

NEUERE AMERIKANISCHE GERÄTE FÜR ERDGEWINNUNG UND ERDBEWEGUNG.

Von Prof. H. Simons, Hannover.

Übersicht: An Hand des neuesten amerikanischen Schrifttums wird ein Überblick über die gegenwärtig im nordamerikanischen Erdbau üblichen Geräte und Methoden gegeben.

Im Hinblick auf die großen Erdbewegungen, die die neuen Bauaufgaben bei uns mit sich bringen, soll im folgenden an Hand des neueren Schrifttums der Vereinigten Staaten ein Überblick über die gegenwärtig im nordamerikanischen Erdbau üblichen Geräte und Methoden gegeben werden.

Für das Lösen und Laden hat sich der Eimerseilbagger (Schürfkübelbagger, Dragline) in den letzten Jahren gegenüber allen anderen Geräten immer weiter durchgesetzt, vor allem beim Bau von Kanälen, Dämmen und Flußdeichen. Das Fassungsvermögen des Schürfkübels, das normalerweise bei etwa 2—3 m³ liegt, wurde bei den neuesten Ausführungen bis auf 11,5 m³, in Einzelfällen sogar bis auf 15 m³ gesteigert; ebenso wurde die Ausladung vergrößert. Der „Monighan“, ein besonders großer Typ, hat einen Ausleger von 53 m Länge bei einem Kübelinhalt von 5,25 m³. Dadurch kann der Bagger in vielen Fällen — z. B. beim Kanalaus- huf — den gewonnenen Boden ohne Zwischenschaltung eines besonderen Fördergerätes unmittelbar abkippen (in diesem Fall in die Dämme einbringen). Übersteigt die Förderweite die doppelte Auslegerlänge, so werden auch wohl zwei bis drei Eimerseilbagger hintereinander geschaltet, die sich das Fördergut gegenseitig zu- reichen, um den Transport zu vermeiden. Die Kosten für Aushub und Einbringen betragen bei dieser Arbeitsweise, falls ein Bagger von 45 m Ausladung verwendet wird, 13 cts/m³; werden zwei Bagger erforderlich (Entfernung bis etwa 150 m zwischen Ent- nahmestelle und Kippe), so wachsen die Kosten auf 18 cts/m³ (die Stundenlöhne betragen für ungelernete Arbeiter 30—40 cts, für Maschinisten 0,75—1,25 \$).

u. 2), sie werden meist elektrisch angetrieben und sollen sehr wirt- schaftlich arbeiten.

Die Eimerseilbagger laufen fast durchweg auf Raupen. Neuer- dings wird ein Bagger für 2—15 m³ auf den Markt gebracht, der eine Art Schreitbewegung ausführt (Abb. 3). Nach Angabe der Hersteller macht er 3 Schritte/min und legt mit jedem Schritt 1,8 m zurück. Über praktische Erfahrungen liegen noch keine Be- richte vor. Die Neuerung ist jedenfalls beachtenswert.

Der Löffelbagger ist gegenüber dem Eimerseilbagger bzw. Kabelbagger in den Hintergrund getreten. Er wird vor allem beim Felsaushub benutzt, wobei Größen von etwa 1,5 m³ bevorzugt werden. Nach den amerikanischen Angaben³ verbietet beim Bau von Flußdeichen der oft wenig tragfähige Boden der Entnahme- stellen häufig die Verwendung von Löffelbaggern. Die Amerikaner sind allerdings bei ihren Löffelbaggern, namentlich bei den Mam- mutbaggern, auf sehr hohe Bodenpressungen gegangen, die im Be- trieb 7—8 kg/cm², außer Betrieb 5 kg/cm² erreichen⁴. Dagegen weist z. B. ein neuer, geschweißter Eimerseilbagger der Bucyrus- Monighan-Werke (Typ 5 W) nur einen Bodendruck von 0,32 kg/cm² auf (Engng. News Rec. 115 [1935], S. 138). Bei schlechtem Bau- grund legen die Amerikaner Holzschwellen oder Holzroste unter die Raupen, ebenso wie dies auch bei uns beim Raupenantrieb öfters notwendig wird.

Der Eimerseilbagger läßt sich bei fast allen Bodenarten ver- wenden, u. a. auch zum Roden von Wurzeln und für den Aushub unter Wasser. Ein Nachteil ist die unebene Oberfläche, die er hinter- läßt. Im Landstraßenbau wird er deshalb heute weniger verwendet als früher. Hier sind zwei andere Geräte an seine Stelle getreten, in erster Linie der sehr beliebte Planierbagger („elevating grader“) und der Schürfwagen.

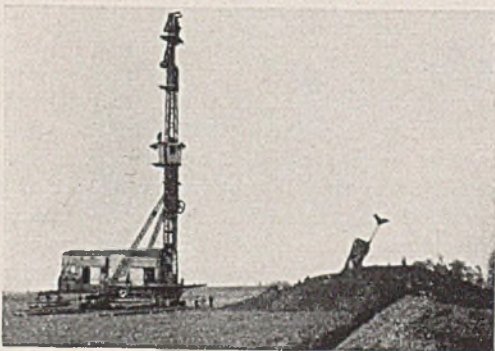


Abb. 1. Maschinenturm eines Kabelbaggers, auf Schienen laufend.



Abb. 2. Pendelturm eines Kabelbaggers, auf Raupen laufend.

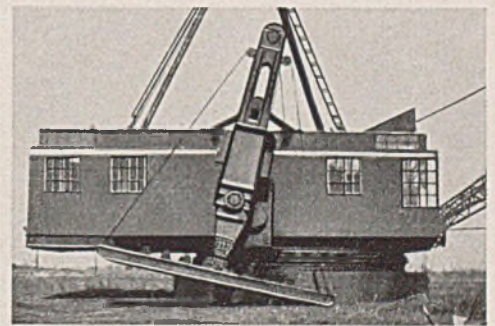


Abb. 3. Maschinenhaus eines Eimerseilbaggers mit Schreitbewegung.

Für Förderweiten von 100 bis 200 m greift man gern zum Kabelbagger, bei dem der Schürfkübel nicht an einem Ausleger, sondern an einem Kabelkran hängt. Kabelbagger sind auch in Deutschland nicht unbekannt¹, sie wurden aber bisher vorwiegend im Braunkohlenbergbau² verwendet, dagegen kaum im Baubetrieb. Die neuesten amerikanischen Ausführungen haben Türme bis zu 36 m Höhe, die teils auf Schienen, teils auf Raupen laufen (Abb. 1

¹ Riedig: Die Bauarten der Kabelbagger. Bautechn. 2 (1923), S. 427; Franke: Amerik. Kabelbagger. Z. VDI 71 (1927), S. 1727.

² Gold: Kabelbagger im Braunkohlentagebau. Z. VDI 77 (1933), S. 1097 und Franke: Kabelbagger. Z. VDI 76 (1932), S. 487.

Diese beiden Maschinen sind in primitiverer Form schon vor Jahrzehnten für Maultiergespanne entwickelt worden. Der Planierbagger ist ein pflugähnliches Gerät, verbunden mit einem Förderband. Das vom Pflug gelöste Gut wird durch das Förderband seitlich in ein Fördergefäß abgeworfen (Abb. 4). Der Schürfwagen geht auf die alten Schleppschaufeln oder Schrapper zurück. Die ursprüngliche Form dieser Geräte, wie sie noch vor 10—15 Jahren

³ Knappen: Development of Earth-Moving Equipment. Civil Engng. 6 (1936), S. 143 ff.

⁴ Franke: Amerik. Löffelbagger. Z. VDI 73 (1929), S. 579 und 74 (1930), S. 1242.

üblich waren, hat Woernle beschrieben⁵. In den letzten Jahren wurden diese Maschinen außerordentlich verbessert und ihre Leistungsfähigkeit gesteigert, an die Stelle der Maultiere sind starke Motorschlepper getreten. Der Planierbagger, dessen Förderband jetzt durch einen besonderen Motor angetrieben wird, erfreut sich besonderer Schätzung, besonders beim Straßenbau in den

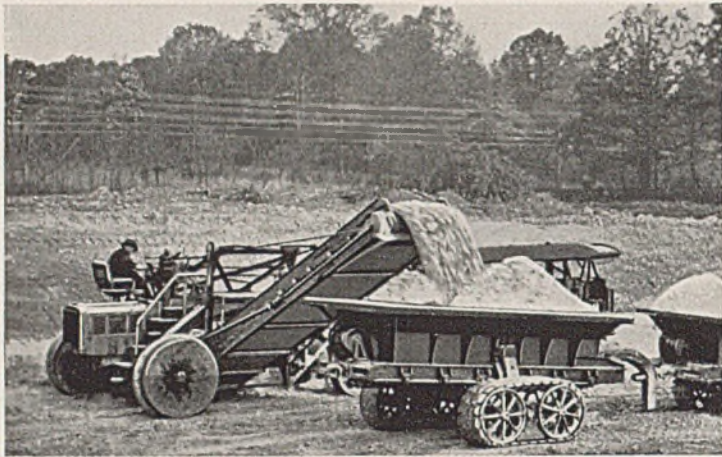


Abb. 4. Planierbagger (elevating grader) beim Beladen eines Anhängewagens auf Raupen.

flachen Prärien; für tiefe Einschnitte ist er weniger geeignet. Die Leistung kann 75 000 bis 150 000 m³ im Monat (Lösen und Laden) betragen⁶. Dabei werden die Kosten mit nur etwa 7 cts/m³ angegeben, während für Lösen und Laden mit dem Löffelbagger 10 cts/m³ gerechnet wird. Allen diesen Kostenangaben kommt selbstverständlich nur ein bedingter Vergleichswert zu; die Überlegenheit eines bestimmten Gerätes muß immer von Fall zu Fall unter Berücksichtigung aller Umstände ermittelt werden. Kennzeichnend ist übrigens — das mag in diesem Zusammenhang erwähnt werden — die Forderung einer gründlicheren Ausbildung in Fragen der Bauausführung und der Baustelleneinrichtung auf den Hochschulen und der Ruf nach einer wissenschaftlichen Betriebsführung im Baubetrieb. Man klagt, daß sowohl die Unternehmer, wie vor allem auch die Bauherren zu wenig Kenntnis der neuzeitlichen Möglichkeiten der Baustelleneinrichtung besäßen, und daß dadurch Fehler bei der Vorbereitung der Ausschreibungen und Reibungen zwischen Bauherren und Unternehmer unvermeidlich seien⁹.

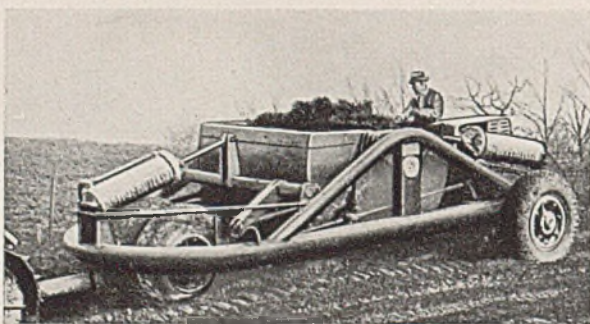


Abb. 5. Schürfwagen von 7,5 m³ Inhalt mit Druckluft-Steuerung und Gummibereifung.

Der Schürfwagen, der übrigens seit kurzem auch in Deutschland gebaut wird⁷, besteht aus einem, zwischen Rädern aufgehängten Schürfkübel, der den Boden mit 20 bis 30 cm Schnitttiefe aufreißt, ihn aufnimmt und dann hochgekippt wird. An der Kippe angekommen, entläßt er sich durch eine Kippbewegung

⁵ Woernle: Geräte und Maschinen des nordamerikanischen Landstraßenbaues. Charlottenburg 1926. Zementverl.

⁶ Siehe Fußnote 3.

⁷ Bauing. 17 (1936), S. 128.

⁸ Engng. News Rec. 114 (1935), S. 864.

nach unten. Er besorgt also in einem das Lösen und Laden, den Transport und das Kippen des Aushubmaterials (Abb. 5). Die neuesten Konstruktionen haben Gummibereifung, sie fassen bis zu 11,5 m³ (die Durchschnittsgröße liegt bei etwa 5 m³) und werden von Motorschleppern von rd. 100 PS gezogen. Der Schürfwagen selbst besitzt meist einen besonderen Motor für die Kippbewegung, um hierin vom Schlepper unabhängig zu sein. Oft treibt der Motor einen Kompressor und das Heben und Kippen des Schürfwagens wird dann durch die erzeugte Druckluft bewirkt. Bei dem in Abb. 5 dargestellten Schürfwagen⁸ besteht das Rahmengestell aus geschweißten Stahlröhren, die gleichzeitig als Windkessel für den Kompressor dienen.

Ein Schürfwagen kann eine Runde von 400 m Gesamtlänge in 3—4 Minuten ausführen. Bei einem Fassungsraum von 11,5 m³ und einem Füllungsgrad von 80%, der zu erreichen sein dürfte, würde das einer Stundenleistung von 140 bis 185 m³ entsprechen. Bei den neuesten großen Erdarbeiten wird der Schürfwagen schon viel verwendet, doch scheinen die Meinungen über ihn noch nicht ganz einheitlich zu sein. Das Hauptanwendungsgebiet sind flache Einschnitte und kurze Förderweiten.

Für den Transport der Erd- oder Felsmassen ist etwa seit 1930 der Lastwagen und jetzt besonders der von einem Motorschlepper gezogene Großraum-Anhängewagen in den Baubetrieb aufgenommen worden¹⁰. Lastwagen und Anhängewagen haben heute die Schmal- oder Vollspur-Eisenbahn aus dem Baubetrieb schon weitgehend verdrängt, und diese Entwicklung scheint noch nicht



Abb. 6. Anhängewagen von 27 m³ Fassungsvermögen auf 24 Gummirädern.

zum Stillstand gekommen zu sein. Während die Wagen früher fast nur auf Raupen liefen (vgl. Abb. 4), werden sie jetzt überwiegend mit Gummibereifung gebaut. Die größten Ausführungen haben 24 breite Gummiräder (Luftreifen), so daß der Bodendruck entsprechend gering wird (Abb. 6). Bei schlechtem, namentlich bei feuchtem oder gar nassem Boden sollen freilich Schwierigkeiten entstehen. Das Fassungsvermögen schwankt zwischen 2,5 und 20 m³; die neuesten Typen fassen sogar 27 m³. Die Wagen entladen meist nach unten, indem der Oberteil sich über den Unterteil wegschiebt, oder sie kippen nach hinten; Seitenkipper sind selten. Namentlich für Schüttungen, die anschließend gewalzt werden müssen, werden Boden- oder Seitenkipper bevorzugt. Die Kippbewegung wird auch hier — wie bei den Schürfwagen — gewöhnlich durch Druckluft bewirkt.

Lastwagen und Großraum-Anhänger werden hauptsächlich für lange Transportstrecken verwendet, für kurze Strecken tritt der oben beschriebene Schürfwagen mit ihnen in Wettbewerb; oft arbeiten auch beide zugleich. Abb. 7 — eine Aufnahme von dem kürzlich begonnenen Bau des Florida-Schiffahrtskanales¹¹, der viermal so lang ist, wie der Panama-Kanal, und die gleiche Menge an Erdbewegung erfordert, wie jener — vermittelt besonders gut den

⁹ Ackerman: The Engineer and the Construction Plant. Civ. Engng. 6 (1936), S. 139.

¹⁰ Vgl. auch: Walch: Entwurf und Ausführung von Staudämmen und Kanaldämmen. S. 178 ff. Berlin: Julius Springer 1936.

Eindruck einer großen nordamerikanischen Erdbaustelle, die mit neuzeitlichem Gerät ausgestattet ist.

Hinsichtlich der Leistungsfähigkeit der Lastwagen bzw. Anhänger sei auf das Beispiel des Bouquet-Canyon-Dammes (Wasser-



Abb. 7. Neuzeitliche Erdbaugeräte am Florida-Kanal. Im Vordergrund gummibereifte Schürfwagen, von Raupenschleppern gezogen. Dahinter Eimerseilbagger beim Beladen eines Raupenwagens.

versorgung von Los Angeles) verwiesen¹². Zur Verfügung standen 35—40 Wagen je 6 m³ Inhalt. Die Entfernung von der Entnahmestelle zur Dammkippe betrug rd. 1,6 km, die Transportleistung rd. 15 000 m³ in 16 Std.

Ein weiteres Kennzeichen des nordamerikanischen Erdbaues ist die ausgedehnte Verwendung von Förderbändern und Förderbrücken, auch bei verhältnismäßig großen Entfernungen. Wie bei den meisten der hier beschriebenen Geräte ist der Gedanke an sich alt, die Weiterentwicklung hat aber in den letzten Jahren besonders große Fortschritte gemacht. Abb. 8 zeigt ein Förderband — eben-



Abb. 8. Förderband beim Bau des Florida-Kanales.

falls vom Bau des Florida-Kanales¹² — von 250 m Länge, das durch einen Eimerseilbagger und daneben gleichzeitig auch noch von Hand beladen wird (Arbeitsbeschaffung!).

