Beziehung zu den strukturellen Eigenschaften der Stähle.

RR Rostock, Berlin, sprach über den derzeitigen Stand der Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn, insbesondere über „Das Verhalten stählerner Eisenbahn-Brücken unter ruhenden und bewegten Verkehrslasten und die Verfahren zur Messung von Durchbiegungen und Dehnungen“.

Zum Schluß gab Dr.-Ing. Klöppel vom D.St.V. eine Übersicht über die „Technisch-wissenschaftliche Tätigkeit des Deutschen Stahlbau-Verbandes“. Dem „Ausschuß für Versuche im Stahlbau“, der gleichzeitig auf fünfundzwanzigjährigen Bestehen zurückblicken konnte, verdanken wir viele Beiträge zur Klärung der Grundlagen des Stahlbaues. Die wichtigsten Versuchsarbeiten des letzten Jahres sind bereits in dem Bericht Oelert² erwähnt, manche der Ergebnisse sind auch schon aus Veröffentlichungen bekannt.

Den Abschluß der Tagung bildete eine Besichtigung des Schiffshebewerkes Niederfinow. Die bis zum Ende äußerst zahlreiche Beteiligung ist der Beweis für die lehrreiche und gut gelungene Veranstaltung. Ferd. Schleicher, Hannover.

Erdgebundene Kiesstraßen.

In den Vereinigten Staaten, wo bekanntlich die Landstraßen zum allergrößten Teil nur mit Erde, Kies oder Sand befestigt sind, wird diesen nach europäischen Begriffen primitiven Befestigungsarten eine große Aufmerksamkeit geschenkt und versucht, sie so auszubilden, daß sie in stande sind, bei jedem Wetter auch stärkeren Verkehr zu tragen.

Neben der sorgfältigen Entwässerung des Straßenplanums ist hierfür vor allem die richtige Zusammensetzung der Deckschicht aus gröberem und feinerem bis feinstem Material von Bedeutung.

Die Dow Chemical Company in Midland, Michigan, hat eine Reihe Versuche mit verschiedenartigen Mischungen durchgeführt, über die zwei ihrer Ingenieure in Eng. News-Rec. berichten.

Bei den Mischungen werden folgende Bestandteile unterschieden:

Nr.	Bezeichnung	Korngröße mm	Kennzeichnende Eigenschaft
1.	Kies	> 2,0	innere Reibung.
2.	grober Sand	0,4 — 2,0	
3.	feiner Sand	0,05 — 0,4	
4.	feine Erde (silt) . .	0,005 — 0,05	Reibung, schwache Kohäsion, elastisch, zusammenpreßbar.
5.	Ton	< 0,005	Kohäsion.

Die Bestandteile 2—5 werden als Erdmörtel, 3—5 als Feinbestandteile bezeichnet. Wichtig ist das Verhalten aller dieser Bestandteile bei Wasserzusatz. Bekanntlich ist die Standfestigkeit von feuchtem Sand größer als von trockenem, während bei Ton und Erde das Umgekehrte der Fall ist. Allgemein kann Wasser in geringen Mengen als Bindemittel betrachtet werden, während es in größeren Mengen als Schmiermittel wirkt. — Bei Mischungen von Sand und Kies mit Ton und Erde ist ein gewisser Wassergehalt notwendig, um ein Optimum an Standfestigkeit zu erzielen und der Scheerwirkung der Räder einen genügenden Widerstand entgegenzusetzen. Die Mischungen müssen daher die Fähigkeit haben, bei trockenem Wetter Feuchtigkeit zurückzuhalten. Diese Fähigkeit wird bedeutend erhöht durch einen Zusatz von Calciumchlorid (meist 0,27 kg/m²), das die Eigenschaft hat, Wasser aufzunehmen und die Verdunstung zu verhindern und diese Eigenschaft auch bei längerem Liegen auf der Straße nicht verliert.

Die umfangreichen Versuche der Dow Chemical Company hatten den doppelten Zweck, einmal laboratoriumsmäßig leicht zu bestimmende Kennzeichen der Mischungen festzulegen und dann Mischungen mit verschiedenen Kennzahlen praktisch zu erproben.

Als Kennziffer wurde der Plastizitätsindex gewählt, d. i. die Differenz der Feuchtigkeitsgehalte in Gewichtsprozenten bei zwei Kohäsionsproben — der Ermittlung der Plastizitäts- und der Fließgrenze. — Als

Plastizitätsgrenze gilt der Feuchtigkeitsgehalt einer Mineralmischung (Erdmörtel oder Feinbestandteile), bei der es gerade möglich ist, die Mischung zu Walzen von 3,2 mm ($\frac{1}{8}$ ") zu rollen, ohne daß sie zerbröckeln oder zerfließen. Die Fließgrenze wird bestimmt, indem man eine flache Schale mit der zu untersuchenden Masse füllt und in sie eine Furche zieht, die den Boden der Schale in einer gewissen (nicht näher angegebenen) Breite freiläßt und dann die Schale durch zehn Schläge erschüttert. Als Fließgrenze gilt der Zustand, bei dem sich nach der Erschütterung die unteren Ränder der Furche gerade berühren. Trotz der nach unseren Begriffen sehr rohen und primitiven Art dieser Versuchsbestimmung sollen scharfe und gut reproduzierbare Ergebnisse gewonnen werden. — Der Plastizitätsindex, die Differenz der Feuchtigkeitsgehalte bei diesen beiden Proben, soll annähernd verhältnismäßig der Änderung der Dicke der Wasserschicht auf den Mineralkörnern sein. Standfesteste Mischungen werden erreicht, wenn die Feinbestandteile folgende Eigenschaften aufweisen:

1. Gute Kohäsion, ausreichend um der Scheerwirkung der Räder zu widerstehen — vorhanden bei einem Plastizitätsindex von 6—14.
2. Ausreichende Wasserabweisefähigkeit (kein Eindringen des Wassers und keine Schmutzbildung) bei guter Kohäsion. Auch hierfür ist der Plastizitätsindex kennzeichnend.
3. Wasserrückhaltefähigkeit — erreicht durch Zusatz von Calciumchlorid.
4. Genügende Rauigkeit, um bei feuchtem Wetter ein Schlupfrigidwerden zu verhindern; dazu muß mindestens $\frac{1}{3}$ der Feinbestandteile Sand sein.
5. Genügender Gehalt an Feinmaterial, um die Hohlräume der Mischung auszufüllen: 30—50 Gewichtsprocente.

Zur Untersuchung der verschiedenen Mischungen war in einem Schuppen eine Versuchsbahn angelegt worden, die mit einer Beregnungsanlage versehen war und mit Lastwagen befahren wurde.

Bei jeder Versuchsreihe erfolgten 5000 Übergänge eines Kraftwagens von 3550 kg Gewicht über die trockene Bahn und daran anschließend ohne Umbau der Bahn 300 Übergänge bei einer künstlichen Beregnung mit 30,5 mm/st. Die sich bildenden Geleise hatten eine Breite von rd. 500 mm.

Die Decken wurden neben der Fahrbahn gemischt, eingebaut, mit Federegen an Ort und Stelle nochmals gemischt, durch Befahren erst mit leichten und dann mit schweren Kraftwagen verfestigt.

Die trockene Fahrbahn wurde mit einer Geschwindigkeit von 32 km/st. befahren, die nasse mit 29 km/st. — In Abständen von 1 Fuß (300 mm) wurden Querprofile aufgenommen, deren einzelne Punkte 0,4 Fuß (120 mm) voneinander entfernt waren. — Als Kennzahl der einzelnen Mischung wurde der Mittelwert der jeweils tiefsten Eindrücke in jedem Querschnitt der ganzen Fläche mit gleichartiger Mischung gewählt.

Bei der ersten Versuchsreihe bestand die Deckschicht zur Hälfte aus gebrochenem Kies, zur Hälfte aus Erdmörtel mit verschiedenem Plastizitätsindex (0—15). Die Bestandteile der verschiedenen Mischungen waren die gleichen, nur ihr Verhältnis wurde geändert.

Es ergab sich eine kennzeichnende Gleistiefe von

76,2 mm bei einem Plastizitätsindex 0
14,75 „ „ „ „ „ 5
6,6 „ „ „ „ „ 10
4,8 „ „ „ „ „ 15

Das heißt, die Mischungen widerstehen dem Verkehr am besten, wenn der Plastizitätsindex des Mörtels zwischen 10 und 15 liegt. Ein Zusatz von feiner Erde ist bei ähnlichen Mischungen von Vorteil, besonders wenn der Plastizitätsindex niedrig ist. Eine Auflockerung des Kieses bei Trockenheit wird durch den Zusatz von Calciumchlorid wirksam verhindert, wenn der Plastizitätsindex mindestens 5 beträgt.

In der zweiten und dritten Versuchsreihe wurde der Erdmörtelzusatz von 50% beibehalten, der gebrochene Kies aber durch gröberen und feineren Rundkies ersetzt. Die Festigkeit dieser Decken war geringer, als die der mit gebrochenem Kies hergestellten, im übrigen entsprachen die Versuchsergebnisse denen der ersten Reihe.

In der vierten Versuchsreihe wurden die Erdmörtelzusätze geändert und zwar wurden die Versuche wie bisher durchgeführt, aber mit wechselnden Erdmörtelgehalten (von hohem Plastizitätsindex) von 35, 50 und 65 Gewichtsprozenten. Die Zahl der Lastübergänge über die nasse Fahrbahn wurde, um besser vergleichbare Ergebnisse zu erhalten, von 300 auf 600 erhöht. Die Unterschiede im Verhalten der verschiedenen Mischungen waren nicht sehr groß. Immerhin konnte festgestellt werden, daß es sich nicht empfiehlt, mit dem Gehalt an Erdmörtel unter 50 Gewichtsprozent herunterzugehen.