Bei den Deichbauten am Mississippi wurden Förderbrücken entwickelt, wie sie Abb. 9 darstellt. Hier läuft ein Wagen von 7,5 m³ Inhalt auf einer Brückenbahn von 100 m Länge, die zu beiden Seiten eines Turmgerüsts aufgehängt ist, und befördert den durch einen Eimerseilbagger gewonnenen Aushub zur Dammkippe. Eine Runde des Wagens benötigt 50 Sekunden, die stündliche Leistung ergibt sich daraus zu rd. 500 m³. Auch am Floridakanal arbeiten

jetzt derartige Förderbrücken, die vom Mississippi dorthin gebracht wurden.

Die bisher ausgedehnteste Verwendung von Förderbändern im Baubetrieb weist zweifellos die Baustelle der Grand Coulee-Sperre



Abb. 9. Förderbrücke vom Deichbau am Mississippi, Gesamtlänge 110 m. Der Wagen (rechts) faßt 7,5 m³.

am Columbia-Fluß auf¹³. Dort sind zunächst aus der westlichen Baugrube 7,5 Millionen m³ Abraum und Fels der Flußsohle auf eine Kippe zu befördern, die in einer engen, schwer zugänglichen Schlucht rd. 150 m höher als die Baugrubensohle liegt und 1,400 m von der Baugrube entfernt ist (Abb. 10).

Der Aushub wird durch Löffelbagger in Lastwagen oder Anhänger von 9 bis 15 m³ Inhalt geladen und zu den Aufgabepunkten A—D von vier Zubringebändern gefahren. Die Entfernung beträgt dabei bis zu 150 m. Die vier Zubringerbänder von je 100 m Länge, deren Lage je nach dem Fortschritt des Aushubes verändert wird, liefern das Aushubmaterial zu der Zentral-Beschickung E (oder später F). Zwei bis drei Zubringer genügen für die Beschickung des Hauptbandes, der vierte befindet sich jeweils im Umbau. Auch die Zentralbeschickung kann mit fortschreitendem Aushub versetzt werden (Punkt F). Die Beschickungsanlagen A—D stehen in Gräben unterhalb der jeweiligen Aushubsohle. Nach

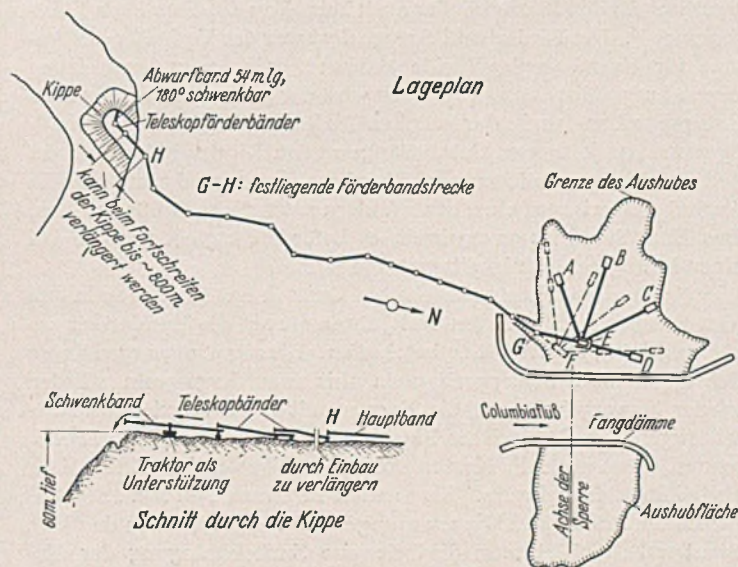


Abb. 10. Grand Coulee-Sperre. Lageplan und Schnitt der Förderband-Anlage für die westl. Baugrube.

oben sind sie durch kräftige Stahlroste von 33 cm Schlitzweite abgedeckt, auf welche die Lastwagen den Aushub abkippen (Abb. 11). Besonders große Brocken, die den Bändern schaden könnten, werden hier zurückgehalten und durch einen Schlepper mit Brustschild beiseite geschoben. Sie werden dann durch Löffelbagger wieder auf Lastwagen geladen und besonders abgefahren. Das Hauptband besteht aus 19 fest eingebauten Einzelbändern von 1400 m Gesamtlänge. An der Kippe sind zwei Bänder eingebaut, die während des Betriebes teleskopartig auf 150 m Länge auseinandergezogen werden können, um dem Fortschreiten der Kippe zu folgen. Ist diese Grenze erreicht, so wird jeweils ein weiteres festes

¹¹ Engng. News Rec. 116 (1936), S. 479 ff.

¹² Engng. News Rec. 112 (1934), S. 811.

¹³ Engng. News Rec. 115 (1935), S. 144 ff.

Band eingebaut und die Teleskop-Bänder wieder zusammengeschieben, so daß sie von neuem dem Fortschreiten der Kippe folgen können. Den Abwurf des Bodens besorgt ein um 180° schwenkbares Band von 54 m Länge. Es ist in der Mitte durch einen Raupenschlepper unterstützt, der die Schwenkung des Bandes ausführt.

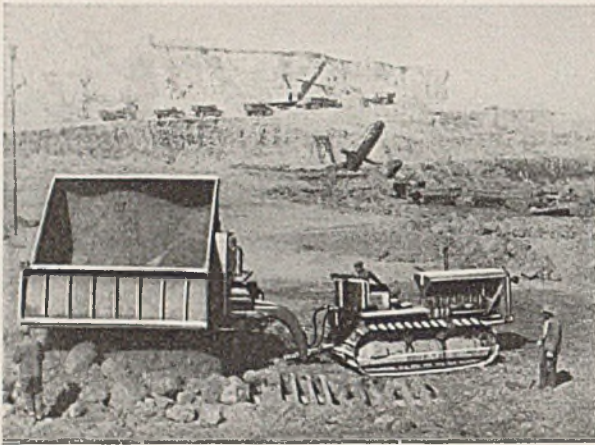


Abb. 11. Ein 9 m^3 -Anhängewagen kippt den Aushub auf den Rost über einer Band-Beschickungs-Anlage an der Grand Coulee-Sperre. Die größeren Brocken werden später durch Schlepper mit Brustschild weggeräumt.

Die Bänder sind 1,50 m breit, sie bewegen sich mit einer Geschwindigkeit von 190 m/min. Die Anlage ist für eine Stundenleistung von 1900 m^3 geplant. Als Bestleistung wurden bisher $38\,000 \text{ m}^3/\text{Tag}$ (21 Stunden) erzielt. Der Antrieb geschieht durch einzelne Elektromotoren an jedem Band und erfordert insgesamt 5200 PS. — Übrigens sollen auch für den Betontransport weitgehend Förderbänder benutzt werden.

Eine ähnliche, wenn auch nicht ganz so umfangreiche Verwendung fanden Förderbänder auch beim Bau des Fort Peck-Staudammes¹⁴. Die Förderband-Anlage dort war der Vorläufer der Anlage für Grand Coulee (beide Bauten werden von der gleichen Firma ausgeführt). Am Fort Peck wird der ganze Aushub der Entlastungsstollen und der Stollen-Einläufe durch Förderband-Systeme von je 1000 m Gesamtlänge zu den Kippen befördert. An den Beschickungsanlagen sind Steinbrecher vorgeschaltet, die das Aushub-Material auf eine, den Bändern zuträgliche Größe brechen. Das Hauptband ist 90 cm breit, es befördert täglich 7600 m^3 bei einer Bandgeschwindigkeit von 130 m/min.

Neben diesen hochentwickelten Geräten hat man auch in den Ver. Staaten in den letzten drei Jahren oft auf die Handarbeit zurückgegriffen, um Arbeit zu beschaffen. Die alten, oben erwähnten Schrapper und Schlepplöffeln mit Maultiergespann wurden wieder hervorgeholt, um die Farmer mit ihren Zugtieren zu beschäftigen, so z. B. auch am Florida-Kanal und bei anderen Kanalbauten, wenn auch die Kosten naturgemäß wesentlich höhere sind, als bei Maschineneinsatz. Sie werden in einem Fall mit 21 cts/ m^3 für Lösen, Laden und Kippen angegeben¹⁵. Aber auch in den Ver. Staaten betrachtet man die zeitweise Zurückdrängung der Maschine nur als eine vorübergehende Erscheinung und erwartet für die Zukunft eine noch stärkere Mechanisierung und verbesserte Maschinen, vor allem Sonderausführungen für bestimmte Aufgaben.

Schließlich seien noch die wichtigsten Hilfsgeräte für das Einbringen von Bodenmassen in Dämme oder Kippen erwähnt, die Planierpflüge und die Walzen. Grundsätzliche Neuerungen sind nicht zu verzeichnen, mit Ausnahme des auch hier hervortretenden Bestrebens, die Gummibereifung einzuführen, und den Benzinmotor durch Dieselantrieb zu ersetzen — ein Bestreben, das sich überall geltend macht und auf das schon mehrfach verwiesen wurde. Abb. 12 zeigt einen Planierpflug mit Gummibereifung. In diesem Zusammenhang sei auch ein leichter Löffelbagger (Abb. 13), bei dem dieser Zug sich ebenfalls bemerkbar macht.

¹⁴ Engng. News Rec. 114 (1935), S. 735.

¹⁵ Engng. News Rec. 114 (1935), S. 422.

Als Walzen sind seit etwa 1908 die sog. „Schaffuß-Walzen“ beliebt, bei denen die Walzen mit einer Art Zapfen gespickt sind, durch die der Boden durchgeknetet wird, ähnlich unseren Riffelwalzen (Söse-Talsperre), aber wahrscheinlich noch wirkungsvoller als diese. Beim Einwalzen des oben erwähnten Bouquet-Canyon-Dammes¹² wurden acht Walzen von je 11 t verwendet, die durch Schlepper von je 65 PS gezogen wurden. Der Bodendruck betrug 14 kg/cm^2 , die Verdichtung soll eine hervorragende gewesen sein, allerdings ging die Walze 16mal über jede Schüttschicht.

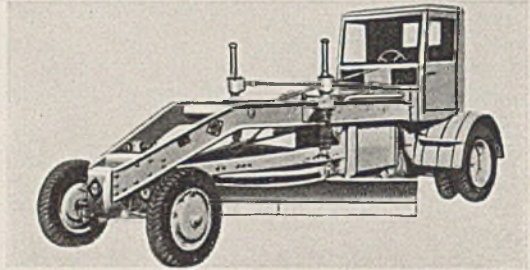


Abb. 12. Planierpflug mit Gummibereifung und Diesel-Antrieb.

Bemerkenswert ist die in den letzten Jahren zu beobachtende Abkehr von dem gespülten Damm zugunsten des geschütteten und gewalzten Damms (Der Fort Peck-Damm, z. Zt. der größte Erd-damm, wird allerdings gespült), und ferner die große Aufmerksamkeit, die man jetzt einer sorgfältigen Herstellung und Verdichtung von Dammschüttungen, auch z. B. für Eisenbahndämme und Straßendämme, im Gegensatz zu früher schenkt.

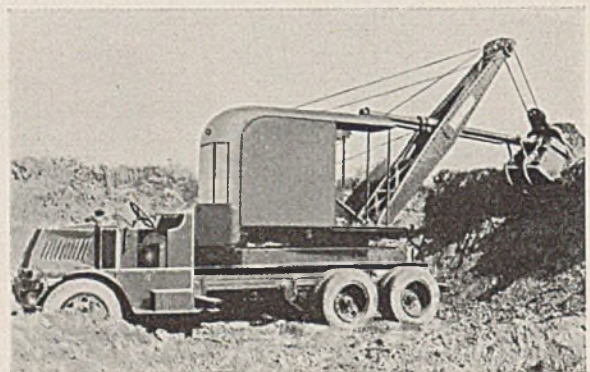


Abb. 13. Löffelbagger von $0,55 \text{ m}^3$ auf Lastwagen mit Gummibereifung.

Selbstverständlich können die Verfahren und Geräte, über die hier berichtet wurde, nicht ohne weiteres auf unsere Verhältnisse übertragen werden. Es sei nur auf folgende Umstände hingewiesen: In den Ver. Staaten sind auf einer örtlich begrenzten Baustelle oft wesentlich größere Massen zu bewältigen, als es im allgemeinen bei uns der Fall ist. Entnahme- und Ablagerungsort liegen bei uns meist weiter auseinander, als dort, wo kaum erschlossene Gebiete häufig eine größere Freizügigkeit in der Planung, in der Wahl der Entnahmestellen oder der Kippen erlauben, als in unserem Lande. Die Zurückdrängung des Zugbetriebes mit Dampf-lokomotiven zugunsten des Dieselschleppers mit Anhänger würde bei uns eine Steigerung der Rohstoff-Einfuhr bedeuten und es wäre sehr zu überlegen, ob sich das volkswirtschaftlich rechtfertigen ließe. Rein kostenmäßig könnte vielleicht auch bei uns manchmal ein Vorteil, besonders bei abgelegenen Baustellen und kurzer Bauzeit, entstehen, weil dann die Kosten für Frachten, Schwellen, Auf- und Abbau der Gleisanlagen und Kleineisenzeug recht erheblich ins Gewicht fallen, namentlich bei verhältnismäßig geringen Bodenmassen. Vielleicht liegt eine Lösung in der weiteren Verbreitung des Holz- oder Kohlegas-Motors für Schlepper im Baubetrieb. Die Baumaschinen-Hersteller sollten dieser Aufgabe größere Aufmerksamkeit schenken. Allgemein aber dürfte zum mindesten für unsere Verhältnisse kein Grund vorliegen, so weitgehend von dem be-

währten Schmalspur-Lokomotiv-Betrieb (mit Kohlen) abzugehen, wie es die Amerikaner tun. Jedenfalls müssen einer Umstellung in dieser Richtung immer sehr eingehende Untersuchungen im Einzelfall vorausgehen, die alle Faktoren — u. a. auch die Instandsetzungs- und Abschreibungskosten — hinreichend berücksichtigen.

Verhältnismäßig wenig wurde bei uns bisher der Eimerseilbagger benutzt. Hier wäre eine Beachtung der günstigen amerikanischen Erfahrungen angezeigt, um so mehr als die vorhandenen Geräte — Löffel und Greifer — sich meist leicht auf Schürfkübelbetrieb umstellen lassen. Besondere Vorteile bieten lange Ausleger durch Ersparnis an Gleisarbeiten usw., was in der Entwicklung der deutschen Baggertypen in den letzten Jahren ja auch bereits zum Ausdruck gekommen ist, aber noch weiter verfolgt werden sollte.

Förderbänder für größere Erdbewegungen haben bei uns erst in letzter Zeit Eingang gefunden (z. B. Adolf-Hitler-Koog¹⁶), sie

¹⁶ Lorenzen: Der Adolf-Hitler-Koog. Zbl. Bauverw. 55 (1935)

bieten bei sachgemäßer Anwendung und Durchbildung auch unter unseren Verhältnissen Entwicklungsmöglichkeiten und Vorteile. — Auf die Einführung des Schürfwagens wurde bereits hingewiesen.

Die Einführung der Gummibereifung an Stelle von Rädern oder Raupen begegnet einem auch bei uns — z. B. in der Landwirtschaft — bereits vorhandenen Streben und wäre in manchen Fällen auch im Baubetrieb zu erwägen, so z. B. für Kleinbagger, schon mit Rücksicht auf die Unabhängigkeit von der Eisenbahnverfrachtung und wegen der Schonung der Straßen.

Weniger als irgendwo sonst im Baubetrieb lassen sich im Erdbau allgemein gültige Regeln für die Baustellen-Einrichtung oder abstrakte Kostenvergleiche geben, die für alle vorkommenden Fälle gelten. Jede Baustelle stellt besondere und oft neue Aufgaben, die von Fall zu Fall durchdacht und gelöst werden müssen. Hierfür Anregungen zu vermitteln ist der Zweck dieser Übersicht.

S. 761.

BEITRÄGE ZUR STATIK VON POLARORTHOTROPEN SCHEIBEN UND ZYLINDER-ORTHOTROPEN ROHREN.

Von Dr.-Ing. Dr. techn. W. Olszak, Zivilingenieur in Cieszyn (Polen).

Übersicht: Eisenbetonleitungen und Behälter in massiver und aufgelöster Bauweise, Druckstollen, Tunnelröhren und ähnliche Konstruktionen sind Ingenieurbauten von großer technischer und wirtschaftlicher Bedeutung. Trotz der ihnen in den meisten Fällen in markanter Weise anhaftenden Anisotropie, werden sie wohl ausschließlich als isotrop-elastische Körper berechnet und bemessen. Es erscheint wünschenswert, festzustellen, ob und wann diese Vereinfachung als zulässig gelten kann. Nachstehend wird für die einfachsten Belastungsfälle ein Untersuchungsverfahren angegeben, welches die in Wirklichkeit auftretenden Spannungs- und Deformationsvorgänge besser zu erfassen sucht. Abschließend wird die Auswirkung dieser genaueren Berechnung zahlenmäßig festgelegt.

I. Allgemeines.

Eine der Voraussetzungen bei der Heranziehung der mathematischen Elastizitätstheorie zur Behandlung von technisch wichtigen Problemen bildet die Annahme elastisch-isotropen Verhaltens des Materials; es werden hiernach alle Richtungen als elastisch gleichwertig betrachtet.

Diese idealisierende Annahme reicht jedoch oft nicht aus, um den tatsächlich auftretenden Formänderungs- und Spannungszustand des untersuchten Körpers zu beschreiben. In der Praxis des Bauingenieurs sind es wohl in erster Linie die Eisenbetonkonstruktionen, die sich infolge ihrer Herstellung, vor allem aber infolge der verschieden starken Bewehrung in verschiedenen Richtungen durch eine deutlich ausgeprägte Anisotropie auszeichnen.

Die kreuzweise armierten Betonplatten waren es auch, deren elastisches Verhalten zunächst — unter Berücksichtigung ihrer anisotropen Struktur — von den Ingenieuren wissenschaftlich studiert wurde. Die kristallin aufgebauten Platten wurden zwar schon in den sechziger bzw. siebziger Jahren des vorigen Jahrhunderts (F. Gehring, J. Boussinesq) behandelt, indessen scheinen diese Arbeiten von den Ingenieurkonstruktoren unbeachtet geblieben zu sein. Einige um das Jahr 1910 veröffentlichte Näherungslösungen konnten wegen Vernachlässigung des Drillwiderstandes der Platten nicht befriedigen.

Eine auf technische Probleme zugeschnittene, wissenschaftlich exakte Behandlung des Problems der rechtwinklig anisotropen Platten brachte wohl zuerst M. T. Huber¹. Nach dem Weltkrieg erregte die Statik solcher Platten reges Interesse und wurde Gegenstand zahlreicher Untersuchungen.

Nun gibt es aber außer der geradlinig orthogonalen Anisotropie, die man auch kurz als „Orthotropie“ zu bezeichnen pflegt, eine krummlinige Orthotropie. Den einfachsten Fall wird hierbei wohl die „polare Orthotropie“ darstellen. Eine derartige Struktur weisen beispielsweise Platten und ähnliche Konstruktionselemente mit radial und (konzentrisch) kreisförmig verlegter Bewehrung auf.

Nachstehend sollen die „polarorthotropen“ Scheiben, also Gebilde, deren Mittelebenen bei der Belastung keine Krümmung erfahren, und die ihnen verwandten „zylinderorthotropen“ Röhre als „ebene Probleme“ der Elastizitätstheorie behandelt werden. Beide Typen spielen im konstruktiven Ingenieurbau eine beachtliche Rolle.

Ihre Hauptrepräsentanten — der Kreisring von geringer Dicke (Tiefe), das dickwandige Rohr von endlicher Länge und das unendlich lange dickwandige Rohr — werden in den nachstehenden Abschnitten für die einfachsten achsensymmetrischen Belastungsfälle exakt untersucht.

Der üblichen Berechnung derartiger Gebilde liegen die bekannten Laméschen Formeln zugrunde, wenn die Annahme der gleichmäßigen Spannungsverteilung über die Wanddicke nicht mehr aufrecht erhalten werden kann; wir setzen hierbei voraus, daß es sich zunächst nur um gleichförmig über die beiden Berandungen verteilte Normalbelastungen, die als Drücke eingeführt werden, handelt.

Es wird weiterhin gezeigt werden, inwieweit dieses, nur für isotropen Materialaufbau gültige Berechnungsverfahren, auch für die Bemessung von Eisenbetonringen und armierten Rohren beibehalten werden darf, bzw. wann von genaueren Annahmen ausgegangen werden muß, um der durch den Kraftfluß bedingten Anisotropie gebührend Rechnung zu tragen.

II. Der dünne Kreisring.

Der konzentrische Kreisring ist ein nicht seltenes Konstruktionselement des Bauingenieurs und wird beispielsweise als Rippenverstärkung bei aufgelöster Bauweise von Leitungen, Behältern u. ä. oft angetroffen. Auch Schwungräder, die allerdings durch Massenkkräfte belastet werden und deswegen eine etwas anders geartete Festigkeitsberechnung erfordern, gehören hierher.

Die zur Mittelebene des dünnen Ringes senkrechten Normalspannungen σ_z können vernachlässigt werden. Es liegt dann der sog. ebene Spannungszustand vor. Freilich stellen die auf dieser Grundlage gewonnenen Spannungs- und Formänderungsgrößen nur Mittelwerte, genommen über die Tiefe des Ringes, dar; diese Werte sind aber um so genauer, je dünner die Ringscheibe selbst ist.

Da bezüglich des Ringmittelpunktes vollkommene Achsensymmetrie vorliegt, tritt hier — wenn durch (r, φ) die auf den Scheibenmittelpunkt als Pol bezogenen Polarkoordinaten bezeichnet werden — nur eine Variable, der Radiusvektor r , auf. Der Zentrwinkel φ ist ohne Einfluß; an Stelle der partiellen Ableitungen treten totale Differentialquotienten.

Die Normalspannungen σ_r und σ_t (in Richtung des Radius

¹ Czasopismo Techniczne 1914 und Z. öst. Ing.-u. Arch.-Ver. 1914.

und senkrecht dazu) werden zu Hauptspannungen, so daß in den Schnitten $r = \text{const.}$ und $\varphi = \text{const.}$ die Schubspannungen verschwinden.

Die Gleichgewichtsbedingung an einem Scheibenelement, welches durch zwei benachbarte konzentrische Kreise und zwei benachbarte Radien aus dem untersuchten Ringe herausgeschnitten wird, lautet

$$(1) \quad \sigma_t = \frac{d}{dr} [r \cdot \sigma_r],$$

offenbar unabhängig von den elastischen Eigenschaften des Werkstoffes.

Die Beziehungen zwischen den Formänderungs- und Spannungskomponenten lassen sich in der nachstehenden Form anschreiben

$$(2) \quad \begin{cases} \epsilon_r = \frac{du}{dr} = + \frac{1}{E_1} \sigma_r - \frac{1}{m_2} \frac{1}{E_2} \sigma_t, \\ \epsilon_t = \frac{u}{r} = - \frac{1}{m_1} \frac{1}{E_1} \sigma_r + \frac{1}{E_2} \sigma_t, \end{cases}$$

wenn mit ϵ_r bzw. ϵ_t die auf die Längeneinheit in Richtung des Radius bzw. senkrecht hierzu bezogenen Dehnungen, mit u hingegen die Vergrößerung des Radius bezeichnet werden. Es wird gleichzeitig vorausgesetzt, daß wir unterhalb der Proportionalitätsgrenze bleiben und das Superpositions-gesetz anwenden dürfen. Die Werte E_1, m_1 und E_2, m_2 haben die Bedeutung von Materialkonstanten in den zwei zueinander senkrechten Richtungen des Radiusvektors und senkrecht dazu und entsprechen dem uns sonst geläufigen Youngschen Elastizitätsmodul E bzw. der Poissonschen Konstanten $\mu = \frac{1}{m}$.

Eine Betrachtung über das elastische Potential lehrt uns, daß diese vier Werte nicht voneinander unabhängig sind. Sie sind durch die Beziehung

$$(3) \quad m_1 E_1 = m_2 E_2 = M$$

verknüpft. Die Begründung des Zusammenhanges (3) wird hier übergangen, da diese sich ganz analog, wie dies H u b e r schon früher gezeigt hat², gestaltet.

Aus den Gl. (2) errechnen sich die Spannungskomponenten zu

$$(4) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{M}{m_1 m_2 - 1} \left[\frac{u}{r} + m_2 \frac{du}{dr} \right], \\ \sigma_t = \frac{M}{m_1 m_2 - 1} \left[m_1 \frac{u}{r} + \frac{du}{dr} \right]. \end{cases}$$

Diese Werte, in die Gleichgewichtsbedingung (1) eingesetzt, ergeben die folgende Differentialgleichung für die Verschiebung u

$$(5) \quad \frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{m_1}{m_2} \frac{u}{r^2} = 0.$$

Ihr Integral lautet

$$(6) \quad u = A r^s + B r^{-s}.$$

Hierin bedeutet s eine unbenannte Zahl

$$(7) \quad s = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} = \sqrt{\frac{E_2}{E_1}},$$

hingegen stellen A und B zwei noch freibleibende Integrationskonstanten dar. Diese werden so bestimmt, daß die vorgeschriebenen Randbedingungen befriedigt erscheinen. Wird die Intensität des konstanten Innendruckes mit p , die des gleichförmig verteilten Außendruckes mit q bezeichnet, dann lauten die Bedingungen an den Rändern einfach

$$(8) \quad \sigma_r = \begin{cases} -p & \text{für } r = a, \\ -q & \text{für } r = b, \end{cases}$$

wobei durch a und b der Innen- bzw. Außenhalbmesser des Ringes festgelegt wird. Die Schubspannungen längs beider Berandungen verschwinden von selbst.

² H u b e r, M. T.: Probleme der Statik technisch wichtiger orthotroper Platten. Akad. d. Techn. Wissensch., Warszawa 1929 (in deutscher Sprache) S. 9.

Aus der Vorschrift (8) errechnet man die Werte der Konstanten A und B zu

$$(9) \quad \begin{cases} A = - \frac{m_1 m_2 - 1}{M} \cdot \frac{1}{1 + s m_2} \cdot \frac{1}{b^{2s} - a^{2s}} [q b^{s+1} - p a^{s+1}], \\ B = + \frac{m_1 m_2 - 1}{M} \cdot \frac{1}{1 - s m_2} \cdot \frac{a^{s+1} b^{s+1}}{b^{2s} - a^{2s}} [q a^{s-1} - p b^{s-1}]. \end{cases}$$

Durch Eingehen in die Gl. (4) erhält man als Endergebnis die Spannungsgrößen in der Form

$$(9a) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{b^{2s} - a^{2s}} \cdot \frac{1}{r^{s+1}} \left\{ r^{2s} [p a^{s+1} - q b^{s+1}] - a^{s+1} b^{s+1} [p b^{s-1} - q a^{s-1}] \right\}, \\ \sigma_t = \frac{1}{b^{2s} - a^{2s}} \cdot \frac{s}{r^{s+1}} \left\{ r^{2s} [p a^{s+1} - q b^{s+1}] + a^{s+1} b^{s+1} [p b^{s-1} - q a^{s-1}] \right\}, \end{cases}$$

oder, wenn man die unbenannten Zahlen α und ϱ

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{a}{b}, & 0 \leq \alpha \leq 1, & \text{(Verhältnis der Radien)} \\ \varrho &= \frac{r}{b}, & \alpha \leq \varrho \leq 1, & \text{(radiale Koordinate)} \end{aligned}$$

eingührt,

$$(9b) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{1 - \alpha^{2s}} \left\{ \varrho^{s-1} [p \alpha^{s+1} - q] - \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^{s+1} [p - q \alpha^{s-1}] \right\}, \\ \sigma_t = \frac{s}{1 - \alpha^{2s}} \left\{ \varrho^{s-1} [p \alpha^{s+1} - q] + \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^{s+1} [p - q \alpha^{s-1}] \right\}. \end{cases}$$

Es ist ersichtlich, daß es in obigen Ausdrücken mit auf den Wert s , also eine Funktion des Verhältnisses der Elastizitätsmoduli bzw. der Querdehnungszahlen in den zwei zueinander krummlinig orthogonalen Richtungen, nicht aber auf ihre absoluten Größen selbst ankommt. Der Wert s hingegen wird zu einer Art Materialkennzahl, die auf die Spannungsverteilung maßgebenden Einfluß nimmt.

Liegt der Sonderfall

$$(10) \quad s = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} = \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} = 1$$

vor, dann gehen die Ausdrücke (9 b) in die bekannten Formeln

$$(11) \quad \begin{cases} \sigma'_r = \frac{1}{1 - \alpha^2} \left\{ [\alpha^2 p - q] - \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^2 [p - q] \right\}, \\ \sigma'_t = \frac{1}{1 - \alpha^2} \left\{ [\alpha^2 p - q] + \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^2 [p - q] \right\}, \end{cases}$$

für isotrope Ringe über. (Zwecks Auseinanderhaltung der Ergebnisse ist dieser Fall durch Striche hervorgehoben.)

Wird insbesondere $q = 0$, was für die durch gleichförmigen Innendruck allein beanspruchten Ringe von Bedeutung ist, dann wird der Spannungszustand beschrieben durch die Ausdrücke

$$(12) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{1 - \alpha^{2s}} \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^{s+1} [\varrho^{2s} - 1] p, \\ \sigma_t = \frac{s}{1 - \alpha^{2s}} \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^{s+1} [\varrho^{2s} + 1] p, \end{cases}$$

und die größte Spannung (jedoch kein analytisches Maximum) tritt am Innenrande, $r = a$, des Ringes als Tangentialspannung auf; ihren Wert errechnet man mit $\varrho = \alpha$ zu

$$(13) \quad \sigma_{t,r=a} = s \frac{1 + \alpha^{2s}}{1 - \alpha^{2s}} p,$$

der stets positiv ausfällt, also Zugspannung bedeutet.

Die Außenfaser hingegen wird durch einen Zug vom Betrage

$$(14) \quad \sigma_{t,r=b} = 2s \frac{\alpha^{s+1}}{1 - \alpha^{2s}} p,$$

der aus der zweiten Formel (12) mit $\varrho = 1$ erhalten wird, beansprucht.

Aus den Gl. (11), oder auch durch den Übergang (10) aus der Gruppe (12), werden die bekannten Ausdrücke für isotrope dickwandige, durch Innendruck beanspruchte Rohre abgeleitet

$$(15) \quad \begin{cases} \sigma'_r = \frac{1}{1 - \alpha^2} \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^2 [\varrho^2 - 1] p, \\ \sigma'_t = \frac{1}{1 - \alpha^2} \left(\frac{\alpha}{\varrho} \right)^2 [\varrho^2 + 1] p, \end{cases}$$

mit dem Größtwert für σ'_t an den Innenfaser

$$(16) \quad \sigma'_{t, r=a} = \frac{1 + \alpha^2}{1 - \alpha^2} p,$$

und der Ringspannung am Außenrande

$$(17) \quad \sigma'_{t, r=b} = 2 \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2} p.$$

Analog gebaute Ausdrücke erhält man durch die Spezialisierung $p = 0$, also für einen gleichförmigen Außendruck q allein.

Bemerkenswert ist, daß die Beziehung $\sigma_r + \sigma_t = \text{const.}$, die für isotrop-elastisches Verhalten des Werkstoffes charakteristisch, bei dessen äolotroper Struktur nicht mehr zutrifft.

Setzt man $p = q$, dann wird weiterhin leicht festgestellt, daß auch die für jeden Punkt der isotropen Scheibe gültige Beziehung

$$\sigma_r = \sigma_t = -p = -q,$$

die darauf hinweist, daß die Scheibe von einem homogenen Spannungszustand beherrscht wird, nicht mehr erhalten bleibt. Einen Ausnahmefall hiervon bildet die Festlegung $p = q = 0$, womit sich

$$\sigma_r = \sigma_t = -p = -q = 0$$

auch für den vorliegenden Fall der polarorthotropen Struktur ergibt. Dies ist aber auch ohne jedwede Rechnung durchaus einleuchtend: jeglicher Spannungszustand ist unmöglich, wenn keine äußere Belastung existiert — wobei freilich stillschweigend vorausgesetzt wird, daß keine Eigenspannungen auftreten. Diese wollen wir aber aus den vorliegenden Betrachtungen grundsätzlich ausschließen. Gegebenenfalls müßten diese — wie etwa die Schwindspannungen — den untersuchten Spannungsfeldern überlagert werden.

Es kann daher nicht überraschen, daß die Beziehung

$$S(p) + p = -S(q) \Big|_{q=p}$$

oder

$$(18) \quad S(P) + 1 = -S(Q),$$

deren Gültigkeit³ für jede beliebig begrenzte, gelochte, isotrope Scheibe den soeben erwähnten homogenen Spannungszustand zur Grundlage hat, hier nicht mehr erhalten bleiben kann. Die gewonnenen Ergebnisse bestätigen auch, daß diese Regel nur für die Sonderfälle $s = 1$ (Material isotrop) und $s = 0$ zutreffend ist. Es bedeuten hierbei $S(p)$ und $S(q)$ den vom Innendruck p bzw. Außendruck q allein hervorgerufenen Spannungszustände, $S(P)$ und $S(Q)$ hingegen dieselben Spannungszustände für $p = 1$ bzw. $q = 1$. Danach genügt für genannte Fälle die Kenntnis eines der Spannungsfelder $S(P)$ oder $S(Q)$ um auch das zweite sofort angeben zu können.