Mit derartigen Mischungen sind eine Reihe von Straßen befestigt worden, die sich ganz gut bewährt haben sollen. Die Mischung der einzelnen Bestandteile erfolgte teils in Betonmischern, teils unmittelbar auf der Straße durch Federegen, die Verdichtung mehrfach durch besonderes Walzen, bei denen eine Anzahl (bis 5) luftbereifte Lastwagenräder in einem Gestell nebeneinander eingebaut waren. Als günstigster Feuchtigkeitsgehalt für Einbau und Verdichten werden 5—6 Gewichtsprocente angegeben. Das Calciumchlorid wird meist auf die fertige Decke aufgestreut, manchmal aber auch schon beim Mischen zugegeben, wofür dann allerdings die doppelte Menge erforderlich ist.

² Oelert: Bericht usw. 1933, Bauing. 15 (1934) S. 443.

Die Dow Chemical Company empfiehlt folgende Mischungsverhältnisse der verschiedenen Körnungen:

Durchgang durch Sieb 1''	100%
" " " 3/4''	95%
" " " N 4	55—85%
" " " N 10	40—65%
" " " N 40	25—60%
" " " N 270	10—25%

Durch das Sieb N 270 sollen nicht mehr als zwei Drittel der Bestandteile gehen, die das Sieb N 40 passiert haben. Der Plastizitätsindex der Bestandteile, die durch das Sieb N 40 gehen, soll zwischen 6 und 14 liegen. Die fertige Mischung soll einen Plastizitätsindex von mindestens 10—12 haben. Wenn dabei eine neue Decke zu glatt wird, ist ein Bekieseln mit 2,4—3,0 m³ je 1000 m² von Vorteil.

Über die Kosten werden mangels genügender Erfahrung nur wenig Angaben gemacht, die auch nicht vollständig sind. Die Anlagekosten derartig hergestellter Kiesstraßen sind natürlich höher als die gewöhnlicher Kiesstraßen, doch dürften die Ersparnisse bei der Unterhaltung eine größere Wirtschaftlichkeit der nach diesen Grundsätzen gebauten Straßen ergeben.

Ihr Anwendungsgebiet scheint vor allem wohl auf trockenem durchlässigen Sand- und Kiesboden zu liegen.

(Nach Eng. News.-Rec. Bd. 112, Hefte 21, 23—25.)

v. Gruenewaldt.

Verwendung von Leichtmetall im Brückenbau.

1. Bauaufgabe.

Der Monongahela-Fluß wird bei Pittsburgh, Pa., durch verschiedene Brücken überspannt, unter denen die Smithfield-Straßenbrücke, durch Gustav Lindenthal 1822 erbaut, mit über 50 Lebensjahren die älteste ist. Sie besteht aus zwei gleichen Überbauten mit je 13 Feldern von 8,42 m Weite, also je etwa 110 m Stützweite; schmiedeeiserne Pauliträger mit 7,92 m Systemhöhe in Trägermitte halten die angehängte Fahrbahn. Seit langem war diese Brücke ein Sorgenkind der zuständigen Behörden gewesen, da sie den Anforderungen des ständig zunehmenden Verkehrs nicht genigte. Die ursprünglich aus je zwei Hauptträgern bestehenden Überbauten waren 1890 durch Anordnung je eines dritten Hauptträgers verbreitert und 1911 dann nochmals umgebaut worden; 1928 wurden die Hauptträger durch aufgeschweißte Profile verstärkt. Die Brücke besaß nach diesen Umbauten eine Fahrbahn für zwei Straßenbahngleise, eine solche mit holzabgedeckter Fahrbahn für sonstigen Straßenverkehr und an den beiden äußeren Hauptträgern zwei ausgekragte Fußwege.

Der mangelhafte Unterhaltungszustand der Fahrbahnkonstruktion, die Feuergefährlichkeit der hölzernen Fahrbahndecke sowie die wegen

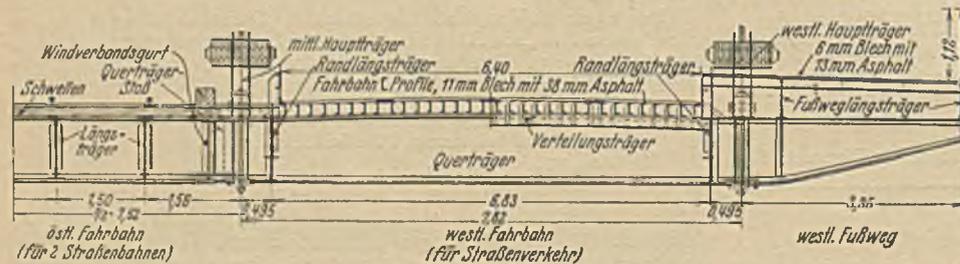


Abb. 1. Querschnitt der neuen Fahrbahn.

Überbeanspruchungen der Hauptträger notwendigen Verkehrsbeschränkungen erforderten eine grundlegende Umgestaltung; entweder einen Neubau der ganzen Brücke oder den Einbau einer wesentlich leichteren, zugleich feuersicheren Fahrbahn, wodurch die ständige Last beschränkt, die Hauptträger entlastet und somit zur Aufnahme schwererer Verkehrslasten befähigt wurden. Man entschloß sich der wesentlichen Kostenersparnis halber zu diesem letzteren Umbau, also zur Auswechslung der gesamten Fahrbahn. Die notwendige Gewichtsverminderung der Fahrbahn wurde durch Verwendung von hochwertigen Aluminiumlegierungen als Baustoff erreicht. Die gesamten Umbauarbeiten mußten unter den besonderen Bedingungen durchgeführt werden, daß der Straßenbahn- und Fußgängerverkehr überhaupt nicht, der sonstige Straßenverkehr nur während 24 Tagen aufgehoben werden durfte.

2. Beschreibung der neuen Konstruktion.

Die Konstruktion der neuen, aus Leichtmetall bestehenden Fahrbahn entspricht den vom Stahlbau her bekannten Formen. Die Querträger sind aus 13 mm dicken Blechen mit Winkeln und Kopfplatten zusammengesetzt. Die Schwellen der beiden Straßenbahngleise der östlichen Querschnittshälfte ruhen auf vier Längsträgern, deren Untergurte an den Querträgeranschlüssen zur Gewichtsersparnis hochgezogen sind; zwei besondere Randlängsträger dienen in dieser Querschnittshälfte als Windverbandsgurte. Das Fahrbahngerippe der für den Stra-

ßenverkehr bestimmten westlichen Hälfte besteht aus Querträgern, zwei Randlängsträgern und zwei Zwischenquerträgern je Feld. Auf diesen Quer- bzw. Zwischenquerträgern ruhen engverlegte, längsverlaufende C-Profile, 178 mm hoch, an die zur Erzielung einer verbreiterten Lastverteilung bei konzentrierten Einzellasten von unten Verteilungsträger angehängt sind. Dieser Fahrbahnrost wird durch 11 mm dicke Bleche abgedeckt, auf die eine 38 mm starke Asphaltdecke aufgebracht wird. Die Fußwege werden von auskragenden Konsolen getragen; auf den Fußweglängsträgern ruhen querliegende, 152 mm hohe C-Profile, auf denen die 6 mm dicken, durch Längswinkel verstärkten Abdeckbleche für den Asphaltglattstrich von 13 mm Dicke befestigt sind. Die Geländerpfosten sind aus C-Profilen, die Holme und Geländerstäbe aus Rohrprofilen gebildet. Ungeachtet der guten Korrosionsbeständigkeit der Aluminiumlegierung sind alle Bauteile in der Werkstatt mit einem Eisenoxyd-Grundanstrich und auf der Baustelle mit zwei Deckanstrichen aus Aluminiumfarbe versehen worden. Sämtliche Teile sind, was besonders hervorgehoben werden muß, mit stählernen Nietern vernietet.

Das zum Einbau gelangte Leichtmetall ist eine Aluminiumlegierung der Markenbezeichnung 27 ST; es hat eine Reißfestigkeit von 4200 kg/cm², Streckgrenze von 3500 kg/cm², Dehnung von 12% (bei 50 mm Meßlänge), Brinellhärte von 118. Die zulässige Beanspruchung wurde auf 1050 kg/cm² festgesetzt. Die Berechnung der Druckstäbe erfolgte nach den im Stahlbau üblichen Knickformeln unter Berücksichtigung der für Aluminium gültigen Elastizitätszahl.

3. Werkstattarbeiten.

Die Terminbedingungen waren nur durch sorgfältigste Vorbereitungen in der Werkstatt und genaueste Planung des Montagevorganges zu erfüllen. Die Werkstattvorbereitung hatte dabei auf drei Forderungen Rücksicht zu nehmen: Herstellung möglichst großer Baueinheiten, Beachtung allergrößter Genauigkeit, strengste Einhaltung aller Liefertermine. Da zunächst die einfachen Bauteile der östlichen Fahrbahnhälfte herzustellen waren, hatte die Werkstatt beste Gelegenheit, vor Inangriffnahme der schwierigeren Konstruktion der westlichen Fahrbahnhälfte Erfahrungen zu sammeln.

Wie schon erwähnt, wurden nur stählerne Nieten verwendet, Schweißen und Schneidbrennen war nicht zugelassen, schlechtsitzende Nieten wurden ausgebohrt. Vor Aufbringen des Werkstattanstriches wurden die Teile mit verdünnter Säure gereinigt und dann mit Wasser abgespült; gestrichen wurde mit dem Pinsel. Zum Schneiden wurden schmale Bandsägen benutzt. Beim Stanzen der Nietlöcher zeigten sich keine wesentlichen Verwerfungen, so daß das Material in keinem Falle nachträglich gerichtet werden mußte. Die sonstigen Bearbeitungsvorgänge unterschieden sich nicht von den beim Stahlbau üblichen Methoden.