Da die Lösung (9) eine elastizitätstheoretische exakte ist, muß sie auch allen etwaigen Kontrollbeziehungen standhalten. Als eine solche wäre z. B. die Summierung aller längs eines Radialschnittes wirkenden Tangentialspannungen zu nennen. In der Tat ergibt auch eine kurze Rechnung das zu erwartende Ergebnis

$$\int_a^b \sigma_t \cdot dr = ap - bq.$$

Etwas einfacher und bequemer gelangen wir zu denselben Lösungen, wenn wir uns einer Spannungsfunktion bedienen.

Es läge nahe, diese Spannungsfunktion F so einzuführen, daß der Zusammenhang mit den Spannungen gegeben ist durch

$$(19) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} \\ \sigma_t = \frac{d^2F}{dr^2} \end{cases}$$

womit man eine vollkommene Anlehnung an die Airysche Spannungsfunktion F' erhielte, aus welcher, bei Zentralsymmetrie der geometrischen und der Belastungsanordnung, die Spannungen

ebenfalls auf die Art (19) gewonnen werden und deren Differentialgleichung in diesem Sonderfalle auf

$$\left(\frac{1}{r} \frac{d}{dr} + \frac{d^2}{dr^2} \right) \left(\frac{1}{r} \frac{dF'}{dr} + \frac{d^2F'}{dr^2} \right) = 0$$

zusammenschrumpft. Für das unter Innen- und Außendruck stehende isotrope Rohr erhält man dann bekanntlich⁴ die Lösung

$$F' = C' \lg r + D' r^2.$$

Hierin sind die Konstanten C' und D' an die vorgeschriebenen Randbedingungen (8) anzupassen. Sie lauten

$$C' = \frac{a^2 b^2}{b^2 - a^2} [q - p],$$

$$D' = \frac{1}{2} \frac{a^2 p - b^2 q}{b^2 - a^2}.$$

Durch Anwendung der Vorschrift (19) erhält man hiermit die Spannungskomponenten σ'_r und σ'_t in der uns schon bekannten Form (11).

Zweckmäßiger jedoch ist die Annahme einer Spannungsfunktion, aus welcher die Spannungskomponenten durch die einfacheren Operationen

$$(20) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{1}{r} F, \\ \sigma_t = \frac{dF}{dr} \end{cases}$$

hervorgehen.

Die Gleichgewichtsbedingung (1) wird durch diesen Ansatz identisch befriedigt, so daß F eine Art Integral dieser Gleichung bedeutet. Indem man die zweite der Gl. (2) zunächst mit r multipliziert, dann nach r differenziert und schließlich mit der ersten Gleichung dieser Gruppe vergleicht, erhält man die nachstehende Differentialgleichung für die Spannungsfunktion

$$(21) \quad \frac{d^2F}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} - s^2 \frac{1}{r^2} F = 0.$$

Es ist dies eine Gleichung von derselben Form, wie wir sie schon früher [vgl. Gl. (5)] für die Verschiebung u aus der Betrachtung des Verzerrungszustandes erhalten haben.

Ihr Integral

$$(22) \quad F = C r^s + D r^{-s}$$

ist mit zwei Konstanten C und D , die sich aus den vorgegebenen Randspannungen in einfacher Weise errechnen, behaftet.

Mit

$$C = - \frac{1}{b^{2s} - a^{2s}} [q b^{s+1} - p a^{s+1}],$$

$$D = + \frac{a^{s+1} b^{s+1}}{b^{2s} - a^{2s}} [q a^{s-1} - p b^{s-1}],$$

gelangen wir schließlich unter Benützung der Gl. (20) zu denselben Werten (9) für σ_r und σ_t , die wir schon aus der früheren Rechnung kennen.

III. Das endlich lange Rohr.

An Stelle der polaren Orthotropie tritt hier — im allgemeinen Falle — eine zylindrische Orthotropie auf, indem zu den zwei beschriebenen Hauptrichtungen „1“ und „2“ noch die Richtung z der Zylindererzeugenden, gekennzeichnet durch die Materialkonstanten E_3 , m_3 , als dritte Symmetrieachse sich hinzugesellt.

In diese Gruppe wären z. B. dickwandige Eisenbetonrohre einzureihen, speziell im Hinblick auf die ihnen zukommende Belastung und Deformationsmöglichkeit, wie diese durch die meist üblichen Versuchseinrichtungen zur Prüfung ihrer Festigkeit bedingt werden (vgl. noch weiter unten). — Infolge des bei derartigen Körpern und ähnlichen Konstruktionen üblichen Herstellungs- (etwa Schleuder-) Verfahrens, einer Ring- und einer etwaigen Verteilungsarmierung, die in Richtung der Rohrachse verlegt wird,

³ Olszak, W.: a) Kreisförmig gelochte elastische Gebilde. Akad. d. Techn. Wissenschaften, Warszawa 1934 (in polnischer Sprache); b) Über einen einfachen, praktisch wichtigen Zusammenhang von Spannungszuständen bei ebenen Problemen der Elastizitätstheorie. Beton u. Eisen 1936.

⁴ Föppl, A. u. L.: *Dang und Zwang*. I. Bd., II. Auflage, München-Berlin 1924, S. 313.

treten in jedem Punkte drei zueinander rechtwinklig gerichtete Elastizitätsachsen auf.

Das krummlinig anisotrope Rohr und eine Hohlkugel ähnlicher Struktur untersuchte schon im Jahre 1865 B. de St. Venant. Seine Lösung⁵ kann hier jedoch nicht verwertet werden, da sie sich auf den Fall der „Quer-Isotropie“ bezüglich des Radiusvektors r bezieht. Hiernach sind alle Strahlen, die normal zu dieser Richtung stehen, gleichwertig. Dies trifft aber bei den hier interessierenden Fällen gar nicht zu.

Die auf die Längeneinheit bezogenen Dehnungen in den drei ausgezeichneten, zueinander senkrechten Richtungen betragen nun

$$(23) \quad \begin{cases} \varepsilon_r = \frac{du}{dr} = + \frac{1}{E_1} \sigma_r - \frac{1}{m_2 E_2} \sigma_t - \frac{1}{m_3 E_3} \sigma_z, \\ \varepsilon_t = \frac{u}{r} = - \frac{1}{m_1 E_1} \sigma_r + \frac{1}{E_2} \sigma_t - \frac{1}{m_3 E_3} \sigma_z, \\ \varepsilon_z = k = - \frac{1}{m_1 E_1} \sigma_r - \frac{1}{m_2 E_2} \sigma_t + \frac{1}{E_3} \sigma_z. \end{cases}$$

Indem man diese Gleichungen nach den Spannungskomponenten auflöst, erhält man

$$(24) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_2 m_3 - 1) + \frac{u}{r} (m_3 + 1) + k (m_2 + 1) \right), \\ \sigma_t = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_3 + 1) + \frac{u}{r} (m_1 m_3 - 1) + k (m_1 + 1) \right), \\ \sigma_z = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_2 + 1) + \frac{u}{r} (m_1 + 1) + k (m_1 m_2 - 1) \right). \end{cases}$$

Die abkürzenden Bezeichnungen M und N gelten für

$$(25) \quad M = m_1 E_1 = m_2 E_2 = m_3 E_3;$$

$$(26) \quad N = m_1 m_2 m_3 - m_1 - m_2 - m_3 - 2.$$

Die Beziehung (25) erhält man auf analoge Weise wie den Zusammenhang (3), indem man von der allgemeinen Form, die das elastische Potential annimmt, ausgeht.

In den meisten Fällen dürfte es wohl genügen $m_1 = m_3$ und $E_1 = E_3$ zu setzen, wenn es sich um Eisenbetonkonstruktionen, wie etwa die armierten Rohre u. ä., handelt, die in der Längsrichtung für gewöhnlich nur durch wenige schwache Eiseneinlagen bewehrt werden. Es bereitet indessen keine Schwierigkeit, die zylindrische Orthotropie in ihrer allgemeinen 3-achsigen Charakteristik zu verfolgen.

Die Gleichgewichtsbedingung bleibt weiterhin ungeändert und wird in Form der Gl. (1) festgehalten. Die Substitution der Spannungswerte aus den Relationen (24) ergibt für die Verschiebung u die Differentialgleichung

$$(27) \quad \frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1} \frac{u}{r^2} + \frac{m_2 - m_1}{m_2 m_3 - 1} \frac{k}{r} = 0$$

mit dem Integral

$$(28) \quad u = A r^t + B r^{-t} - \frac{1}{m_3} k r,$$

worin

$$(29) \quad t = \sqrt{\frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1}}.$$

Die Differentialgleichung (27) entspricht der Form nach der von Love angegebenen⁵, wobei jedoch die dort auftretenden Elastizitätskoeffizienten, infolge der anders gearteten Problemstellung, andere Bedeutung besitzen.

In der Lösung (28) werden die Freiwerte A und B unter Beachtung der gegebenen Randbedingungen festgelegt, die Konstante k hingegen kann auf einfache Weise, den Verhältnissen entsprechend, derart bestimmt werden, daß etwa die Summe der über den Rohrquerschnitt genommenen Spannungen — also der Longitudinalzug oder -druck — mit der an den Rohrenden wirkenden Druck- oder Zugkraft ($b^2 \pi q - a^2 \pi p$) im Gleichgewichte bleibt.

Dieser Fall wäre z. B. für die meist verwendeten Verfahren

der hydraulischen Innendruckprüfung ($q = 0$) der Rohre kennzeichnend. Im Gegensatz dazu stehen jene Probeabpressungen, bei denen, infolge einer geeigneten Prüfungseinrichtung, die Rohrwandungen ohne jedwede achsiale Kraftwirkung ausschließlich durch radial wirkende Belastung beansprucht werden, wie dies beispielsweise für die Versuchsdurchführung nach Rudloff, Bausch u. a. der Fall ist⁶.

IV. Das unendlich lange Rohr

bildet einen Sonderfall der in Abschnitt III betrachteten Anordnung. Bei dieser Art des ebenen Formänderungszustandes werden die Deformationen und Spannungsvorgänge im Inneren eines langgestreckten Zylinders untersucht, wobei die einzelnen, normal zur Zylinderachse herausgeschnittenen Elementarlamellen sich nur in ihren eigenen Ebenen verformen können. In einer solchen Lamelle treten parallel zu ihrer Mittelebene gerichtete, i. a. von Ort zu Ort wechselnde Spannungen auf, die eine Querdehnung senkrecht hierzu zu verursachen bestrebt sind. Während bei einer dünnen, frei deformierbaren Scheibe einer solchen Ausbeulung der Begrenzungsflächen nichts im Wege steht, kann diese Querdehnung bei einer im Zylinderinneren, weit ab von den beiden Zylinderenden gelegenen Lamelle nicht zur Auswirkung gelangen. Die Lamelle macht sich infolgedessen durch Normalpressungen auf ihre Umgebung bemerkbar. Es wird so ein Spannungszustand ausgelöst, der jetzt noch durch die in Richtung der Zylinderachse wirkende Spannungskomponente σ_z gekennzeichnet wird.

Es ist indessen zu beachten, daß, bei einer Wanderung gegen die Enden hin, der die rein ebene Formänderung herstellende Zwang verschwindet, so daß im Grenzfall die ungehinderte Krümmung der Scheibenbegrenzungsflächen stattfinden kann, wobei gleichzeitig σ_z gegen Null geht, und so der stetige Übergang zum ebenen Spannungszustande, wie er schon im Abschnitt II besprochen wurde, hergestellt wird.

Der hier beschriebene ebene Formänderungszustand ist für alle langgestreckten zylindrischen Konstruktionen von Bedeutung und er wird in Rohrleitungen, in Tunnel- und Druckstollenauskleidungen, beim bergmännischen Füllort- und Streckenausbau und ähnlichen Ingenieurbauten auftreten, vorausgesetzt, daß auch die Belastung mit der laufenden Zylinderordinate keine nennenswerte Änderung erfährt.

Die Gleichungen, die die Formänderungskomponenten durch die Spannungen ausdrücken, bleiben in der ungeänderten Form (23) erhalten, wobei nur in der dritten derselben $\varepsilon_z = k = 0$ zu setzen ist.

Daraus errechnen sich die Spannungskomponenten zu

$$(30) \quad \begin{cases} \sigma_r = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_2 m_3 - 1) + \frac{u}{r} (m_3 + 1) \right), \\ \sigma_t = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_3 + 1) + \frac{u}{r} (m_1 m_3 - 1) \right), \\ \sigma_z = \frac{M}{N} \left(\frac{du}{dr} (m_2 + 1) + \frac{u}{r} (m_1 + 1) \right), \end{cases}$$

worin die Abkürzungen M und N die aus den Gl. (25) und (26) bekannte Bedeutung haben.

Wird mit den Werten (30) in die Gleichgewichtsbedingung (1) eingegangen, dann erhält man nach einfacher Umformung für die Verschiebung u in Richtung des Radius die Differentialgleichung

$$(31) \quad \frac{d^2 u}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{du}{dr} - \frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1} \frac{u}{r^2} = 0$$

mit der Lösung

$$(32) \quad u = A r^t + B r^{-t},$$

wobei t den in Gl. (29) angegebenen Wert annimmt.

Da die Randbedingungen in der Art (8) erhalten bleiben, ermittelt man nach kurzer Rechnung die Werte für die Konstanten A und B zu

⁵ Vgl. Love, A. E. H.: Lehrbuch der Elastizität. Deutsch von A. Timpe, Leipzig 1907, S. 194.

⁶ Vgl. Marquardt, E.: Beton- und Eisenbetonleitungen. Berlin 1934, S. 72.

$$A = \frac{N}{M} \frac{1}{m_3 + 1 + \sqrt{(m_1 m_3 - 1)(m_2 m_3 - 1)}} \frac{1}{b^2 t - a^2 t} [q b^{t+1} - p a^{t+1}],$$

$$B = + \frac{N}{M} \frac{1}{m_3 + 1 - \sqrt{(m_1 m_3 - 1)(m_2 m_3 - 1)}} \frac{1}{b^2 t - a^2 t} [q a^{t-1} - p b^{t-1}].$$

Werden nun mit diesen Werten die Spannungsgrößen σ_r und σ_t ausgerechnet, so erhält man sie in derselben Form, wie sie schon in den Gl. (9) festgelegt wurden, wobei nur die dort auftretende Kennzahl s jeweils durch den jetzt maßgebenden Wert t zu ersetzen ist. Dazu tritt aber jetzt noch, an Stelle des früher charakteristischen $\sigma_z = 0$, die neue Funktion

$$(33) \quad \left\{ \begin{aligned} \sigma_z &= \frac{1}{m_3} (\sigma_r + \sigma_t) \\ &= \frac{1}{m_3} \frac{1}{1 - \alpha^2 t} \left\{ (t+1) \rho^{t-1} [p \alpha^{t+1} - q] + (t-1) \left(\frac{\alpha}{\rho}\right)^{t+1} [p - q \alpha^{t-1}] \right\}, \end{aligned} \right.$$

welche nun den Wert jener in Richtung der Zylinderausdehnung wirkenden Spannungen festlegt, die hier die rein ebene Formänderung der einzelnen Lamellen erzwingen. Im Gegensatz zum isotropen Rohr ist diese Größe nicht mehr konstant, sondern eine Ortsfunktion des Querschnittes, wenn auch die äußere Belastung, wie im vorliegenden Falle, von einem Potential τ ableitbar bleibt. Nur für $m_3 = \infty$, d. h. bei verschwindender Querkontraktion in Richtung der Zylindererzeugenden, verschwindet σ_z gänzlich, so daß beide Grenzfälle des ebenen Problems gleichwertig werden. (Über die Sonderfälle $s = t \geq 1$ siehe die Bemerkungen im Abschnitt V.) Die Spannung σ_z kann speziell dann von Bedeutung werden, wenn z. B. die Anstrengung (Bruchgefahr) des Materials geprüft werden soll.

Die obigen Ergebnisse werden zuverlässig durch die zweite, hier noch mögliche Lösungsmethode kontrolliert: die Einführung einer Spannungsfunktion gestattet auch hier eine gewisse Verkürzung und Vereinfachung des Rechnungsganges ⁸.

Die Spannungen sollen aus ihr durch dieselben Beziehungen, wie sie in den Gl. (20) festgelegt wurden, abgeleitet werden. Auf einem ähnlich einfachen Wege, wie schon in Abschnitt II angedeutet, gelangen wir zu der für die Spannungsfunktion selbst maßgebenden Differentialgleichung. Diese lautet

$$(34) \quad \frac{d^2 F}{dr^2} + \frac{1}{r} \frac{dF}{dr} - t^2 \frac{1}{r^2} F = 0$$

und hat die Lösung

$$(35) \quad F = C r^t + D r^{-t}.$$

Das Anpassen der Freiwerte C und D an die gewünschten Randspannungen geht genau so vor sich, wie dies schon in Abschnitt II geschehen ist. Daraus ist auch sofort, ohne jede weitere Rechnung, ersichtlich, daß die Spannungen selbst in Form der Gl. (9) erhalten werden müssen, wenn nur die schon erwähnte Vertauschung von s gegen t vorgenommen wird.

Damit gilt für diesen Fall mit aller Strenge der Übergang zur bezüglich der Längsachse querisotropen ($m_1 = m_2$) und weiter auch zur isotropen Struktur des Rohres, die in dieser Lösung als Sonderfälle mitenthaltend sind. Ferner gewinnt man auch die Formeln für die Spezialfälle $q = 0$ und die extremen Spannungswerte an der Innen- bzw. Außenfaser aus den Formelaustrücken des Abschnittes II, indem s jeweils durch t ersetzt wird. Dasselbe gilt für etwaige Kontrollbeziehungen, die exakt befriedigt werden müssen.

V. Praktische Folgerungen. Zahlenmäßige Erfassung der Ergebnisse.

Die vorangehenden Untersuchungen zeitigen das wichtige Ergebnis, daß in den hier betrachteten Arten der Anisotropie der ebene Spannungszustand und der ebene Formänderungszustand — im Gegensatz zum Falle des isotropen Aufbaues des Werkstoffes —

⁷ Vgl. Föppel, A. u. L.: Drang und Zwang, I, S. 257.

⁸ Wenn unsere Überlegungen trotzdem von den Spannungs-Dehnungs-Gleichungen ausgegangen sind, so hat dies seine Begründung darin, daß man auf diese Art eher in der Lage ist, den inneren Mechanismus und die hieraus sich ergebenden Zusammenhänge übersichtlich zu erfassen.

nicht mehr dieselbe Spannungsverteilung in den zugeordneten Scheibenebenen hervorrufen. Wir müssen also diese beiden Fälle — wenigstens begrifflich — streng auseinander halten.

Ob diese Auseinanderhaltung auch bei praktischer Anwendung der Ergebnisse beachtet werden muß, hängt offenbar davon ab, ob die Größen s und t , die ja den einzigen Unterschied in den Ausdrücken für die Spannungen σ_r und σ_t in den beiden Fällen ausmachen, ähnliche oder stark voneinander abweichende Werte annehmen.

Infolge der Beziehungen (7) und (29) hängen diese Werte selbst von den Elastizitätskonstanten des Materials ab, so daß wir also den letzteren einige Aufmerksamkeit schenken müssen, wobei wir uns jetzt jedoch ausschließlich auf Eisenbetonkonstruktionen beschränken wollen, wiewohl die bisherigen Überlegungen auch auf andere, ähnlich orthotrop aufgebaute Konstruktionsstoffe streng übertragbar sind.

Liegt in einer der Hauptelastizitätsrichtungen eine gleichmäßige Armierung vor, so kann der Elastizitätsmodul in dieser Richtung für den Verbundkörper mit

$$(36) \quad \left\{ \begin{aligned} E &= E_b \cdot g \\ g &= 1 + (n-1) \frac{f}{100}, \quad g \geq 1, \end{aligned} \right.$$

angenommen werden ⁹. Hierbei werden durch E_b und E_c die Youngschen Moduli des Betons bzw. der Stahlbewehrung, durch n das Verhältnis $\frac{E_c}{E_b}$, durch f die Bewehrungsprozente bezeichnet.

Freilich ersetzen wir so die diskontinuierlich armierte Scheibe durch ein ideal orthotropes Modell. Dieses wird aber mit um so größerer Zuverlässigkeit den Betrachtungen zugrunde gelegt werden können, je kleiner die gegenseitigen Abstände der Strukturelemente (Eiseneinlagen) im Vergleich zu den Körperabmessungen selbst sind.

In den vorliegend interessierenden Fällen wird der größte Bewehrungssatz stets in Richtung der Ringfaser angeordnet werden. Er soll f_2 betragen. In der Radialrichtung wird wohl gar keine, in der Längsrichtung nur eine schwache Verteilungsarmierung in Frage kommen.

Es wird sonach nach (36)

$$(37) \quad E_2 > E_3 > E_1$$

womit, wegen (3) bzw. (25),

$$(38) \quad m_2 < m_3 < m_1$$

angenommen werden kann, wenn nicht etwa eine in radialer Richtung besonders starke Armierung vorliegt (Schwungräder), oder wenn nicht spezielle Herstellungsverhältnisse andere Beziehungen zwischen den Materialkonstanten verursachen. Doch würde die Berücksichtigung der letztgenannten Umstände zu weit führen, zumal hierüber noch gar keine Versuchsergebnisse vorzuliegen scheinen.

Besonders schwierig ist die versuchstechnische Erfassung der Querdehnungszahlen m . Bekanntlich variiert m für Beton in weiten Grenzen in Abhängigkeit von der Spannung, vom Alter, vom Wasserzusatz und von der Prismendruckfestigkeit des Betons ¹⁰. Als brauchbarer Durchschnittswert dürfte für die bei Eisenbetonarbeiten üblichen Mischungsverhältnisse $m \cong 7$ in Frage kommen ¹¹.

Für s erhält man somit

$$s = \sqrt{\frac{m_1}{m_2}} = \sqrt{\frac{E_2}{E_1}} = \sqrt{\frac{g_2}{g_1}} \geq 1,$$

wobei das Gleichheitszeichen für den Spezialfall $E_1 = E_2$, ($m_1 = m_2$), vorgesehen ist.

Die Kennzahl t hingegen ist bestimmt durch

$$t = \sqrt{\frac{m_1 m_3 - 1}{m_2 m_3 - 1}} = \sqrt{\frac{m_1 - \frac{1}{m_3}}{m_2 - \frac{1}{m_3}}} \geq 1.$$

⁹ Huber, M. T.: a. a. O. S. 13.

¹⁰ Hirokiho-Yoshida: Über das elastische Verhalten von Beton. Berlin 1930.

¹¹ Probst, E. — Treiber, Fr.: Bauing. 13 (1932) S. 187.

Hier gilt das Gleichungszeichen für zwei verschiedene Fälle:

- a) für das bezüglich der Längsachse querisotrope Rohr, $m_1 = m_2$, wobei m_3 beliebige Werte annehmen kann; es kann aber auch im Sonderfalle
- b) $m_3 = m_1 = m_2$ werden, was isotrope Materialstruktur kennzeichnet.

Stets bleibt aber wegen der Ungleichung (38)

$$(39) \quad t \geq s.$$

Der Unterschied zwischen t und s , der ebenfalls für den Unterschied zwischen dem ebenen Formänderungs- und dem ebenen Spannungszustand maßgebend ist, wird um so größer:

- a) je größer das Verhältnis $\frac{m_1}{m_2}$ wird;
- b) je kleiner, bei einem fixen Verhältnis $\frac{m_1}{m_2}$, die beiden Werte m_1 und m_2 selbst sind;
- c) je kleiner m_3 wird.

Das Gleichungszeichen in (39) ist nur für die nachstehenden Möglichkeiten berechtigt:

- a) $m_3 = \infty$, d. h. es tritt keine Querdehnung in Richtung der Längsachse auf; hier gilt $t = s \geq 1$;
- b) $m_1 = m_2$, d. h. es herrscht Querisotropie bezüglich der Längsachse, die auch in einen gänzlich isotropen Körperaufbau übergehen kann; stets ist hier $t = s = 1$.

In diesen beiden Fällen, aber auch nur in diesen, genügt ein einziger gemeinsamer Ansatz für die Spannungsausdrücke σ_r und σ_t bei den beiden Grenzfällen des ebenen Problems.

Um eine Übersicht der Abhängigkeiten für praktisch wichtige Ausführungsanordnungen zu gewinnen, wird der Wert m_2 mit dem Bewehrungssatz f_2 variabel angenommen, sonst aber der Näherungsansatz $m_1 \cong m_3 \cong 7$ getroffen ¹².

Aus der nachstehenden Zahlentafel I können für verschiedene Ringbewehrungszahlen f_2 (0 bis 10%) die in Frage kommenden Werte, wie der Koeffizient $g_2 = \frac{g_2}{g_1} = \frac{E_2}{E_1} = \frac{m_1}{m_2}$, der unter Zugrundelegung von $n = \frac{E_c}{E_b} = 10$ errechnet wurde, dann aber auch speziell die Kennzahlen s und t entnommen werden ¹³.

Zahlentafel I.

| f_2 in % | g_2 | s | t |
|------------|-------|-------|-------|
| 0 | 1,00 | 1,000 | 1,000 |
| 1 | 1,09 | 1,043 | 1,044 |
| 2 | 1,18 | 1,086 | 1,088 |
| 3 | 1,27 | 1,127 | 1,130 |
| 4 | 1,36 | 1,166 | 1,170 |
| 5 | 1,45 | 1,204 | 1,210 |
| 7 | 1,63 | 1,277 | 1,286 |
| 10 | 1,90 | 1,378 | 1,393 |

Zu beachten bleibt, daß der Ringbewehrungssatz f_2 bei unter Druck stehenden Rohren einen bestimmten Wert nicht überschreiten darf, wenn die beiden nachstehenden Forderungen, deren Einhaltung der Konstrukteur in vielen Fällen aus wirtschaftlichen und betriebstechnischen Gründen anstreben wird, gleichzeitig erfüllt erscheinen sollen. Diese gehen dahin

¹² Wollte man genauer vorgehen, dann dürfte man auch die Werte m_1 und m_3 bei variablen Bewehrungsverhältnissen in der Richtung „2“ nicht unverändert lassen. Dies geht schon aus der sehr einfachen Überlegung hervor, daß sonst bei sehr großen Armierungszahlen f_2 , die allerdings praktisch nicht mehr in Frage kommen, auf Grund von (3) bzw. (25), für m_2 ein Wert kleiner als 2, der nicht nur der Wirklichkeit nicht entspricht, sondern überdies noch keinen physikalischen Sinn hat, erhalten würde. Für die Festlegung der Werte s und t genügen jedoch die getroffenen Annahmen hinreichend, da der letztgenannte ausschlaggebend, der erste hingegen sogar ausschließlich nur von dem Verhältniswert $\frac{m_1}{m_2}$ bestimmt werden, dieser hier aber zutreffend erfaßt werden dürfte.

¹³ Alle Rechnungen wurden mit Hilfe eines gewöhnlichen Rechenschiebers durchgeführt.

- 1. die Armierung derart zu bemessen, daß sie — unter Vernachlässigung der Mitwirkung des Betons — infolge der auftretenden Zugkräfte bis zur zulässigen Grenze gänzlich ausgenützt werde — $\sigma_{c, zul}$ wird etwa mit einer zweifachen Sicherheit in bezug auf die Fließgrenze festgelegt —, wobei jedoch

- 2. die als noch zulässig erachtete Zugspannung im Beton, errechnet unter der Voraussetzung der Mitwirkung der Stahleinlagen, nicht überschritten werden soll; $\sigma_{b, zul}$ wird etwa der Hälfte der Betonzugfestigkeit gleichgesetzt.

Die auf dieser Grundlage bemessene Ringbewehrung

$$f_2 = \eta \frac{100}{r - \eta n}$$

wird kaum mehr als 4 bis 5% betragen können, da man den Wert $r = \frac{\sigma_{c, zul}}{\sigma_{b, zul}}$ nur in beschränkten Grenzen variieren kann (n bedeutet

hierin das schon oben eingeführte Verhältnis der Elastizitätsmoduli der beiden Verbundwerkstoffe, η dagegen die sog. Ausnutzungsziffer des Materials, gegeben durch den Quotienten aus der mittleren, auf den ganzen Nutzquerschnitt bezogenen Spannung σ'_t zur höchsten Querschnittsspannung am Innenrande, also

$$\eta = \alpha \frac{1 + \alpha}{1 + \alpha^2}$$

für isotropen, hingegen

$$\eta = \frac{1 - \alpha}{s} \frac{\alpha}{1 - \alpha} \frac{1 - \alpha^{2s}}{1 + \alpha^{2s}}$$

für polarorthotropen beziehungsweise, mit t an Stelle von s , zylinderorthotropen Körperaufbau). — Trotzdem wird in Zahlentafel I (und später auch in Zahlentafel II) auch größeren Werten von f_2 Beachtung geschenkt, da die in der Praxis vorliegenden, so mannigfaltig veränderlichen Verhältnisse nicht immer unbedingt zur gleichzeitigen Einhaltung beider oben erwähnten Forderungen führen müssen.

Es ist ersichtlich, daß sich die beiden Größen, s und t , insbesondere bei den üblichen Armierungsverhältnissen, sehr wenig voneinander unterscheiden, und zwar um so weniger, je schwächer die Ringbewehrung gewählt wurde. Man kann somit diese Werte für konkrete Aufgaben ohne weiteres einander gleichsetzen, ohne Gefahr zu laufen, einen Fehler zu begehen, der größer wäre als jener, welcher von den getroffenen Annahmen, speziell bezüglich des Verhaltens der nur annähernd geschätzten m -Werte, resultiert. Es ist auch hier, wie in jeder Ingenieurarbeit, zu beachten, daß nicht die Formel, bei auch formal exakter und strenger Durchrechnung der Aufgabe, sondern der Ansatz und die Voraussetzungen, von denen ausgegangen werden muß, und mit denen der ganze Aufbau der Gesetzmäßigkeit steht und fällt — das Wichtigste sind ¹⁴.

Der vorhin erwähnte Unterschied zwischen ebenem Spannungszustand und Formänderungszustand wirkt sich also praktisch nicht aus. Festzuhalten bleibt aber, daß eine dünne, frei deformierbare Scheibe mit der für deren Materialstruktur charakteristischen Kennzahl s theoretisch nur mit jener Scheibe aus dem Zylinderinneren verglichen werden kann, die durch die Größe $t = s$, also durch eine etwas schwächere Armierung, gekennzeichnet ist.

Wenn wir an die für die Untersuchungen entscheidende Aufgabe herantreten, dem Einfluß der in Zahlentafel I errechneten Werte s und t auf die Spannungsverteilung nachzugehen, stellen wir zunächst fest, daß der Verlauf der Radialspannungen in dieser Beziehung nichts besonders Interessantes bietet. Diese fallen bzw. steigen von ihrem Größt- bzw. Kleinstwert — p (je nachdem, ob $p > q$, oder aber $p < q$) am Innenrand nach einem von dem für σ'_r (Isotropie) etwas abweichenden, doch ähnlichem Gesetze nach außen hin stetig ab bzw. an, bis sie an der Außenkante, entsprechend der vorgeschriebenen Randbedingung, den Wert — q erreichen.

Demgegenüber erweisen sich die uns in besonderem Maße interessierenden Tangentialspannungen in dieser Hinsicht als bedeutend empfindlicher. Als besonders charakteristische Größen dieser Spannungen betrachten wir ihre extremen Werte am Innen- und Außen-

¹⁴ Heidebrock, E.: Das Weltbild der Technik. Stuttgart 1931.

rand des Ringes bzw. Rohres. Wenn wir uns — zwecks Vereinfachung der Untersuchung — auf den Fall des allein wirkenden hydrostatischen Innendruckes p beschränken, dann liegen die maßgebenden Formeln in den Gl. (13) und (14) fertig vor. Die beige-fügte Zahlentafel II vermittelt eine übersichtliche Zusammenstellung der Ergebnisse. Für verschiedene Querschnittsgestaltungen ($\alpha = \frac{a}{b} = 0, \frac{1}{4}, \frac{1}{2}, \frac{3}{4}, \frac{9}{12}, 1$) sind hier in den vertikalen Kolonnen „S“ die Größt- und Kleinstwerte der Tangentialspannungen am Innenrand ($r = a, \varrho = \alpha$, oberes Feld) und am Außenrand ($r = b, \varrho = 1$, unteres Feld) bei variablen s bzw. t eingetragen. Diese Werte sind als dimensionslose Größen, $S = \sigma_t/p$, bzw. als im Maßstab $p = 1$ dargestellte Spannungen aufzufassen. Alle Werte sind positiv und bedeuten Zugbeanspruchung.