Natürlich erleichterte das geringe Gewicht des Aluminiums die Werkstattarbeiten ganz merklich, da Teile, die bei Stahl als Baustoff nur durch Krane oder Flaschenzüge zu heben gewesen wären, bequem von zwei Mann getragen und Stücke, für die ein Kran notwendig war, leicht gedreht und geführt werden konnten. Um Materialbeschädigungen hierbei zu vermeiden, wurden die Hubseile mit Gummischläuchen überzogen. Alle Teile wurden mit Bleistift angezeichnet, da Aluminium erfahrungsgemäß sehr kerbempfindlich ist. Das Verbot, gelegentliche Werkstattfehler durch Schweißen zu beseitigen, wirkte sich natürlich hemmend aus. Die große Wärmeausdehnungszahl von Aluminium, bekanntlich etwa doppelt so groß wie bei Stahl, machte sich deutlich bemerkbar, ohne aber den

Zusammenbau ernstlich zu stören. Das Biegen von Profilen erfolgte meist in kaltem Zustande; dabei mußten die Krümmungsradien der Biegemaschine wesentlich kleiner angestellt werden als beim fertigen Stück gewünscht war, da die Profile infolge der kleineren Elastizitätszahl stark zurückfederten. Das Bohren von Löchern erforderte fast nur die Hälfte der Zeit wie bei Stahl.

Die besten Ergebnisse lieferten Stahlnieten, die hellrot erhitzt mit normaler Geschwindigkeit geschlagen wurden. Genaue Temperaturmessungen im benachbarten Blech zeigten, daß die Gefahr einer Überhitzung des Bleches nicht besteht. Versuche mit Stahlnieten in Aluminiumblech bewiesen ferner, daß die Nietlöcher voll ausgefüllt, die Nieten also einwandfrei waren.

Aluminium bzw. Legierungen damit sind natürlich teurer als Baustahl, so daß eine besondere Kontrolle in der Werkstatt zur Vermeidung von Ausschub infolge Fehlern erforderlich ist; der hierzu notwendige Zeitaufwand wird aber durch die leichtere Handhabung wegen des geringen Gewichtes voll ausgeglichen, so daß insgesamt die Werkstattbearbeitung von Stahl und Aluminium gleichen Zeit- und Arbeitsaufwand erfordert.

4. Montagearbeiten.

Auch für die Montage war eine genaue Planung bis ins einzelne notwendig, um die Arbeiten terminmäßig zu Ende zu bringen. Während die Bauteile der Hauptfahrbahnen in gleicher Weise, wie vom Stahlbau

her bekannt, einzeln eingebaut wurden, wurde das Fußwegträgergerippe und einzelne Teile der Fahrbahndecke als Ganzes feldweise im Herstellerwerk fertiggestellt und einmontiert, was z. B. bei Stahl aus Baustoff des hohen Gewichtes wegen nicht durchführbar gewesen wäre.

bau derselben also provisorisch abgestützt werden mußten. Hierzu wurde ein Hilfsträger verwendet, der über zwei Felder reichte, an den Endpunkten auf die dortigen Querträger aufgesetzt wurde und den loszulösenden Querträger durch eine Bügelvorrichtung abhing. Mit die-

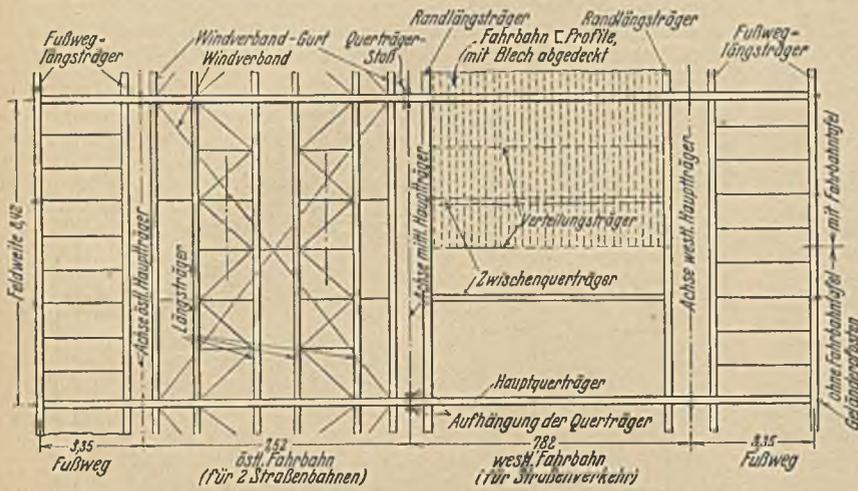


Abb. 2. Grundriß der neuen Fahrbahn.

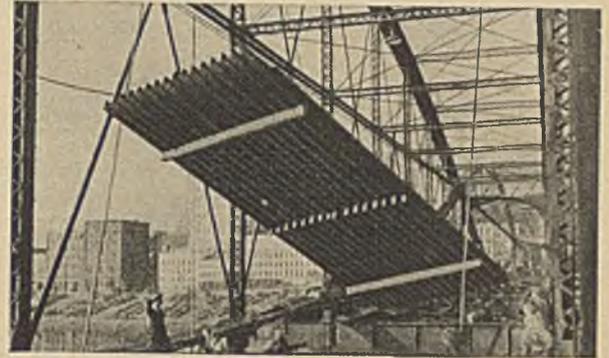


Abb. 5. Einbau einer in der Werkstatt zusammengenieteten Tafel des Fahrbahnrostes.

In Berücksichtigung der auf die Fahrbahn wirkenden Windkräfte, die bei der Form der Pauli-Hauptträger nur in Trägermitte und an den Enden aufgenommen werden konnten, mußte notwendigerweise der Umbau von der Überbaumitte aus nach den Enden zu beginnen, so daß die Anlieferung der Neubauteile und die Abfuhr der alten Eisenkonstruktion mit Schiffen vorgenommen wurde. Zum Heben der Bauteile, deren schwerste nicht mehr als $3\frac{1}{2}t$ wogen, wurde eine Winde am Brückenende aufgestellt, das Hubseil über eine an einem Obergurt befestigte Rolle und den Flaschenzug geführt, das Seilende am anderen Obergurt festgelegt, ein äußerst einfaches, überall am Obergurt anzubringendes Hebezeug. Preßluft und Licht für die Nacht — es wurde Tag und Nacht in drei Schichten gearbeitet — wurde durch entsprechende Maschinen gewonnen.

sem Hilfsträger wurde Querträger nach Querträger der westlichen Fahrbahn ausgewechselt. Dann folgte der Einbau der Längs- und Zwischenquerträger sowie der aus der Werkstatt fertig gelieferten Fahrbahndecke. Hierzu waren die längsverlaufenden C-Profile der Fahrbahn, durch die Verteilungsträger zusammengehalten, mit an den Enden verkürzten Abdeckblechen in Tafeln von einer Feldweite, also 8,42 m Länge, und halber Fahrbahnbreite in der Werkstatt zusammengenietet. Der von den verkürzten Deckblechen freigelassene Spalt über den Querträgern wurde zur Erzielung einer guten Kontinuität der gesamten Fahrbahnplatte erst nach dem Einbau geschlossen. Während der restlichen Nietarbeiten an der Fahrbahn wurde gleichzeitig der westliche Fußweg anmontiert. Nach Aufbringen der Asphaltdecke konnte auch diese Brückenhälfte genau termingerecht, also 24 Tage nach Beginn der Verkehrsunterbrechung wieder freigegeben werden.

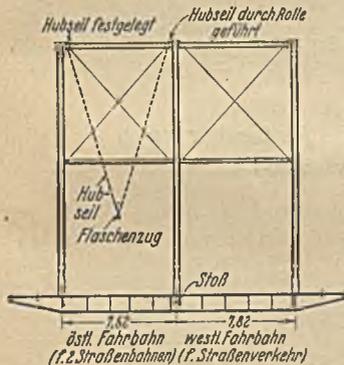


Abb. 3. Befestigung des Hubseiles mit Flaschenzug an den Obergurten.

denen alten Querträger der westlichen Fahrbahn angeschlossen wurden. Nach Einbau der neuen Querträger wurden sogleich die Aluminiumlängsträger eingezogen und vernietet; während des Verlegens der neuen Straßenbahngleise wurde außerhalb des östlichen Hauptträgers die neue Fußwegkonstruktion angebracht und der Asphaltestrich hergestellt. Nach neun Tagen Arbeit konnte diese Brückenhälfte dem Straßenbahn- und Fußgängerverkehr wieder freigegeben werden.

Nun wurde die westliche Fahrbahn in Angriff genommen. Nach der mühevollen Beseitigung der in drei Schichten verlegten schweren alten

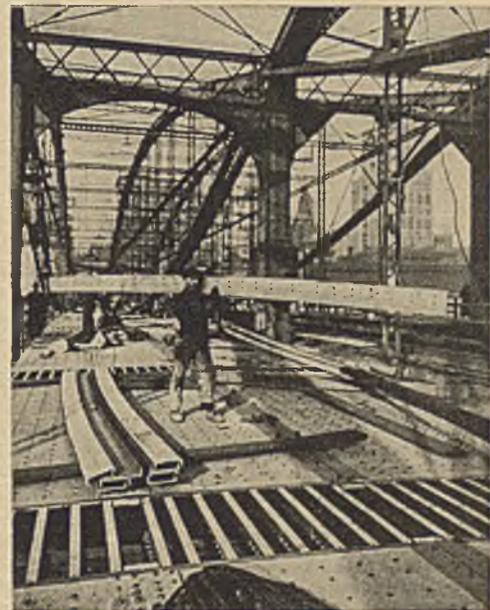


Abb. 6. Blick auf die neue Fahrbahn mit dem Spalt zwischen den Deckblechen.

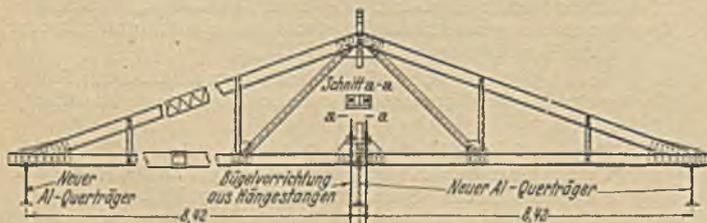


Abb. 4. Hilfsträger zum Abfangen der Querträgerenden der östlichen Fahrbahn beim Einbau der westlichen Querträger.

Holzfahrbahn bestand die Hauptschwierigkeit in der Auswechslung der Querträger, da die schon neu eingezogenen Querträger der östlichen Fahrbahn unmittelbar ostwärts neben dem mittleren Hauptträger an die alten, dort gestoßenen Querträger angeschlossen waren, beim Aus-

Natürlich erleichterte das geringe Gewicht des Aluminiums auch diese Bauvorgänge ganz wesentlich; davon abgesehen sind merklich Unterschiede gegenüber der Montage von Stahlkonstruktionen nicht zu verzeichnen. Trotz der leichteren Biegsamkeit des Aluminiums konnten alle Teile ohne Beschädigung nach gewohnter Weise gehandhabt werden. Schlechtgeschlagene Niete ließen sich mit dem Nietbrenner nicht entfernen, vielmehr mußten die Nietköpfe angebohrt und mit dem Meißel abgeschlagen werden. Längere Paßschnitte wurden am besten mit einer gewöhnlichen Handsäge, kürzere Schnitte durch Einkerbungen mit einem Meißel und Abbrechen ausgeführt.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Streele, Georg: „Grundriß der Wildbachverbauung.“
16 x 24 cm. XI/279 Seiten mit 150 Textabb. Verlag von Julius
Springer, Wien 1934. Preis geh. RM 24,50; geb. RM 26,—.

Die Durchführung einer fachgemäßen, nach einheitlichen Gesichtspunkten vorgenommenen Verbauung der Wildbäche hat bis in die jüngste Zeit bei den Verwaltungsbehörden der betreffenden Länder wenig Verständnis gefunden. Die hohen Anlagekosten eines vollständigen Ausbaues stehen nach Ansicht der für die Geldbeschaffung maßgebenden Behörden in keinem Verhältnis zu dem zu erwartenden Schutz des Kulturlandes vor Wildwasserschaden. Es ist Sache der Techniker, für die Verbreitung und Vertiefung der Erkenntnis zu sorgen, daß Wildbachverbauungen Maßnahmen auf lange Sicht sind.

Der Verfasser gibt an dem vorliegenden Buche eine insbesondere auf die Praxis zugeschnittene Zusammenfassung aller Grundlagen des gesamten Gebiets und behandelt auch die theoretischen Grundlagen der Wasser- und Geschiebebewegung in knappem, aber ausreichendem Umfang.

Mit besonderer Eindringlichkeit weist der Verfasser auch auf die Notwendigkeit einer ständigen Überwachung und sorgfältigen Unterhaltung der Baumaßnahmen hin.
Dr. Musterle.

Rohr, F.: Wasser- und Sinkstoff-Bewegungen in
Fluß- und Seehäfen. 4°. 52 S. mit 34 Abb. und 3 Plänen.
Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin 1934. Preis geh. RM. 4,80.

An einem schematischen Hafenmodell wurden im Karlsruher Flußbaulaboratorium Versuche zur Beobachtung von Strömungen sowie der Geschiebe- und Sinkstoffablagerungen im Hafenbecken angestellt. Frühere Ergebnisse, die indessen hier nicht im vollen Umfange berücksichtigt sind (vgl. z. B. „Die Wasserbaulaboratorien Europas“, Berlin 1926, sowie „Die Bautechnik“, Berlin 1923, Heft 21 und 1924, Heft 18 und 20), wurden bestätigt.

Besonderes Interesse verdienen die sorgsam Geschwindigkeitsmessungen der verschiedenen gerichteten Strömungen im Hafenbecken und die hierdurch gewonnenen zeichnerischen Darstellungen der Linien gleicher Geschwindigkeiten.

Diese Versuche an einem schematischen Modell konnten naturgemäß noch keine grundlegenden, neuen Erkenntnisse von allgemeiner Geltung bringen, immerhin liefern sie an ihrem Teile einen wertvollen Beitrag zur Klärung dieser nicht einfachen Fragen und theoretisch fast kaum zu erfassenden Vorgänge.
R. Winkel.

Schwarzmann, H.: Die Abflußerscheinungen
und Druckverhältnisse an Klappenwehren. 4°. 42 S. mit 37 Abb. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin 1934.
Preis geh. RM 3,80.

An einem Modell eines Klappenwehres wurden im Karlsruher Flußbaulaboratorium die Druck- und Sogwirkungen des überströmenden Wassers an der Klappe sowie die an der Klappe entstehenden Drehmomente gemessen.

Betrachtungen über den Unterdruck bei gekrümmten Strombahnen bringen zunächst eine theoretische Grundlage, die für die Auswertungen der Messungsergebnisse richtunggebend war. Die ausgeführten Versuche haben einen großen praktischen Wert, weil sie planmäßig für die verschiedensten Klappenstellungen und bei verschiedenen Überströmungshöhen durchgeführt wurden.

Auch die Abflußmengen des Überfalles über ein Klappenwehr ließen sich hierbei gleichzeitig ermitteln, die wieder zur Bestimmung der Abflußbeiwerte benutzt wurden.

Auf diese Weise konnten zahlreiche, sehr beachtenswerte Erkenntnisse gewonnen werden. Gute zeichnerische Darstellungen und viele Lichtbildbeigaben erhöhen den Wert der Schrift, die für die Baupraxis von besonderer Bedeutung ist.
R. Winkel.

Kaufmann, W.: Angewandte Hydromechanik, 2. Bd.
Ausgewählte Kapitel aus der technischen Strömungslehre, 16 x 24,5 cm.
VII/293 Seiten mit 210 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer,
Berlin 1934. Preis geh. RM 16,50, geb. RM 18,—.

Die sprunghafte Entwicklung, die die Hydraulik insbesondere auf dem Gebiete der Rohrströmung sowie der Tragflügel- und Propellertheorie in den letzten Jahren genommen hat, hat auch dem vorliegenden Werke das Gepräge gegeben. Der Gegenstand, der noch vor wenigen Jahrzehnten fast ausschließlich empirischen Charakter trug, ist heute auf einem solchen Stande angelangt, daß eine lehrbuchmäßige Darstellung sehr wohl am Platze ist und von jedermann begrüßt werden wird. Da die Entwicklung heute noch durchaus nicht als abgeschlossen anzusehen ist, so wird niemand in allen Einzelheiten fertige Ergebnisse erwarten. Indessen ist das bereits Erreichte von außerordentlicher Bedeutung und gerade die Theorie jener Aufgaben, die dem Kreise des Maschinenbaues angehören, ist heute zu einem hohen Grad der Vollkommenheit gediehen, wogegen der Zustand der Theorie der dem Bauingenieur angehenden Probleme zum Teil weniger befriedigend ist.

Der jetzt vorliegende zweite Band, der das Werk abschließt, befaßt sich mit den technischen Anwendungen der Hydromechanik; er

baut auf den Untersuchungen des ersten Bandes auf, kann aber auch als selbständiges Werk für sich benutzt werden. Im einzelnen gliedert sich das Buch in folgende Abschnitte: Ausfluß und Überfall, Strömungen in geschlossenen Leitungen und in offenen Gerinnen, Wellenbewegung, Grundwasserbewegung, Schmiermittelreibung, Tragflügel-, Propeller- und Kreisradströmung, Schiffswiderstand, Belastung von Bauwerken durch Windkräfte (von Prof. Dr.-Ing. Flachsbart, Hannover bearbeitet).

Daß die mathematischen Methoden in weitestem Maße Anwendung gefunden haben, ist bei den Ansprüchen, denen das Werk zu genügen hat, selbstverständlich. So ist die Theorie der konformen Abbildung beim Ausfluß- und Überfallproblem herangezogen und für eine Anzahl von Einzelaufgaben durchgeführt worden. Die Theorie der turbulenten Flüssigkeitsströmung hat gerade in unseren Tagen eine machtvolle Förderung erfahren und wird durch die neueren Arbeiten auf statistischer und wahrscheinlichkeitstheoretischer Grundlage ein ganz neues Gewand erhalten. Die Tragflügel- und Kreisradtheorie gehört zu den schönsten Teilen des ganzen Gebietes. Daß die Ergebnisse der Theorie bei jedem Schritte auf ihre Übereinstimmung mit den Messungen überprüft werden, ist eine Forderung, die heute nicht mehr besonders hervorgehoben werden muß. Von besonderem Wert ist das letzte Kapitel, das hier zum erstenmal eine lehrbuchmäßige Darstellung gefunden hat; die mit dem Winddruck auf Gebäuden zusammenhängenden Fragen werden hier zum erstenmal ausführlich dargelegt und die bisher vorliegenden Ergebnisse in vorbildlicher Weise vermittelt.