Zahlentafel II.

| s, t | | 1,00 | | | | 1,20 | | | | 1,50 | | | | G | |
|----------|-----------|----------|---------|-----------|----------|----------|------------|-----------|----------|----------|---------|-----------|----------|----------|---------|
| α | ϱ | S' | D% | A% | U% | S | D% | A% | U% | S | D% | A% | U% | S'' | U% |
| 0,00 | α | 1,00 | | $+\infty$ | | 1,20 | + 20 | $+\infty$ | | 1,50 | + 50 | $+\infty$ | | 0,00 | ± 0 |
| | I | 0,00 | ± 0 | ± 0 | ∞ | 0,00 | ± 0 | ± 0 | ∞ | 0,00 | ± 0 | ± 0 | ∞ | | |
| 0,25 | α | 1,13 | | + 239 | | 1,29 | + 14 | + 287 | | 1,55 | + 37 | + 365 | | 0,33 | ± 0 |
| | I | 0,13 | ± 0 | - 61 | 300 | 0,12 | - 8 | - 64 | 351 | 0,10 | - 23 | - 70 | 435 | | |
| 0,50 | α | 1,67 | | + 67 | | 1,76 | + 5 | + 76 | | 1,93 | + 16 | + 93 | | 1,00 | ± 0 |
| | I | 0,67 | ± 0 | - 33 | 100 | 0,64 | - 4 | - 36 | 112 | 0,60 | - 10 | - 40 | 133 | | |
| 0,75 | α | 3,57 | | + 19 | | 3,62 | + 1 | + 21 | | 3,69 | + 3 | + 23 | | 3,00 | ± 0 |
| | I | 2,57 | ± 0 | - 14 | 33 | 2,56 | - 1 | - 15 | 36 | 2,53 | - 2 | - 16 | 39 | | |
| 0,90 | α | 9,54 | | + 6 | | 9,56 | + 0,2 | + 6 | | 9,58 | + 0,4 | + 7 | | 9,00 | ± 0 |
| | I | 8,54 | ± 0 | - 5 | 11 | 8,54 | $\sim 0,0$ | - 5 | 11 | 8,51 | - 0,4 | - 5 | 12 | | |
| 1,00 | α | ∞ | | ± 0 | | ∞ | ± 0 | ± 0 | | ∞ | ± 0 | ± 0 | | ∞ | ± 0 |
| | I | ∞ | ± 0 | ± 0 | 0 | ∞ | ± 0 | ± 0 | 0 | ∞ | ± 0 | ± 0 | 0 | | |

Mit $\frac{s}{t} = 1$ erhält man den isotropen bzw. den bezüglich der Zylinderachse querisotropen Körper (isotrope Rohrstruktur mit inbegriffen) mit den Spannungen $S' = \sigma_t/p$ aus den Gl. (16) und (17). Die nächsten Kolonnen bringen die Spannungswerte für $\frac{s}{t} = 1,20$ und $1,50$, während die letzte „G“ jenen Idealfall darstellt, bei welchem sich die Zugkraft gleichmäßig über die ganze Wanddicke verteilen würde. Die entsprechende Spannung wäre hierbei:

$$S'' = \sigma_t''/p = \frac{a}{b-a} = \frac{\alpha}{1-\alpha}$$

In den Spalten „D“ sind die Differenzen der Spannungsgrößen S bei polar- bzw. zylinderorthotroper Struktur gegenüber den für isotrope Körper gültigen Spannungen S' in Prozenten der letzteren eingetragen, $D\% = 100 \frac{S-S'}{S'}$, während in den Spalten „A“ jeweils die Abweichungen der Größen S' und S von dem Idealfall „G“ in Prozenten der Spannungen S'' angegeben werden, $A\% = 100 \frac{S'-S''}{S''}$, bzw. $A\% = 100 \frac{S-S''}{S''}$. Durch Summierung der nach beiden Seiten gerichteten Ausschläge A , die sich am Innenrande als Vergrößerungen (+), am Außenrande hingegen als Verkleinerungen (-) der Zugspannungen S'' ergeben, erhält man ein gutes Maß für die Ungleichmäßigkeit der Spannungsverteilung über die Radialschnitte, worüber Kolonne „U“ Aufschluß erteilt.

Aus Zahlentafel II geht klar und eindeutig hervor, daß sowohl die Differenzen D , als auch die Ausschläge A und damit das Ungleichförmigkeitsmaß U mit wachsenden Werten s und t deutlich anwachsen; die Spannungsspitze am Innenrand wird z. T. merklich erhöht, der Wert der Außenfaserspannung in geringerem Maße herabgedrückt. Diese Erscheinung macht sich weiterhin um so stärker bemerkbar, je kleiner der Wert α , also je größer die Wanddicke ($b - a$) selbst wird.

Daraus folgt der Schluß: Je weniger nachgiebig der Werkstoff in der Tangentialrichtung, je größer also der betreffende Elastizi-

tätsmodul (im Verhältnis zu den Moduli der anderen Richtungen) selbst ist, in desto größerem Maße beteiligen sich die um den Innenrand herum gelegenen Fasern an der Aufnahme der Belastung, indessen die weiter situierten stark entlastet werden; desto kleiner wird auch der in besonderem Maße durch die Belastung angestregte Bereich. Es ist dies ein Ergebnis, das durchaus einleuchtend erscheint. Im Grenzfalle gänzlich unnachgiebigen Materials, $E_2 = \infty$, ($s = t = \infty$), würde schon die Innenfaser allein die ganze Kraft aufnehmen, wobei dann allerdings ihre Beanspruchung über jedes endliche Maß anwachsen müßte.

Es ist der obige Schluß und die daraus folgende Erkenntnis von großer praktischer Bedeutung und der erwähnte Umstand der Spannungserhöhung, der uns nicht gerade sehr gelegen kommt, muß gebührende Berücksichtigung finden, speziell wenn es sich um

Rohrleitungen und andere Betonkonstruktionen handelt, die durch Innendruck beansprucht werden, da wir es dann mit der Zugfestigkeit des Betons, dessen schwächster Seite, zu tun bekommen. Die Ringbewehrung, die die Zugspannung des Betons etwa im Verhältnis $\frac{100}{100 + n f_2}$ herabdrückt, vereitelt diese günstige Wirkung teilweise wieder durch die Erhöhung der Spannungsspitze am Innenrand. Diese Erhöhung ist aber gerade beim Innendruck, der die für den Beton so gefährlichen Zugspannungen auslöst, verhältnismäßig bedeutend größer, als beim

gleichmäßigen Außendruck, weil im ersten Falle — wegen der angenäherten Gültigkeit des Gesetzes (18) und der infolgedessen zahlenmäßig geringeren Werte der Spannungsgrößen — die Differenzen prozentual in stärkerem Maße hervortreten.

Allerdings macht sich dieser Einfluß bei den üblichen Rohrdimensionen (α groß) und Bewehrungsverhältnissen (s und t nahe an Eins) fast gar nicht bemerkbar. Indessen gibt es auch Konstruktionen, gekennzeichnet durch große Wanddicke und starke Armierung, wie etwa Verstärkungsrippen, aber auch vollwandige, massive Bauten, wie etwa Tunnelauskleidungen, Druckstollen- und Streckenausbau, auch Rohrleitungen für besondere Zwecke¹⁵, die in dieser Beziehung sehr nachteilig beeinflußt werden, so daß die Größtspannungen um 10, 15 und mehr Prozent größer ausfallen, als die auf übliche Weise, nach Lamé, festgestellten Werte, was eine Einsicht in die Kolonnen D der Zahlentafel II bestätigt.

Es ist dabei außerdem von Interesse festzustellen, daß sich der Schwerpunkt der Spannungsfläche gegenüber der Querschnittshalbierenden, aber auch gegenüber dem Schwerpunkt des nach den Laméschen Formeln konstruierten, für isotrope Ringe und Rohre gültigen Zugdiagrammes um ein gewisses Maß, und zwar in der Regel in Richtung der Spannungsspitze, nach dem Innenrande hin, verschiebt, was für die Einbettung der Stahlarmierung von Bedeutung werden kann. Diese sollte stets, den Verhältnissen entsprechend, in zwei oder mehrere Ringe aufgeteilt werden, damit sie die Ringspannungen am Innenrande besser aufnehmen kann, wobei jedoch ein angemessener Abstand von der Innenkante gewahrt werden sollte, damit — infolge der in Wirklichkeit vorhandenen Diskontinuität in der Bewehrung und der hierdurch bewirkten lokalen Steigerungen der Zugspannungen — die Spannungsspitze am Rande selbst nicht wieder noch örtlich angehoben werde. Der Verschiebung des Spannungsschwerpunktes soll man aber mit dem

¹⁵ Olszak, W.: Eisenbetonrohre für Spülversatzzwecke, Zement (1934).

Schwerpunkt der Armierung selbst nicht folgen, da man auf diese Art die Form des Spannungsdiagrammes wieder nur im ungünstigen Sinne verändern würde.

Frägt man sich im Anschluß daran, welche elastischen Eigenschaften ein orthotropes Rohr besitzen muß, damit man den Idealfall der gleichförmig gespannten Ringfasern erhält, dann muß man feststellen, daß man einen derartigen dickwandigen ($\alpha < 1$) Verbundkörper gar nicht konstruieren kann, wenn die Materialmoduli selbst konstant bleiben und nicht eine Funktion des Ortes werden sollen. Es ist indessen nicht schwer anzugeben, wie man dickwandige Ringe und Rohre auszubilden hat, um einen vollkommen ausgeglichenen, über jeden Radialschnitt völlig gleichmäßigen Verlauf der Tangentialspannungen zu erzielen. Durch die auf diese Art erzielte vollkommen gleichmäßige Ausnutzung des Materials in bezug auf die zulässigen Spannungen — der früher eingeführte Wert η wird zu Eins für jedes α , also für jede denkbare Querschnittsgestaltung — werden beachtliche Ersparnisse an Werkstoff ermöglicht. Außerdem wird aber, durch die völlige Anschmiebung des Spannungsdiagrammes an die Idealgerade „G“, die wohlthuende, gänzliche Abschaffung der Spannungsspitze am Innenrande herbeigeführt, was besonders für den klaglosen und ungestörten Betrieb von Druckleitungen, die in besonderem Maße rissfest sein sollen, wichtig erscheint. Allerdings wäre auch dann die Anstrengung des Konstruktionsmaterials wegen der veränderlichen Radial- und Längsspannungen immer noch nicht in jedem Querschnittspunkte dieselbe. Es hindert uns aber nichts daran, in dieser Richtung noch einen Schritt weiter zu gehen, und unsere Untersuchungen schließlich durch die Ermittlung jenes Idealfalles, der durch eine in jedem Punkte durchaus gleichmäßige Materialanstrengung gekennzeichnet ist, abzuschließen. Diese Fragen, deren Lösungen fertig vorliegen, bleiben wegen Raumangel einer besonderen Veröffentlichung vorbehalten. Sie dürften für mannigfache Ingenieurkonstruktionen von Bedeutung, insbesondere aber auch für wissenschaftlich arbeitende, auf Qualitätsfertigerzeugnisse eingestellte Betonfabrikbetriebe von Wert und Interesse sein.

Im Rahmen der jetzigen Untersuchungen stellen wir fest, daß nur mit $s = 0$ bzw. $t = 0$ die Tangentialspannung $\sigma_t = \text{const.}$ wird, dieser unveränderliche Wert aber gleich Null ist. Damit verschwinden alle über jeden Radialschnitt wirkenden Tangentialspannungen. Ein solcher Zustand kann wohl nur dann von praktischer Bedeutung werden, wenn der Ringquerschnitt in eine unendlich ausgedehnte Ebene ausartet. Dieses Modell dürfte aber gewiß für verschiedene Probleme des Ingenieurbauwesens beachtenswert sein, so z. B. für die Feststellung der Wirkung eines Stollenüberdruckes auf die Umgebung der durch die Gebirgsdurchörterung verursachten Störung, wenn etwa das Gefüge des nächst umliegenden Gesteinsringes durch die Spreng- und Vortriebsarbeiten bereits zerstört wurde, so daß das Felsmaterial als zerklüftet gelten muß. Man erhält dann — entsprechend den Werten $t = 0$ bzw. $s = 0$ (der letztere Wert ist für die durch wachsende Deformationsfreiheit gekennzeichneten Partien am Stollenein- und -ausgang gültig) — das Ergebnis, daß in der Tangentialrichtung gar keine Spannungen aufgenommen werden; dagegen kann die Verteilung der Radialspannungen durch einen entsprechenden Grenzübergang aus den allgemeinen Formelausdrücken (9) ermittelt werden. Auch für andere Aufgaben der unendlich ausgedehnten, anisotropen Ebene und verwandte Probleme können analoge Überlegungen herangezogen werden.

Als theoretische Erkenntnis mag noch festgehalten werden, daß der ebene Spannungszustand für die hier betrachteten Scheiben ($s \leq t$) hinsichtlich der Spannungsverteilung günstiger gestaltet, als der ebene Formänderungszustand. Offenbar wirkt sich hier die Dehnungsfreiheit spannungsmildernd aus, hingegen verursacht der durch die angrenzenden Partien bewirkte Drang eine weitere wenn auch nur sehr kleine zusätzliche Steigerung der Größtspannung. Diese Art der Beeinflussung existiert schon dann, wenn auch jegliche Längsarmierung fehlt, macht sich aber um so stärker bemerkbar, je stärker diese Bewehrung selbst ausgeführt wird. Indessen bleibt diese Wirkung — alles in allem — derart geringfügig, daß

man deswegen eine Längsbewehrung nicht zu scheuen braucht, wenn man sich auch darüber klar wird, daß auch diese nicht ohne Einfluß auf die Spannungsverteilung in den Normalebenen bleibt und sich im selben (ungünstigen) Sinne bemerkbar macht, da sie den Wert t , wenn auch nur äußerst unbedeutend, vergrößert; es liegt daher keine Veranlassung vor, wenn nicht etwa mit einer Biegebeanspruchung der Rohre in deren Längsrichtung zu rechnen ist, das aus sonstigen Gründen (lastverteilende Verbügelung usw.) erforderliche Mindestmaß dieser Armierung unnütz zu überschreiten, was ja wohl auch vor allem aus wirtschaftlichen Gesichtspunkten heraus nicht geschehen wird.

Bei anderen Annahmen, als sie in den Ungleichungen (37) und (38) getroffen wurden, ist es aber durchaus möglich, daß gerade ein entgegengesetztes Verhalten beobachtet wird: im Falle des rein ebenen Formänderungszustandes werden die betrachteten Lamellen von den benachbarten derart gestützt, daß sich dadurch ein gleichmäßigerer Kraftfluß ergeben kann, als bei freibleibender Dehnungsmöglichkeit des ebenen Spannungszustandes.

VI. Zusammenfassung. Schlußbemerkungen.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß bei krummlinig orthotropen Scheiben und Zylindern der ebene Spannungszustand und der ebene Formänderungszustand nicht mehr zu derselben Spannungsverteilung in den einander entsprechenden Ebenen führen. Dieser Unterschied kann jedoch bei den praktischen Aufgaben der Statik von Beton- und Eisenbetonkonstruktionen als unbedeutend vernachlässigt werden. —

Wichtiger erscheint, daß die übliche Ringbewehrung der dünnen Scheiben und Rohre, bei den letzteren in einem geringfügigen Maße auch die Längsbewehrung, zu einer Erhöhung des Höchstwertes der Tangentialspannung am Innenrande Anlaß geben. Diese Erhöhung gelangt um so stärker zum Ausdruck, je stärker die Bewehrungssätze und je dickwandiger der ringförmige Querschnitt selbst gewählt werden. Hier muß u. U. dieser ungünstige Einfluß schon berücksichtigt und das isotrope Modell durch ein der Wirklichkeit besser entsprechendes orthotropes ersetzt werden. Wann dies zu erfolgen hat, hängt davon ab, welcher Fehler in den errechneten Spannungen als noch zulässig erachtet wird. Die Zahlentafeln I und II vermitteln ein Orientierungsbild über die hier vorliegenden funktionalen Zusammenhänge. Es ist beruhigend, aus diesen Zusammenstellungen zu erfahren, daß der durch das übliche Berechnungsverfahren begangene Fehler i. a. sehr klein ausfällt, wenn auch Überschreitungen um 10, 15 und mehr Prozent der auf diese Art ermittelten Spannungswerte durchaus möglich sind, was von der Querschnittsgestaltung und den Bewehrungsverhältnissen, wie durch Eingehen in die Spalten D der Zahlentafel II leicht festzustellen, bedingt werden kann.

Auf ähnlichen Grundlagen, wie dies in dieser Arbeit geschehen, können selbstverständlich auch andere Elastizitätsprobleme behandelt werden, so z. B. volle kreisförmige Scheiben und nicht ausgehöhlte Walzen analoger anisotroper Struktur. Da diesen Aufgaben aber, wie es scheint, keine besondere praktische Bedeutung zukommt, werden sie hier übergangen. Es sei bloß bemerkt, daß dann — bei achsensymmetrischen Formänderungs- und Spannungszuständen — an Stelle der Randbedingung für den inneren Begrenzungskreis die Forderung nach Gleichheit für Radial- und Tangentialspannung im Scheibenmittelpunkt tritt. Ähnliches gilt auch für durch Volumskräfte beanspruchte, nicht durchbrochene Schwungräder.

Wie indessen die allgemeine Differentialgleichung für die Spannungsfunktion F bei Polar- bzw. Zylinderorthotropie des Materialaufbaues lautet, die an Stelle der bekannten Differentialgleichung

$$\left(\frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2}{\partial r^2} \right) \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F'}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 F'}{\partial \varphi^2} + \frac{\partial^2 F'}{\partial r^2} \right) = 0$$

für die Airysche Spannungsfunktion F' zu treten hat, wenn Spannungs- und Formänderungszustand nicht mehr bezüglich des Koordinatenursprunges zentralsymmetrisch, sondern auch mit dem

Winkel φ variabel sind, soll in einer gesonderten Arbeit gezeigt werden.

Hieran knüpft sich ebenfalls die Anwendung dieser Theorie auf polarorthotrope Platten, bei denen für die Durchbiegung eine allgemeinere Differentialgleichung zu treten hat, die den Fall der isotropen Plattenstruktur als Grenzfall mitumfaßt. Bemerkenswert sei nur, daß hier der Rechnungsgang sich zwar analog, doch langwieriger gestaltet. Für einige einfache Belastungsarten sind die Lösungen in Vorbereitung.