So darf dieses Werk als eine außerordentlich wertvolle Neuerscheinung nicht nur für den Unterricht an höheren technischen Schulen, sondern auch in Konstruktionsbüros begrüßt werden, zu dem jeder gerne greifen wird, der sich mit den einschlägigen Fragen zu beschäftigen hat.
Th. Pöschel.

Stewart-Lindsay: Akustik. Autorisierte Übersetzung von
Dipl.-Ing. Gustav Schmidt, Regierungsrat und Mitglied des
Reichspatentamtes. 23,5 x 26,5 cm. XIV/388 Seiten mit zahlr. Textabb. Carl Heymanns Verlag, Berlin 1934. Preis RM 24,—.

Zu jenen Gebieten der Physik, die fast als erledigt galten und die erst in der letzten Zeit wieder eingehendere Pflege erfahren und große Bedeutung erlangt haben, gehört auch die Akustik. Besonders die Raumakustik ist zu einem ausgedehnten Zweige der Bauwissenschaft geworden und wird heute in besonders eingerichteten Instituten betrieben und an allen höheren Schulen gelehrt — ganz zu schweigen von den großen Aufgaben, die der Akustik durch den Rundfunk und die Fernmelde-technik gestellt werden. Der Umstand, daß durch laufende Maschinen in entfernten Gebäuden Schäden festgestellt wurden und die Fragen der Geräuschbekämpfung in Gebäuden und Stadtteilen, wie auch der Schalldämpfung an Maschinen u. dgl. sind die äußeren Anlässe zur Pflege dieser Wissenschaft. Im allgemeinen ist in der Akustik die Praxis der Theorie vorausgegangen: Sprach- und Musikinstrumente sind vorwiegend durch Versuche entwickelt worden; erst in neuerer Zeit, in der Radio und Lautsprecher aufkamen, gab die Theorie für die weitere Entwicklung den Ausschlag. Es muß daher eine eingehendere Darlegung der wesentlichen Begriffe und Methoden der Akustik gerade in der gegenwärtigen Zeit eine besondere Aufmerksamkeit beanspruchen und es ist zweifellos eine hochverdientliche Arbeit, eine deutsche Übersetzung des englischen Werkes der bekannten Verfasser, von denen der erste als der Erfinder der akustischen Siebketten anzusehen ist, herausgebracht zu haben; dem Übersetzer und dem Verlage gebührt hierfür der besondere Dank aller interessierten Fachgenossen. Die Verfasser bezeichnen ihr Werk selbst als „einzigartig in der bedeutsamen Untersuchung der wichtigsten Versuche des vergangenen Jahrzehnts und in der äußerst fruchtbaren Verbindung theoretischer Überlegungen mit praktischen Gesichtspunkten. Besonders muß auf die Gründlichkeit hingewiesen werden, mit welcher Probleme, wie z. B. das allgemeine Problem der akustischen Übertragung durch Leitungen, die Wirkungen von Seitenteilen, akustische Wellenfilter, akustische Kopplung, Unterseebootssignale und die physiologische und atmosphärische Akustik behandelt werden“.

Die Darstellung benützt zwar sehr weitgehend mathematische Methoden, ist aber der ganzen Geisteshaltung nach durchaus physikalisch eingestellt und ist daher auch dem Ingenieur besonders angepaßt zu bezeichnen. Nach der allgemeinen physikalischen Grundlegung der akustischen Erscheinungen im ersten Kapitel folgt ein Abschnitt über Kombination akustischer Elemente, in dem insbes. die Resonatoren eingehend behandelt sind. Dann folgt in mehreren Kapiteln eine eingehende Behandlung der Theorie der Schallausbreitung und Schallfortpflanzung, insbesondere in zylindrischen und kegelförmigen Röhren (Schalltrichter). Ein Kapitel ist der Theorie der Schallfilter, ein weiteres den akustischen Instrumenten und den Messungen gewidmet, in dem u. a. auch die Membrane besonders behandelt werden. Die letzten Kapitel behandeln die physiologische Akustik, die Reichweite und Übermittlung des Schalles unter Wasser, die Raum- und Bauakustik und die Akustik der Atmosphäre. Außer dieser knappen Kennzeichnung des Inhaltes seien noch die außerordentlich lehrreichen Übersichten und Zusammenstellungen der hauptsächlichsten Erscheinungen der einzelnen Teilgebiete hervor-

gehoben, die es im Verein mit der einprägsamen und klaren Darstellung mit sich bringen, daß das Buch die Bezeichnung „einzigartig“, die ihm die Verfasser gegeben haben, wirklich verdient.

Th. Pöschl.

Kohler, H.: Teerfeinmineraldecken. Ihre Konstruktion in Abhängigkeit von der Gleitfähigkeit und Kittkraft der Teere. Neue Folge. Bd. IV von „Städtebau und Straßenbau“, 2. Aufl. 16 × 23,5 cm. VII/50 Seiten mit 12 Abb. und 11 Tabellen, Carl Heymanns Verlag, Berlin 1934. Preis brosch. RM 3,—.

Mit Teerfeinmineraldecken bezeichnet Verfasser die Deckenart, bei der gebrochenes Gestein bis höchstens 5 mm Korngröße und Teer als Bindemittel verwendet wird. Die so zusammengesetzten Beläge sind entweder nach der Betonbauweise (Teerbeton) oder auf langsame Verdichtung — Dammannasphaltbauweise — zusammengesetzt. Es werden im wesentlichen die praktischen Erfahrungen mit Teerfeinmineraldecken bestätigt, d. h. die auf langsame Verdichtung aufgebauten Decken dürfen nur wenig Teer weicher Beschaffenheit haben, die Betondecken müssen mehr Teer von höherem Tropfpunkt haben. Das vom Verfasser entworfene Gerät, um die Verdichtung auf der Straße nachzuahmen und die von ihm für seine Untersuchung aufgebauten Verfahren sind eine Bereicherung der Laboratoriumstechnik auf diesem Gebiete.

Dr. Neumann.

Schlußbericht zum 1. Pariser Kongreß der internationalen Vereinigung für Brückenbau und Hochbau. Herausgegeben vom Generalsekretariat der I. V. f. B. H. in Zürich, 17 × 24 cm. 715 Seiten mit zahlreichen Textabbildungen. Preis für Mitglieder der Vereinigung: Schw. Fr. 15,—.

Der Schlußbericht enthält neben den Diskussionsbeiträgen zu den Vorträgen auf dem Pariser Kongreß (1932) die Schlußfolgerungen der Arbeitskommissionen, das Verzeichnis der Kongreßteilnehmer und die Aussprachen bei der Eröffnungs- und Schlußsitzung.

Für die Kongreßteilnehmer und die anderen Fachkollegen, die an den bereits bei einem früheren Anlaß im einzelnen dargelegten Problemen, denen der Kongreß gewidmet war, Interesse haben, wird der Bericht ein wertvolles Nachschlagewerk sein.

E. P.

Fröhlich, O. K.: Druckverteilung im Baugrunde. Mit besonderer Berücksichtigung der plastischen Erscheinungen. 16 × 24 cm. XII/185 Seiten mit 68 Textabbildungen. Verlag von Julius Springer, Wien 1934. Preis geh. RM 15,—.

Die großen Schwierigkeiten bei der Deutung der Probebelastung von Baugrund und der Übertragung auf Bauwerke sind bekannt. Die verlässliche Deutung der Versuche wäre möglich, wenn die Druckverteilung und die Beziehungen zwischen Spannungen und Formänderungen bekannt wären. Als Mangel wurde bisher das Fehlen eines Leitfadens empfunden, der die Erkenntnisse über die Druckverteilung im Baugrunde, unter Berücksichtigung der zahlreichen, meist an künstlichen Sandschüttungen durchgeführten Messungen, nach dem derzeitigen Stande der Wissenschaft zusammenfaßt.

Diese Lücke will das vorliegende Buch ausfüllen. Es enthält u. a. eine Übersicht der Messungen von Spannungen und Formänderungen in erdartigen Körpern, eine ausführliche Darstellung der Berechnung von Spannungen und Formänderungen im elastischen isotropen Halbraum nach Boussinesq, Betrachtungen über die statisch möglichen Spannungsverteilungen. Der Untersuchung des Einflusses der Schubspannungen in der belasteten Oberfläche ist ein besonderer Abschnitt gewidmet. Es folgen Ausführungen über das elastische Verhalten des Bodens und den Einfluß der plastischen Erscheinungen, über Fließbedingungen für verschiedene Bodenarten, Brucherscheinungen, Bestimmung der Grenzflächen zwischen elastischem und plastischem Bereich für verschiedene Belastungsfälle. Die Schlußfolgerungen aus dem „Prinzip der geradlinigen Kraftausbreitung“ werden durch Vergleich mit den vorliegenden Versuchsergebnissen geprüft. Weiter werden die plastischen Erscheinungen betrachtet. Ein Anhang erwähnt noch einige neuere Arbeiten, die nach dem Abschluß des Buches im Jahre 1932 nicht mehr berücksichtigt werden konnten.

Die Arbeit ist verdienstvoll, da sie die an vielen, zum Teil schwer zugänglichen Stellen verstreuten Aufsätze ziemlich vollständig und übersichtlich zusammenfaßt. Ihre Durchsicht ist zu empfehlen. Man wird dabei die vielen, trotz der großen Fortschritte der letzten Zeit, von der Wissenschaft noch zu beantwortenden Fragestellungen empfinden und vielleicht zu eigener Beobachtung und Mitarbeit bei deren Lösung angeregt werden.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Volquardts, Hans: Erdbau. 15,5 × 23,5 cm. V/64 Seiten mit 96 Abbildungen und einer Ausschlagtafel. Verlag von B. G. Teubner, Leipzig und Berlin, 1934. Preis in Gzlwd. geb. RM 4,—.

Das kleine Buch behandelt in neun Abschnitten folgende Gegenstände: Übersicht über die Bodenarten und deren Eigenschaften, Ausführung der Erdarbeiten durch Gewinnung, Förderung und Auftrag, Wahl der Böschungsneigung für Einschnitte und Dämme, Sicherung der Böschungen durch Abdeckung, Entwässerung und Stützung, Linienführung für Eisenbahnen und Straßen im Schichtenplan und Massenbe-

rechnung. Der Inhalt der aufgezählten Abschnitte gibt eine gedrängte und durch gute Abbildungen unterstützte Übersicht über die im Erdbau gebräuchlichen Arbeitsverfahren sowie über die herkömmlichen Maßnahmen zur Sicherung der Böschungen. Die an den Erdkörpern vorkommenden Gleichgewichtsstörungen sind jedoch derart dargestellt, daß der unerfahrene Leser den Eindruck gewinnen könnte, als seien sie lediglich die Folgeerscheinungen unsachgemäßer Maßnahmen. Die vielen Fälle in denen es wirtschaftlicher ist die Möglichkeit nachträglicher Gleichgewichtsstörungen offen zu lassen werden nicht erwähnt. Auch die Ergebnisse der Bemühungen, welche im Laufe der letzten zwanzig Jahre in Deutschland, Schweden und Nordamerika gemacht wurden, um die Standfestigkeit von Bodenmassen auf Grund der Ergebnisse von Bodenuntersuchungen rechnerisch zu erfassen, wurden übergegangen. Infolge dieser empfindlichen Lücken kommt das kleine Buch nur für Nichttechniker und für Studierende in Betracht, die sich mit geringem Zeitaufwand über die Anfangsgründe des Erdbaues unterrichten wollen.

Terzaghi.

Scheidig, A.: Der Löß und seine geotechnischen Eigenschaften. XII 233 Seiten mit 132 Abb. und 6 Tabellen. Verlag Theodor Steinkopf, Dresden und Leipzig, 1934. 17 × 24,5 cm. Preis brosch. RM 18,—; in Ganzleinen RM 20,—.

Der Löß, d. i. jene gelbbraune, sand- und kalkhaltige, lehmartige Ablagerung des Diluviums, die in Hohlwegen und an Talhängen häufig mit lotrechten Wänden ansteht, und die vielen deutschen Kriegsteilnehmern aus den Schützengräben in Belgien (Flandern), Nordfrankreich, Polen, Ukraine, der Dobrudscha und Serbien noch in Erinnerung sein dürfte, wird merkwürdigerweise in den führenden Grundbau- und Ingenieurhandbüchern kaum erwähnt und in den bekannten Ingenieurgeologien bisher nur stiefmütterlich behandelt, obwohl ungefähr ein Zehntel der Oberfläche der Kontinente mit Löß bedeckt ist, wovon ein großer Teil zu den fruchtbarsten und dichtest bevölkerten Landstrichen gehört.

Der Verfasser des obigen Buches hat an vielen Stellen Europas, Lößvorkommen eingehend studiert, die Ergebnisse seiner Untersuchungen systematisch geordnet und in die überraschend reiche Lößliteratur (das Buch enthält 580 Schriftumlinweise) mit bewunderungswürdigem Fleiß und seltener Gründlichkeit eingereiht. Auf diese Weise ist ein Werk entstanden, das den Löß in (I) geologisch-geographischer, (II) chemisch-physikalischer und (III) bautechnischer Hinsicht in einer für den Bauingenieur und Ingenieurgeologen gleich geeigneten Weise mustergültig behandelt.

Im ersten Hauptteil erfahren wir u. a., daß der Löß aus Gesteinsstaub besteht, der primär durch mechanische Verwitterung in Steppengebieten oder vor Gletschern, durch die mahelnde Wirkung der Gletscher selbst, durch fluvioglaziale Aufbereitung oder sekundär aus Hochwassersedimenten von Flüssen entstanden ist; dieser Staub wurde vom Winde davongetragen und an Stellen, deren Bedingungen für eine Ablagerung günstig waren, abgesetzt. Flora und Fauna der Entstehungszeit des Lößes haben darin ihre Spuren hinterlassen: die charakteristischen Wurzelröhrchen bzw. die typischen Einschlüsse (zumeist Landschneckengehäuse). Infolge des geringen Widerstandes des Lößes gegen Wasserangriff findet man diesen Erdstoff auch oft als „Lößlehm“ auf sekundärer Lagerstätte. Der Verfasser erläutert die den Löß betreffenden heute bekannten geologisch-geographischen Tatsachen ungemein eingehend.

Der zweite Hauptteil macht uns mit den wichtigsten Eigenschaften des Lößes bekannt, wie: chemische Analyse, Struktur, Kornverteilung, Wasseraufnahme, Verflüssigungsneigung, Plastizitätsgrenzen, die in erster Linie zur erdstoffphysikalischen Klassifizierung und mit jenen, wie: Raumgewicht, Porenziffer, Feuchtigkeitsgrad, Durchlässigkeit, Würfelsteifigkeit, Zusammendrückbarkeit, innere Reibung und Kohäsion, die außerdem zur grundbaumechanischen Untersuchung des Verhaltens dieses Erdstoffes in häufig vorkommenden bautechnischen Fällen dienen.

Der dritte Teil behandelt die verschiedenen Arten der Gründungen von Bauwerken auf Löß, den Löß im Straßen- und Eisenbahnbau (Einschnitte und Dämme) und den Löß im Wasserbau mit zahlreichen Beispielen und Schriftumverweisungen.

Eine der wichtigsten Tatsachen, die uns der Verfasser unter den verschiedensten Gesichtspunkten vor Augen führt, ist wohl die, daß der ungestörte oder „echte“ Löß vom bodenphysikalischen, sowie vom grundbautechnischen Standpunkt aus, einen ganz anderen Erdstoff darstellt als der gestörte Löß oder „Lößlehm“. (Man erinnere sich an den großen Unterschied zwischen ungestörtem und geknetetem Ton!)

Jeder Bauingenieur, der Dr. Scheidig's Buch, dem H. Prof. Dr.-Ing. F. Kögl (Freiberg, Sa.) ein treffendes Geleitwort mit auf den Weg gegeben hat, aufmerksam liest, wird von den zahlreichen, darin enthaltenen Winken mit Vorteil Gebrauch machen, sobald der Löß in irgendeiner Form in seinem Arbeitsgebiet auftaucht.

Das interessante Werk ist Herrn Prof. Dr. K. v. Terzaghi (Wien) gewidmet. Dr.-Ing. O. K. Fröhlich, 's-Gravenhage.

Marquardt, E.: Beton- und Eisenbetonleitungen, ihre Belastung und Prüfung. (Forscherarbeiten, Heft 41.)

18,5 × 27 cm. VII/99 Seiten mit 65 Textabbildungen. Verlag von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 10,—.

Der auf dem Sondergebiet des Rohrleitungs- und Kanalbaus bekannte Verfasser hat es in dankenswerter Weise unternommen, in der vorliegenden Schrift die vielfach zerstreuten und hauptsächlich in amerikanischen Zeitschriften enthaltenen Aufsätze über die Wirkungsweise äußerer Belastungen auf Leitungen zu sichten und zu besprechen. Besonders wird auf die Theorie von Prof. Marston (Iowa State College) eingegangen, welche dieser auf Grund jahrelanger Versuchsarbeit entwickelt und nachgeprüft hat. Durch Aufnahme einer Reihe von Rechentafeln wird die praktische Anwendung verschiedener Formeln sehr vereinfacht. Im zweiten Teil des Buches folgt eine Erörterung der für die Prüfung von Beton- und Eisenbetonrohren maßgebenden Gesichtspunkte, welche vielen Ingenieuren in ihrer übersichtlichen und knappen Darstellung sehr willkommen sein dürfte. Marquardt unterscheidet zwischen physikalischen und Beständigkeitsprüfungen und erläutert eingehend und kritisch deren wichtigste Forderungen. Ein ausführliches Schrifttum-Verzeichnis bildet den Schluß dieses lesenswerten Buches.
Dr.-Ing. l'Allemand.

Kleinogel, A.: Der durchlaufende Träger. Gebrauchsfertige Formeln und Tabellen für durchlaufende Träger mit verschiedenen Feldweiten und Tragheitsmomenten, sowohl mit freier Endauflagerung als auch mit fester Einspannung, und zwar für beliebige Belastung, einschl. Stützensenkungen und ungleichmäßiger Erwärmung, nebst Einflußlinien für alle statischen Größen. Zwanzig Haupt-Trägerformen mit 10 Sonderfällen, 12 Träger-Tabellen und 6 ausführliche Zahlenbeispiele, mit insgesamt 105 Abbildungen. Zweite, vollständig umgearbeitete Auflage. XII/192 Seiten. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 17,00, geb. RM 18,50.

Eine wesentliche Bereicherung des Stoffes hat die in zweiter Auflage erschienene Formelsammlung durch die Aufnahme der Einflußlinien erfahren, welche in übersichtlicher Form für Momente und Querkkräfte aus den für jedes Feld entwickelten Gleichungen rechnerisch abgeleitet werden. Wer sich eingehender damit beschäftigen will, muß sich aus dem einschlägigen Schrifttum (Müller-Breslau, Kammer usw.) unterrichten. Am schnellsten und für Zwecke der Anwendung völlig ausreichend wird dies zweifellos aus dem Buch „Belastungsglieder“ desselben Verfassers erfolgen können, wie sich letzteres bei Verwendung des vorliegenden Tabellenwerkes kaum entbehren läßt, da in der neuen Auflage die bei jeder Berechnung gebrauchten Zahlenwerte nicht mehr enthalten sind. Durch diese Einteilung war es möglich, das Buch in Umfang und Preis auf gleicher Höhe wie in der ersten Auflage zu halten. In den Formeln ist durch Einführung der Steifigkeitszahlen die Veränderlichkeit der Tragheitsmomente der einzelnen Felder berücksichtigt. Der Einfluß der Querschnittsveränderlichkeit im Felde selbst, z. B. durch Schrägen, wird nicht verfolgt. An 5 Zahlenbeispielen wird die Anwendung der Formeln und Tabellen erläutert und auf Rechenproben hingewiesen.