Sind die den Ring- oder Rohrquerschnitt begrenzenden Kreise exzentrisch angeordnet, was bei Eisenbetonkonstruktionen des öfteren vorkommt¹⁵, dann kann das für den isotropen Körper vom Verfasser¹⁶ auf Grund einer konformen Abbildung entwickelte exakte Verfahren hier näherungsweise angewendet werden, indem etwa die dort angegebene Funktion z zur Bestimmung der für verschiedene Querschnittsgestaltungen, d. h. für variable Radien-

¹⁵ Olszak, W.: Eisenbetonrohre für Spülversatzzwecke. Zement (1934).

¹⁶ Olszak, W.: Exzentrische Ringquerschnitte — ihre Elastizitätstheoretische Untersuchung.

verhältnisse und Exzentrizitätsmaße, charakteristischen Spannungen herangezogen wird¹⁷.

¹⁷ Soeben erschien in der Z. angew. Math. Mech. 15 (1935) S. 249 eine Arbeit von Prof. Dr. K. Wolf, Wien, die — für den Bauingenieur wichtige Probleme der Erdbaumechanik verfolgend — die Ausbreitung einer konzentrierten Einzelkraft in der orthotropen Halbebene und dem analog äolotrop aufgebauten Halbraum behandelt. Die Halbebene wird in dieser Veröffentlichung bloß als ein ebenes Problem der ersten hier besprochenen Gattung (ebener Spannungszustand) betrachtet. Man kann indessen auf Grund ganz ähnlicher Überlegungen auch den ebenen Formänderungszustand des Erdkörpers studieren, wobei nichts im Wege steht, noch eine dritte Elastizitätsrichtung, gekennzeichnet durch den Modul E_3 , einzuführen. Dieses Schema dürfte für Aufgaben der Erdbaumechanik von noch größerer Wichtigkeit sein als das etwas einfachere des ebenen Spannungszustandes. Indes kann auch hier z. T. von der ersten Lösung auf die zweite geschlossen werden, wenn man nur die Zahl $k^2 = E_2 : E_1$, die in der Lösung von Prof. Wolf für den ebenen Spannungszustand auftritt und unserer Zahl s^2 entspricht, durch eine andere, die einen unserer Zahl t^2 ähnlichen Bau aufweist, vertritt. Daraus ergibt sich dann auch mit $E_1 = E_3$ der Übergang zur querisotropen Struktur des Erdbodens. Damit gelten aber auch für die Halbebene und den als zweidimensionale Aufgabe betrachteten Halbraum ähnliche Folgerungen für die Differenz zwischen den beiden Grenzfällen des ebenen Problems, wie sie hier besprochen wurden.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Die Birchenough-Brücke in Süd-Rhodesia.

Am 20. Dezember 1935 wurde die „Birchenough-Brücke“, eine Straßenbrücke über den Sabi-Fluß in Süd-Rhodesia, dem Verkehr übergeben. Sie überspannt den Fluß in einer Öffnung mit einem Fachwerkbogen von 329,40 m Stützweite und ist daher die drittgrößte Bogenbrücke der Welt (Kill-van-Kull-Brücke: 503,90 m; Sydney-Brücke: 503,25 m Stützweite). Etwa 160 km östlich vom Fort Viktoria gelegen, stellt die Brücke eine Verbindung der östlichen mit den zentral gelegenen Gebieten von Süd-Rhodesia her.

Abständen von 12,15 m liegen und eine Stützweite von 14,60 m haben erfolgt mit Hilfe von Stahldrahtseilen. Die Eisenbeton-Fahrbahnplatte ruht auf Zwischenquerträgern in Abständen von 1,52 m, die auf zwei schwere Längsträger gestützt sind. Im zweiten Feld vom Auflager am Westufer ist in der Fahrbahnplatte eine Dehnungsfuge, im gleichen Abstand vom Auflager am Ostufer eine Gelenkfuge vorgesehen. Die Fahrbahn liegt etwa 15 m über dem Wasserspiegel und hat eine Breite von 5,50 m, auf beiden Seiten sind außerdem Fußwege von 1,0 m Breite vorhanden. Die Eisenbeton-Widerlager konnten auf Fels gegründet werden.

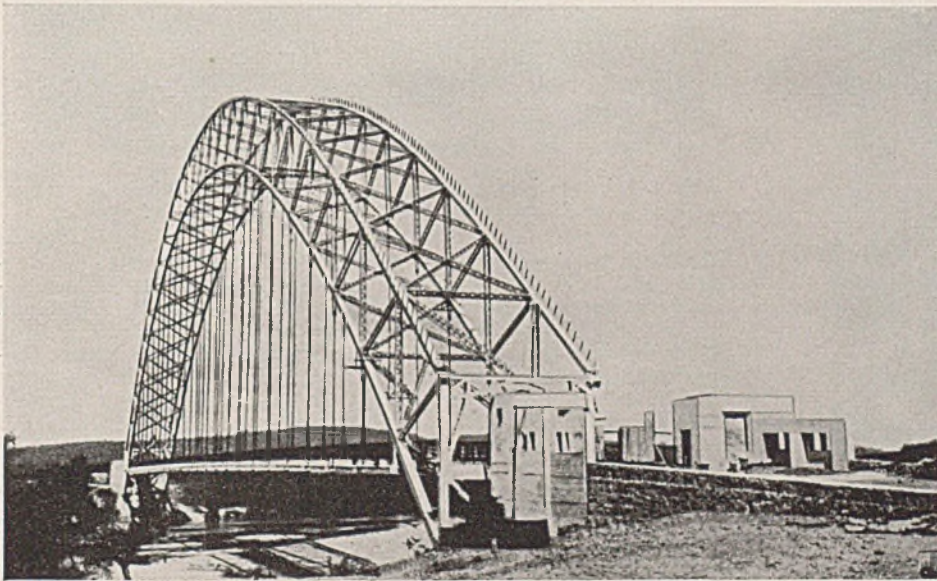


Abb. 1. Blick auf die fertige Brücke.

Als Baustoff des Überbaus wurde ein hochwertiger Stahl mit einer Zugfestigkeit von 5,8—6,8 t/cm² und einer Mindeststreckgrenze von 3,6 t/cm² verwendet, dessen Hauptlegierungsbestandteile Chrom, Kupfer und Mangan sind. Insgesamt wurden 1650 t Stahl eingebaut, davon 1450 t hochwertiger und 200 t gewöhnlicher Flußstahl.

Das Tragwerk besteht aus zwei Fachwerk-Zweigelenkbögen, die eine Pfeilhöhe von 66 m und einen Abstand von 13,70 m haben. Die Höhe des Fachwerks beträgt im Scheitel 11,40 m, an den Auflagern 14,00 m. Im Gegensatz zu der in Deutschland üblichen Ausführung mit lotrechten Pfosten und nach der Mitte hin fallenden Diagonalen zwischen den Bogenstützen sind hier die Pfosten an den Auflagern zwar lotrecht, werden aber nach der Mitte hin geneigt ausgeführt, und zwar um so stärker je näher sie der Mitte liegen, so daß in Brückenmitte ein stetiger Übergang der Füllungsglieder vorhanden ist (s. Abb. 3). In beiden Gurtungen sowie in der Fahrbahnplatte sind Windverbände angeordnet, schwere Portale an den Brückenenden dienen zur Aufnahme der Windkräfte auf die obere Gurtung. Die Aufhängung der Querträger, die in



Abb. 2.

Das Material und die einzelnen Bauteile wurden in England hergestellt, mit dem Schiff nach Beira (Mozambique) und von dort mit der Eisenbahn nach Umtali gebracht, von wo der Transport zu der 130 km entfernt liegenden Baustelle auf besonders hergestellten Transportwagen mit Anhängern erfolgte. Die Einzelteile hatten ein Höchstgewicht von 8 t und eine Größtlänge von 15,25 m.

Während des ersten Montageabschnittes — es wurde auf beiden Ufern gleichzeitig begonnen und nach der Mitte vorgebaut — konnte jede Hälfte mit Rückhalteketten gehalten werden, die am Endknoten-

punkt des Obergurtes befestigt waren. Nach Fertigstellung des 7. Feldes wurden Haltekabel verwendet, deren Angriffspunkte im Obergurt des 7. Feldes lagen und die über einen etwa 25 m hohen Stahlmast geführt wurden. Die Verankerung der Kabel nach rückwärts erfolgte in einem Betonklotz, der in einen 15 m tiefen Schacht eingebaut wurde. Mit Rück-

Nachdem die einzelnen Bauteile des Bogens auf dem Lagerplatz, der auf dem Ostufer lag, gereinigt und mit einem einmaligen Farbanstrich versehen waren, wurden sie mit Hilfe eines Kabelkranes an die Stelle gebracht, wo sie von dem Montag derrick angenommen und in den Bogen eingebaut werden konnten. Die Montag derricks, deren Nutzlast

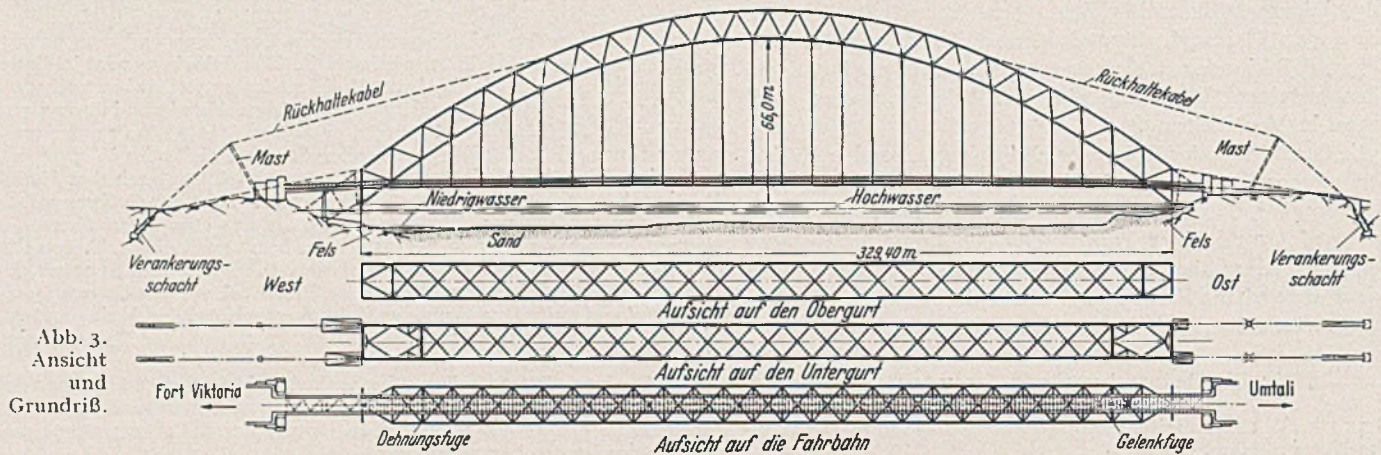


Abb. 3.
Ansicht
und
Grundriß.

sicht auf die Transportkosten wurden für die Maste Bauteile der Brücke verwendet, die nach Fertigstellung des Bogens in die Fahrbahntafel eingebaut wurden.

5 t bei einer Ausladung von 15 m betrug, wurden beim Fortschreiten der Arbeiten mit Hilfe einer Winde auf dem Obergurt emporgezogen, so daß ihr Arbeitsplatz stets auf dem Kragende jeder Bogenhälfte war.

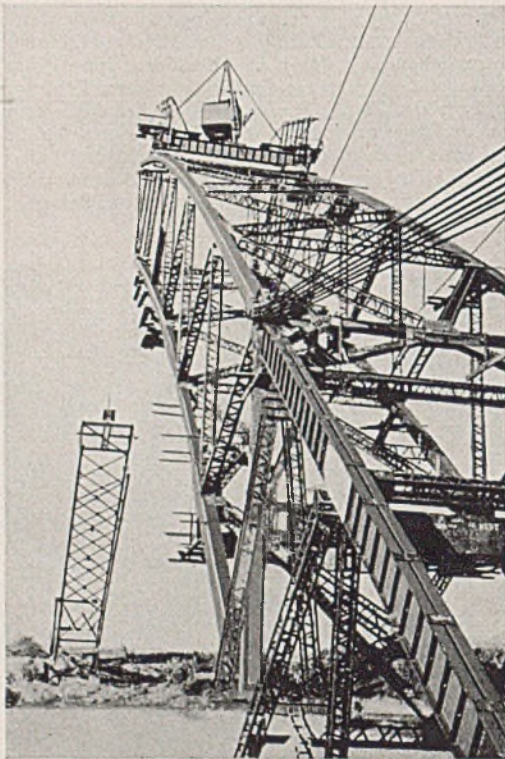


Abb. 4. Freivorbau des Bogens.

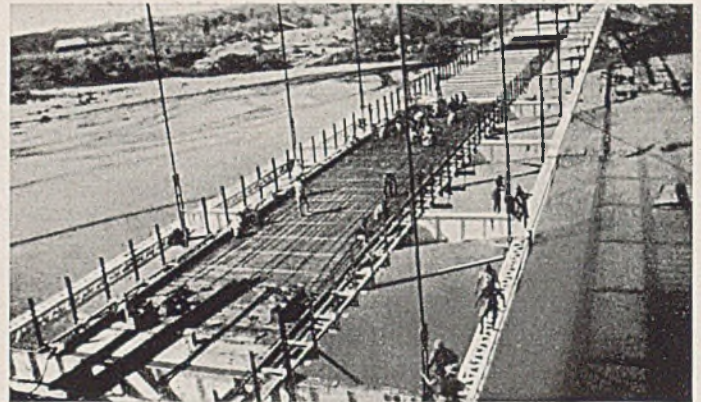


Abb. 5. Blick auf die Fahrbahntafel. (Stützweite der Querträger: 14,60 m, Fahrbahnbreite einschl. der Fußwege nur 7,50 m.)

Nach Fertigstellung der beiden Bogenhälften wurden die Rückhalte-kabel durch Winden gelockert, so daß die beiden Hälften im Obergurt zunächst in einem vorübergehenden Gelenk zur Berührung kamen. Darauf wurden die Kabel entfernt und das Gelenk im Scheitel durch Einbringen der Untergurtstäbe geschlossen, wobei die erforderliche Vorspannung mit Hilfe von Pressen erzeugt wurde.

Die Montag derricks konnten, nachdem sie vom Bogen heruntergelassen waren, zum Einbau der Hängestangen und der Fahrbahntafel weiter verwendet werden.

Der Bau der Brücke hat im ganzen 20 Monate gedauert, davon die Aufstellung der Bogen 6 Monate. Auf der Baustelle waren etwa 30 Europäer und 200 bis 300 Eingeborene beschäftigt. (Nach L'Ossature Métallique 5 [1936] S. 180 und Eng. News Rec. 116 [1936] S. 246.

Dipl.-Ing. R. Barbré, Hannover.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Agatz, A.: Der Kampf des Ingenieurs gegen Erde und Wasser im Grundbau. Mit 155 Textabb. Julius Springer, Berlin 1936. VIII, 276 S. Gr. 8°. Preis geb. RM 26,40.

Was dies Buch sein will, kann nicht besser gekennzeichnet werden, als durch die Worte, die der Verfasser selbst seinem Werk vorausschickt: „Diese Veröffentlichung soll nicht die Zahl der umfangreichen Handbücher des Ingenieurbaus vermehren, sondern bewußt die eigene Auffassung kundgeben zu den vielen Problemen des Grundbaues, die auch heute noch immer trotz allen Fortschrittes der Lösung harren.“

In der Tat wird hier die Gestaltung, Berechnung und Ausführung der Bauwerke des Grundbaues (Dämme und Einschnitte, Spundwände, Pfahlroste und massive Bauwerke) von einem neuen, einheitlichen Standpunkt aus behandelt; dem Einfluß der Boden-Eigenschaften und ihrer Feststellung wie auch den Wasserdruckverhältnissen im Boden wird besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Der Verfasser verlangt, daß für den Ingenieur die Beobachtung und die Naturerkenntnis wieder den Vorrang

gewinne vor der rein statisch-konstruktiven Behandlung einer Aufgabe. Demgemäß hat er auch in seinem Buch bei den einzelnen Gründungsmethoden die eigene Erfahrung und die Beobachtung am entstehenden wie am fertigen Bauwerk an die erste Stelle gesetzt und der Rechnung nur den Platz eines — freilich unentbehrlichen — Hilfsmittels eingeräumt.

Beobachtung und Erfahrung erst liefern die Grundlagen für einen, der Wirklichkeit nahekommenden Kräfteansatz und damit die Voraussetzung jeder Rechnung. Es macht den Wert des Buches aus, daß nicht nur diese an sich selbstverständliche Erkenntnis die Darstellung beherrscht, sondern daß die reiche eigene Erfahrung des Verfassers, die er hier niedergelegt hat, auch seinen Berufskameraden helfen kann, den zutreffenden Kräfteansatz, die zweckmäßige Konstruktion zu finden.