Der Gebrauch des Buches wird wie der jeder Formelsammlung fraglos erleichtert, wenn vorher eine Durcharbeitung des Stoffes erfolgt. Zur Not wird man sich auch ohne diese aus den Einleitungen der einzelnen Abschnitte zurechtfinden. Jeder, der öfter mit der Berechnung von Durchlaufträgern zu tun hat und genaue Rechnungsergebnisse erhalten will, wird dieses Tafelwerk mit großem Vorteil benutzen und sich hierdurch langwierige und ermüdende Vorberechnungen ersparen.
Dr.-Ing. l'Allemand.

Beton-Kalender. Taschenbuch für den Beton und Eisenbetonbau 1935. XXVIII. Jahrgang Teil I, geb., Teil II geh. zus. RM 6,20. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, Wilhelmstr. 90.

Nachdem im vorigen Jahre die Ausgabe des Betonkalenders einbändig war, ist der Verlag wieder auf die frühere Form zurückgekommen. Der Grund für die zweibändige Teilung war und ist es jetzt wieder, den Stoff so aufzuteilen, daß der Teil I für das Büro und der andere Teil mehr für die Baustelle bestimmt ist.

Im ersten Teil wurde der Abschnitt Baustatik, der von Berrer bearbeitet ist, weiterausgestattet. Ergänzungen z. T. Änderungen haben die Kapitel über die Bindemittel, Festigkeitsberechnung und die österreichischen amtlichen Mitteilungen erfahren.

Im 2. Teil wurden die Kapitel über Grundbau, Balken- und Rahmenbrücken, gewölbte Brücken und Straßenbau umgearbeitet, und den im Jahre 1932 erschienenen Eisenbetonbestimmungen angepaßt.

Der Betonkalender wird in diesem Jahre wie in früheren Jahren sicherlich seinen Zweck erfüllen.
E. P.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 77: Versuche mit Eisenbetonsäulen. Ausgeführt in der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart in den Jahren 1931 bis 1933. Bericht erstattet von O. Graf. 18,5 × 27 cm. IV/67 Seiten mit 77 Textabbildungen und 15 Zusammenstellungen. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 9,30.

Der vorliegende Bericht behandelt zum großen Teil die Ergebnisse aus Säulenversuchen, die in den Amtlichen Bestimmungen des Deut-

schen Ausschusses für Eisenbeton 1932 ihren Niederschlag gefunden haben. Insbesondere galt es, die Vorschriften über die Bewehrung der Säulen auf eine wirtschaftlichere Basis zu stellen. So wurden Eisenbetonstützen mit starker Längsbewehrung und Umschnürung untersucht und die Ausnutzung hochwertiger Stahles mit entsprechender Fließgrenze einbezogen. Ein Vergleich der Bestimmungen von 1925 mit denen von 1932 vermittelt anschaulich den praktischen Nutzen dieser Versuche. Alle Einzelheiten sind in dem Bericht recht ausführlich dargestellt. Die Fülle des wertvollen Stoffes erschwert allerdings hier und dort genügende Übersicht.

Starkes wissenschaftliches Interesse beansprucht die Prüfung einer weiteren Säulengruppe, die das plastische Verhalten der bewehrten und unbewehrten Druckkörper unter Dauerlast zeigt. Die langwierigen Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen. Amerikanische Versuche haben diese bedeutsame Frage schon recht eingehend geklärt. Mc Millan machte bereits 1916 darauf aufmerksam, daß die Spannungsverteilung von Eisenbetonsäulen unter Dauerlast den rechnerischen Annahmen nicht entspricht. Die Längsseiten werden viel höher als angenommen beansprucht. Die Stuttgarter Versuchsergebnisse bestätigen dies und zeigen auch den großen Einfluß feuchter oder trockener Lagerung auf das plastische Verhalten des Betons, wie ihn zunächst Davis, später Richarts und Slater festgestellt haben.
Dipl.-Ing. Th. Busch.

Deutscher Ausschuss für Eisenbeton, Heft 78: Versuche über Elastizität, Plastizität und Schwinden von Beton. Ausgeführt im Versuchs- und Materialprüfungsamt an der Technischen Hochschule Dresden in den Jahren 1932 und 1933. Bericht erstattet von W. Gehler und H. A. Mos. 18,5 × 27 cm. IV/26 Seiten mit 17 Textabb. und 10 Tafeln. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 3,20.

In den Jahren 1932 und 1933 wurden im Materialprüfungsamt der Technischen Hochschule Dresden die bekannten Freyssinet-schen, in den Jahren 1926/28 beim Bau der Betonbogenbrücke von Plougastel durchgeführten Dauerversuche mit belasteten Betonprobekörpern nachgeprüft. Unter einwandfreien Bedingungen sollte ermittelt werden, inwieweit die teilweise angezweifelten Ergebnisse von Freyssinet Gültigkeit besitzen. Die Versuche bedeuten einen wertvollen Beitrag zur Erforschung des plastischen Nachfließens des Betons unter Last, eine Frage, die seit dem Bekanntwerden der umfangreichen amerikanischen Säulenversuche von Richarts und Slater besonders interessiert.

Als Probekörper dienten, wie bei Freyssinet, paarweise angeordnete, am Fuße eingespannte Kragträger, deren Auslegerarme belastet werden konnten. Gemessen wurde die gegenseitige Ausbiegung der Kopfenden der Kragträger, die Verkürzung der Betondruckzone und teilweise die Dehnung der Eiseneinlagen. Es bestätigte sich, daß die plastischen Formänderungen vor allem während der ersten 5 Monate ganz bedeutend sind; in der Betondruckzone erreichten sie den 8fachen Wert der Verformung unmittelbar nach Aufbringen der Last. Nach Abzug der Schwindverformung ergibt sich im Laufe der Zeit immer noch eine Steigerung der Formänderung auf das 4- bis 5fache. Nach einjähriger Dauerlast verhielten sich die Körper bei Be- und Entlastungen nahezu rein elastisch; den hoch beanspruchten Versuchskörpern ($\sigma_{bd} = 120 \text{ kg/cm}^2$) war dabei die größte elastische Verformung eigen. Auf die Biegedruckfestigkeit hatte die Dauerlast und die dadurch bedingte plastische Verformung keinen Einfluß.

Überraschend kommt das Ergebnis, daß die Dehnungen der Eiseneinlagen während der Belastung annähernd konstant blieben. Ohne Zweifel muß sich das Nachfließen der Betondruckzone auf die Eisendehnungen auswirken. Selbst wenn man berücksichtigt, daß der Schwindvorgang des Betons auf die Eisen Druckkräfte überträgt, also den Dehnungen entgegenwirkt, bleibt das Ergebnis schwer verständlich, zumal die Schwindkräfte in der gerissenen Betonzugzone nicht sehr groß sein können. Zur Klärung dieser Frage müssen jedenfalls weitere Versuche angestellt werden.
Schubert.

Mitteilungen über Versuche. Ausgeführt vom Österr. Eisenbeton-Ausschuß. Heft 14. 15,5 × 23,5 cm. 152 Seiten mit 63 Abb. und 4 Tafeln. Verlag des Österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins, Wien 1933. Preis RM 10,—.

Heft 14 enthält Berichte über:

1. Zielsichere Betonbildung,
2. Balkenversuche des „n-Ausschusses“,
3. Versuche an Betonbalken mit hochwertigem Stahleinlagen und an Platten mit Tragnetzbewehrung.

So begrüßenswert jede Anstrengung ist, die sich eine Verbesserung der „Kunst“, Beton herzustellen zum Ziel setzt, so einfach sollen aber auch die Mittel und Wege sein, mit und auf denen das Ziel erreicht werden kann. Aber in dem vorliegenden Abschnitt „Zielsichere Betonbildung“ wird diesem Grundsatz nicht gehuldigt. Auch sind darin „termini technici“ geprägt worden, deren Erfassung allein schon ein gewisses Studium erfordert. Im übrigen bauen sich die Ausführungen über die zielsichere Betonbildung auf dem Gedanken und der Verwendung der Kornpotenzwaage von Stern auf.

Die Balkenversuche des „n-Ausschusses“ sind mit drei verschiedenen Stahlorten (St. 37, St. 55 und Istegstahl) und zwei Betonfestigkeiten ($\sigma_w = 150$ bzw. 300 kg/cm^2) ausgeführt worden. In durchaus mutiger Weise wird dem umstrittenen Werte „n“ auf den Leib gerückt und wenn es auch weder der Umfang der Untersuchungen, noch deren nicht ganz geglückte betontechnische Seite zulassen, allgemein gültige Schlüsse zu ziehen, so ist doch dadurch gezeigt worden, daß wir uns mit den derzeitigen Berechnungsmethoden im Eisenbetonbau nicht zufrieden geben dürfen.

Prof. Dr.-Ing. Saliger hat weitere Untersuchungen an Plattenbalken mit hochwertigen Stahleinlagen angestellt. Vorläufig wird aus den Untersuchungen mit statischer Belastung bis zum Bruch der Schluß gezogen, daß die erreichbare Eisenspannung im Bruchzustand um so größer ist, je stauchfähiger, plastischer und druckfester der Beton, je kleiner die Dehnbarkeit des Eisens (d. h. je spröder) und je kleiner der Bewehrungsanteil ist. In diesem Bericht werden auch Mitteilungen über das Verhalten von Eisenbetonbalken mit verschieden hochwertiger Stahlbewehrung (St. 55, St. 80 und Istegstahl) bei millionenfach wiederholten Belastungen innerhalb gewisser Spannungsgrenzen angekündigt, auf die die Fachwelt wohl gespannt sein darf.

Das vorliegende Heft 14 zeigt mit seinen drei Abschnitten, daß der Österr. Eisenbeton-Ausschuß durchaus bestrebt ist, der Weiterentwicklung des Eisenbetonbaues zu dienen, neue Wege zu suchen und nicht allein seine Aufgabe darin sieht, in der Praxis Erprobtes zu sanktionieren.
Dr.-Ing. F. Treiber.

Posey, Ch. I.: Tests of Anchorages for Reinforcing Bars. University of Iowa-Studies. Studies in Engineering. Bulletin Nr. 3. 15,5 × 23,5 cm. 31 Seiten mit 18 Abb. Veröffentlicht von University of Iowa-City, April 1933. Zu beziehen vom Department of Publications zum Preis von \$ —.50.

Nach Wiedergabe der ebenso einfachen, wie sinnreichen Versuchsanordnung weist der Verfasser zunächst nach, daß die übliche Verankerung mit Rundhaken nicht voll befriedigen kann. Er dehnt jetzt seine Versuche auf geradlinige Verankerungsarten aus, bei denen die Oberfläche der Eiseneinlagen uneben ist. Die beste Verankerung wird erzielt durch das mit Gewinde versehene Eisen. Da aber dessen Herstellung zu teuer ist, wurde handelsübliches Rundeisen mit mehreren Reihen enganeinanderliegender, mit dem Flachmeißel geschlagener Kerben versehen, und es ergab sich, daß bei einer geraden Verankerungslänge von $22d$ ($d =$ Durchmesser des Rundeisens) das Eisen bis zum 20fachen Betrag der Druckfestigkeit des umgebenden Betons beansprucht werden kann, wobei der auftretende Gleitweg am belasteten Eisenende weniger als $0,25 \text{ mm}$ betrug. Es mag sein, daß die bisher übliche Verankerungsart durch Rundhaken bei vorwiegend dauernd ruhender Belastung genügt, bei häufig wiederholt beanspruchtem Eisenbeton sollte aber der Verankerung mehr Aufmerksamkeit zugewendet werden. Vielleicht geben P o s e y s Untersuchungen einen gangbaren Weg an.

Dr.-Ing. F. Treiber.

NEUERSCHEINUNGEN.

Die Benzinger-Bewehrung im Beton-, Eisenbeton-, Straßen- und Luftschutzbau. Herausgegeben von der Studiengesellschaft für Benzinger-Konstruktionen m. b. H., Karlsruhe. 16 × 20,5 cm. 168 Seiten mit 161 Textabb. und zahlreichen Tabellen und Kurventafeln.

Vorschriften für geschweißte Stahlhochbauten. Ausgabe August 1934. Eingeführt durch Erlaß des Preußischen Finanzministers — V. 19. 6200 h/9 — vom 25. August 1934. 21 × 30 cm 13 Seiten mit 14 Textabb. Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1934. Preis geh. RM 0,80.

Koblenz, die Stadt der Rhein- und Moselbrücken. Festschrift, herausgegeben von der Stadt Koblenz anlässlich der Fertigstellung der Adolf-Hitlerbrücke und des Umbaus der Pfaffendorfer Brücke. 24,5 × 31,5 cm. 102 Seiten mit zahlreichen Abbildungen.

Bauwettbewerb. Heft 70: Reichsführerschule der N.S.D.A.P. auf Neu-Grünwald bei München. Herausgeber: Architekten BDA Emil Deines und Friedrich Heidt. 23,5 × 32 cm. 4 Seiten Text und 28 Seiten Abb. der Entwürfe. Verlag G. Braun, Karlsruhe i. Bad. Preis einzeln RM 1,80.

1. Merkblatt für die Herstellung und den Einbau von Teerbeton. 4 Seiten.
2. Richtlinien für Probenahme und Untersuchung von Teermineralgemischen vor und nach dem Einbau. 28 S.
3. Aus der Tätigkeit des Ausschusses „Teerstraßen“, Vorträge gehalten auf den Ausschußsitzungen am 15. Januar, 18. April und 6. Juli 1934. 68 S. mit 14 Abb.
4. Aus der Tätigkeit des Ausschusses „Teerstraßen“, Die Forschungsarbeiten des Ausschusses über den inneren Zustand von Teerdecken. Heft 1: Voruntersuchungen und Nachprüfung der Teerdecken der Braunschweiger Versuchsbahn. 56 Seiten mit vielen Abb.

Die Veröffentlichungen sind im Verlage der Studiengesellschaft, Berlin-Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30, erschienen und zum Preise von: zu 1. RM —,20, zu 2. RM —,50, zu 3. RM 1,60, zu 4. RM 1,40 zuzüglich Porto zu beziehen.

Die Straße. Herausgegeben von dem Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen. Hauptschriftleiter: Friedrich Heiss. Erscheint zweimal monatlich. Jahrgang 1, Heft 1 (August 1934). 23,5 × 30 cm. Volk und Reich Verlag G. m. b. H. Berlin. Bezugspreis vierteljährlich RM 6,—; Preis des Einzelheftes RM 1,—.

Um das Verständnis für die große Bedeutung der Straße für Volk, Kultur und Wirtschaft in immer weitere Kreise zu tragen, hat sich der Generalinspektor für das deutsche Straßenwesen entschlossen, eine eigene Zeitschrift ins Leben zu rufen, deren erstes Heft im August erschienen ist. „Die Straße“ ist gleichzeitig das Amtsblatt des Generalinspektors für das deutsche Straßenwesen.

Milke, G.: Der Straßenbau. Die Straßenbau A.-G. Köln, Bd. 24 der Schriftenreihe „Musterbetriebe deutscher Wirtschaft“. 75 Seiten und 47 Tafeln in Kupfertiefdruck. Hlbl. RM 2,30. Verlag J. J. Arnd (Übersee-Post) Leipzig C. 1.

Abwasserfachgruppe der Deutschen Gesellschaft für Bauwesen e. V. Schriftenreihe, Heft 2. DIN A. 4. 17 Seiten. 5 Abb. 1934. München: R. Oldenbourg. RM 2,50.

Wasserbauliche Mitteilungen (ungarischer Titel: Vízügyi Közlemények von Müszaki Folyóirat). 1934, 1 im ungarischen Originaltext. 18,8 × 26,2 cm. 185 Seiten, mit zahlreichen Abbildungen und Tabellen im Text. Mit einer kurzen Zusammenfassung des Inhaltes, in deutscher, französischer, englischer und italienischer Sprache. Format wie Originalheft. 39 Seiten. Verlag: Királyi Magyar Egyetemi Nyomda. Budapest 1934.

Egner, K.: Beiträge zur Kenntnis der Feuchtigkeitsbewegung in Hölzern, vor allem in Fichtenholz, während der Trocknung unterhalb des Fasersättigungspunktes. Heft 2 der „Forschungsberichte Holz“, herausgegeben vom Fachausschuß für Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstverein. 15 × 21 cm. IV/91 Seiten mit 37 Textabb. VDI-Verlag, Berlin NW 7, 1934. Preis geh. RM 2,—.

Larssen-Handbuch, Ausgabe 1934. 14,5 × 20,5 cm. 384 Seiten, mit zahlreichen Textabb.

Schoszberger, Hans: Bautechnischer Luftschutz. Grundsätze des bautechnischen Schutzes gegen Fliegerbomben bei der Landesplanung, beim Aufbau der Gebäude und beim Schutzraumbau. 15 × 21 cm. 240 Seiten mit 150 Abb. und 6 Tafeln. Bauwelt. Verlag Berlin SW 68. Preis in Gzld. geb. RM 7,80.

Mitteilungen aus den Forschungsanstalten des Gutehoffnungshütte-Konzerns. Band 3, Heft 4. Oberhausen (Rhld.), August 1934. DIN A 4. 26 Seiten mit 59 Abbildungen und 4 Zahlentafeln. In Kommission beim VDI-Verlag G.m.b.H., Berlin NW 7. Preis brosch. RM 2,90.

Yoshida Yashichi: A simple formula for estimating the height of capillary rise in a granular deposit. 19,2 × 26 cm. 7 Seiten, 1 Textabb. Kumamoto Japan 1934.

Yoshida Yashichi: The summary of the studies on the collection wells and galleries as sources of water-supplies. IV. 96 Seiten mit 113 Textabb. Kumamoto, Japan 1934.

Gedo, J. D.: Theory of Superstatic Structures. 21 × 28 cm. 98 Seiten mit 7 Blatt Zeichnungen im Anhang. Im Selbstverlag des Verfassers. New York 1934.

Vandone I.: Strada Sperimentale di Binasco. (Versuchsstraße von Binasco) Esperienze interne Alle Pavimentazioni Cementizie. Heft XII von Azienda Autonoma Statale Della Strada. Herausgegeben von: Istituto Sperimentale Stradale Del T. C. I. E del R. A. C. I. 17 × 24 cm. 115 Seiten, mit zahlreichen Textabb. Milano 1934.

Handbuch der deutschen Baubehörden. 6. Ausgabe 1934/35. 14,5 × 20,5 cm. XXIV/408 Seiten. Verlag H. Apitz G.m.b.H. Berlin SW 61. Preis geh. RM 15,—.