Gleichzeitig werden auch die Grenzen unserer derzeitigen Erkenntnis aufgewiesen, die Aufgaben künftiger Forschung umrissen und damit die Schranken gezeigt, bis zu denen sich der planende oder ausführende

Ingenieur von vorliegender fremder Erfahrung und Theorie leiten lassen kann, während jenseits dieser Schranken nur noch eigene Erfahrungen und Erkenntnisse die verantwortungsbewußte Entscheidung zu stützen vermögen. Es ist die alte, hohe Auffassung vom Ingenieurberuf als einer „Ingenieur-Kunst“, die die ganze Darstellung durchzieht, die notwendige Reaktion auf eine Überschätzung der ausschließlich rechnerischen Behandlung, wie sie in den vergangenen Jahrzehnten häufig zu beobachten war und auch auf das, was Otzen einmal mit „Reißbrett-schönheiten“ bezeichnet hat.

Mit den Gedankengängen dieses Buches sollte sich jeder vertraut machen, der verantwortlich im Tiefbau tätig ist, sei es bei der Gestaltung und Berechnung, bei der Bauausführung oder — was besonders wichtig ist — bei der Unterhaltung bzw. Betreuung fertiggestellter Bauwerke. Damit würden sich nicht nur die Erfahrungen und die Auffassung des Verfassers zum Vorteil des Grundbaues auswirken, sondern auch die Sammlung und die Bekanntgabe weiteren Erfahrungsmateriales angeht, vielleicht sogar die Scheu vor der Aufdeckung eingetretener Fehlschläge da und dort überwunden werden. Ein schönerer Erfolg könnte dem Verfasser wohl kaum zufallen.

H. Simons, Hannover.

Nowak, Alfred: Der Einfluß des Frostkerns auf die Imprägnierung der Buchenschwelle. Heft 1 der Mitteilungen des Österr. Fachausschusses für Holzfragen. Mit

15 Textabb. J. Springer, Wien 1936. 22 S. 16 × 24 cm. Geh. RM 1,45.

Seit den starken Frösten des Winters 1928/29 werden häufig bei der Buche Schäden beobachtet, die man als „Frostkern“ bezeichnet. Der Verfasser gibt eine kurze Darstellung über diese Erscheinung und die vorliegenden Erfahrungen, wobei er auch den roten Kern kurz behandelt. Anschließend berichtet er über die Ergebnisse einer Versuchsreihe, die er als Leiter der staatl. österreichischen Versuchsanstalt für Holzindustrie in Mödling über die Tränkbarkeit von Buchenschwellen mit Frostkern durchgeführt hat. Ein (allerdings nicht ganz vollständiges) Verzeichnis des einschlägigen Schrifttums ergänzt seine Ausführungen. Die kleine Schrift kann allen, die mit der Tränkung oder Verwendung von Buchenschwellen zu tun haben, empfohlen werden. H. Simons, Hannover

Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton 1932. 5. mit amtlichen Erlassen ergänzte Auflage. Berlin: W. Ernst u. Sohn 1936. 72 S., DIN B 6. Preis geh. RM 1,20, 10 Stck. RM 11,—, 25 Stck. RM 26,—, 50 Stck. RM 50,—, 100 Stck. RM 95.—.

Nach dem Stande vom Januar 1936 erschien die Taschenausgabe der „Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Eisenbeton von 1932“ in fünfter Auflage. Die Vorschriften von 1932 sind durch die Ministerialerlasse vom 15. 8. 1935 bzw. 11. 1. 1936 ergänzt. Die Benutzung des Heftes wird durch ein ausführliches Sachverzeichnis erleichtert.

Ferd. Schleichner, Hannover.

PATENTBERICHTE.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 28 vom 9. Juli 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 b, Gr. 39. H 144 693. Ida Hamel, geb. Ortlieb, Jena. Vorrichtung zur Gewinnung und Förderung von Gebirgsschichten; Zus. z. Pat. 621 120. 20. VIII. 35.
- Kl. 5 c, Gr. 9/10. T 42 268. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Zur Verankerung von eisernen einzeln stehenden Grubenausbau-rahmen bestimmte Flacheisen. 14. III. 33.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. B 159 362. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz, u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Nachgiebiger eiserner Grubenstempel. 4. IV. 32.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. F 77 538. Wilhelm Fehlemann, Duisburg. Nachgiebiger Grubenstempel. 14. V. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 38 634. Heinrich Toussaint, Berlin-Lankwitz u. Bochumer Eisenhütte Heintzmann & Co., Bochum. Zweiteiliger nachgiebiger Grubenstempel. 4. IV. 31.
- Kl. 19 a, Gr. 19. Sch 102 119. Franz Schmoll, Limburg a. d. Lahn. Schienenstoßverbindung unter Verwendung von elastischen Stoßstützen. 4. IX. 33.
- Kl. 37 b, Gr. 3/01. S 111 357. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Leitungsmast mit an ihm drehbar gelagerten Auslegern. 16. X. 33.
- Kl. 37 f, Gr. 3/01. M 124 217. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Nürnberg. Vorrichtung zum Ausrichten des Behälterbodens von wasserlosen Gasbehältern. 22. VI. 33.
- Kl. 39 a, Gr. 10/07. K 135 898. Kooperativa Förbundet, Förening u. p. a., Stockholm; Vertr.: Pat.-Anwälte Dr. G. Lotterhos, Frankfurt a. M., u. Dr. M. Eule, Berlin SW 11. Vorrichtung zum Herstellen von Fußbodenbelägen aus Kautschukmischungen o. dgl. 12. XI. 34. Schweden 17. XI. 33.
- Kl. 45 f, Gr. 18. N 37 760. Dipl.-Ing. Max v. Nickisch-Rosenegk, Berlin. Stubbenrodegerät. 12. II. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 1/14. St 53 833. „Straba“ Straßenbaubedarfs-Akt.-Ges., Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. R. Ifferte, Pat.-Anw., Dresden-A. Verfahren zur Herstellung eines pulverigen, bituminöse Bestandteile enthaltenden hydraulischen Bindemittels; Zus. z. Pat. 600 148. 20. VIII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 17/05. Sch 108 681. Gertrude Schieß, geb. Winkler, Freiburg i. Br. Verfahren zur Herstellung von Glanzasbestschieferplatten. 10. XII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 21/03. G 89 472. Ottomar Grimm, Altröhlau-Karlsbad, Tschechoslowakische Republik; Vertr.: Dr. R. Hempel, Pat.-Anw., Berlin-Zehlendorf. Betonkörper, insbesondere Baukörper mit einem Gehalt an Torf. 31. XII. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 129 672. Fried. Krupp Akt.-Ges. Essen. Kipp-sicherung für auf Gleisketten verfahrbare Grab- und Fördergeräte, wie Bagger, Absetzer, Abraumpförderbrücken und ähnliche Geräte. 31. III. 33.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 31 205. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Oberflurwasserpfosten mit von oben in das Innere einführbarer Ventilinnenausrüstung. 18. X. 34.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 29 vom 16. Juli 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. St 52 538. Stewarts and Lloyds Limited, Glasgow, Schottland; Vertr.: H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin. Stempel für Strecken unter Tage. 29. VIII. 34.

- Kl. 18 c, Gr. 1/12. D 66 452. Deutsche Edelstahlwerke Akt.-Ges., Krefeld. Verfahren zum verzugsfreien Oberflächenhärten von Lauf- oder Schleifschielen. 21. VIII. 33.
- Kl. 19 a, Gr. 27/02. G 87 098. Paul Guilbert, Rouen, u. Jules Legrand, St. Mandé, Frankreich; Vertr.: Dipl.-Ing. O. Kayser, Pat.-Anw., Halle a. S. Fahrbares Gerät zur Erneuerung der Gleisbettung. 20. XII. 33. Frankreich 22. XII. 32.
- Kl. 20 i, Gr. 28. V 29 389. Vereinigte Eisenbahn-Signalwerke G. m. b. H., Berlin-Siemensstadt. Schaltung für die Abhängigkeit der Rückblockung von der Zugfahrt. 4. IV. 33.
- Kl. 20 i, Gr. 35/02. H 139 215. Alfred Ernest Hudd, London; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin N 4. Vorrichtung zur selbsttätigen Zugbeeinflussung. 28. II. 34.
- Kl. 20 k, Gr. 10. A 73 297. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Anordnung von zwei unter einem spitzen Winkel sich schneidenden Kettenfahrleitungen. 30. V. 34.
- Kl. 36 d, Gr. 5/01. W 93 836. Hermann Weidmann, Dinslaken-Eppinghoven. Fester Schornsteinaufsatz aus mehreren übereinander stehenden Aufsatzteilen. 7. III. 34.
- Kl. 36 d, Gr. 5/01. W 95 577. Emil Worm, Berlin-Neukölln. Schornsteinaufsatz. 14. XII. 34.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. H 146 962. Siegfried Hansen, Hamburg. Anschluß einer hölzernen Silowand an die Bodenplatte; Zus. z. Pat. 613 313. 13. III. 36.
- Kl. 37 f, Gr. 3/01. N 36 016. Fa. F. A. Neumann, Eschweiler, Kr. Aachen. Auf drei in radialer Richtung beweglichen Lagern gelagerter Kugelbehälter. 29. XI. 33.
- Kl. 42 k, Gr. 29/06. K 135 885. Dr. Reinhold Köhler, Göttingen, Dr.-Ing. Hans Lorenz, Berlin-Charlottenburg, u. Dr. Alfred Ramspeck, Göttingen. Verfahren zum Bestimmen der Tragfähigkeit, Schichtlagerung und Schichtdicke des Erdbodens. 12. XI. 34.
- Kl. 42 l, Gr. 13/04. K 134 501. Offene Handelsgesellschaft Johann Keller, Frankfurt a. M. Verfahren zur Ermittlung des Durchtränkungs Zustands von Betonzuschlagstoffen. 23. VI. 34.
- Kl. 80 a, Gr. 56/20. N 36 108. Heinrich F. J. Nolze, Kaiserslautern, Rheinpfalz. Mit Längsrillen versehene Form zum Herstellen von Körpern aus Beton. 21. XII. 33.
- Kl. 81 e, Gr. 22. D 68 002. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Anordnung einer Seilwindetrommel zum Auflegen und Abnehmen des oder der Zugmittel für die Kratzer bei Kratzförderern. 4. V. 34.
- Kl. 81 e, Gr. 110. E 46 468. Eisenbau Wyhlen Akt.-Ges., Wyhlen, Baden. Lokomotivbekohlungsanlage. 16. I. 35.
- Kl. 81 e, Gr. 112. L 89 781. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Am Ende eines Bandförderers angeordnete drehbare Doppelschurre zum Beladen von Förderwagen u. dgl. 20. II. 36.
- Kl. 81 e, Gr. 126. M 131 381. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Absetzer mit schwenkbarem Abwurfband und Einebnungskratzer. 27. VI. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 86 043. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenhochbagger mit Knickleiter und Eimer-rinne nebst Verlängerungsstück und vorgeschalteten Planierpflügen. 12. VI. 34.
- Kl. 85 b, Gr. 1/12. E 41 694. Bamag-Meguain Akt.-Ges., Berlin. Verfahren zur Entchlorung von Flüssigkeiten, insbesondere Wasser. 26. VIII. 31.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 32 090. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Oberflur-Wasserpfosten mit herablaßbarem Schutzmantel. 29. VIII. 35.

MITTEILUNGEN DES DEUTSCHEN NORMENAUSSCHUSSES

Noch nicht endgültig!

DIN

Berechnungsgrundlagen für gußeiserne Säulen im Hochbau

Entwurf I
E 1051

Einspruchsfrist bis 1. 9. 1936

1. Allgemeines.

Die für die gußeisernen Säulen errechnete Belastung ist mit der Knickzahl $\omega = \frac{\sigma_{zul}}{\sigma_{dzul}}$ zu vervielfachen. Die Knickzahl ω ist vom Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{\min i}$ abhängig.

2. Knicklänge.

Stehen gußeiserne Säulen in mehreren Stockwerken übereinander und werden ihre Enden durch die Decken unverrückbar festgehalten, so ist als Knicklänge die Stockwerkhöhe in Rechnung zu stellen. Bei Stützen mit tatsächlichen Gelenken gilt als Knicklänge die Entfernung der Berührungspunkte der Gelenke. In anderen Fällen ist die Knicklänge unter Berücksichtigung des Umstandes zu bestimmen, daß ein von einer Säule gestützter Unterzug oder Wandteil unter Umständen ein seitliches Ausweichen der Säule nicht verhindern kann und die Höhe dieser Bauteile daher ganz oder teilweise zur Knicklänge hinzugezählt werden muß.

3. Schlankheitsgrad.

Der Schlankheitsgrad gußeiserner Säulen darf höchstens $\lambda = 100$ sein.

4. Mittiger Kraftangriff.

a) Säulen mit gleichbleibendem Querschnitt.

Für den Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{\min i}$ ist die Knickzahl ω aus der Zahlentafel 1 zu entnehmen, und es ist nachzuweisen, daß

$$(1) \quad \sigma_{\omega} = \frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{zul} \text{ ist.}$$

$$\sigma_{zul} = 900 \text{ kg/cm}^2.$$

Zahlentafel 1. Druckspannungen σ_{dzul} und Knickzahlen ω .

| 1 | 2 | 3 | 4 |
|--|---|---|--|
| | Gußeisen $E = 1\,000\,000 \text{ kg/cm}^2$; $\sigma_{zul} = 900 \text{ kg/cm}^2$ (Druck) | | |
| Schlankheitsgrad $\lambda = \frac{s_K}{\min i}$ | Zulässige Druckspannung $\lambda \geq 80$; $\sigma_{dzul} = \frac{1\,645\,000}{\lambda^2}$ $\lambda \geq 01$; $\lambda \leq 80$; $\sigma_{dzul} = 900 - 0,1005 \lambda^2$ | Knickzahl $\omega = \frac{900}{\sigma_{dzul}}$ | $\frac{\Delta \omega}{\Delta \lambda}$ |
| 0 | 900 | 1,00 | |
| 10 | 890 | 1,01 | 0,001 |
| 20 | 860 | 1,05 | 0,004 |
| 30 | 810 | 1,11 | 0,006 |
| 40 | 739 | 1,22 | 0,011 |
| 50 | 649 | 1,39 | 0,017 |
| 60 | 538 | 1,67 | 0,028 |
| 70 | 408 | 2,21 | 0,054 |
| 80 | 257 | 3,50 | 0,129 |
| 90 | 203 | 4,43 | 0,093 |
| 100 | 165 | 5,45 | 0,102 |

Hier ist

$$\min i = \sqrt{\frac{\min J}{F}}$$

(für Säulen mit Ringquerschnitt)

$i = \sqrt{1/16 (D^2 + d^2)}$, hierbei ist D der äußere und d der innere Durchmesser des Ringquerschnitts.

F der Querschnitt der Säule,
 S die größte Druckkraft.

b) Säulen mit veränderlichem Querschnitt.

Bei Säulen mit veränderlichem Querschnitt ist als Trägheitsmoment

der gedachte Wert $J_i = \mu \cdot J_m$, als Querschnitt der Wert F_m einzuführen. J_m und F_m beziehen sich auf den Querschnitt in der Mitte (Zahlentafel 2). Der Beiwert μ ist aus Zahlentafel 2 zu entnehmen. Außerdem ist bei diesen Säulen nachzuweisen, daß für den kleinsten Querschnitt F_0

$$\sigma = \frac{P}{F_0} \leq 900 \text{ kg/cm}^2$$

ist.

Zahlentafel 2. Minderungsbeiwert μ des Trägheitsmomentes für Säulen mit stetig veränderlichem Querschnitt.

| Säulenform | $J_i = \mu \cdot J_m$ |
|------------|--|
| | $\mu = 0,34 + 0,66 \sqrt{\frac{J_0}{J_m}}$ |
| | $\mu = 0,61 + 0,39 \sqrt{\frac{J_0}{J_m}}$ |

J_0 ist das Trägheitsmoment am Ende der Säule.

5. Außermittiger Kraftangriff.

Bei außermittig belasteten Säulen ist die gedachte Randspannung σ_{ω} nachzuweisen. Es muß sein

$$(2) \quad \sigma_{\omega} = \frac{\omega \cdot S}{F} + \frac{M}{W} \leq \sigma_{zul}$$

Da S eine Druckkraft ist, so ist sie mit dem $-$ Zeichen in die Gleichung einzusetzen.

$$\sigma_{zul} \begin{cases} \text{für Druck } 900 \text{ kg/cm}^2, \\ \text{für Zug } 450 \text{ kg/cm}^2. \end{cases}$$

Bei Säulen mit veränderlichem Querschnitt ist in die Gl. (2) für W einzusetzen $W_m = \frac{J_i}{D_m/2}$.

J_i ist aus Zahlentafel 2 zu entnehmen. D_m ist der Durchmesser des Säulenquerschnittes in der Mitte.

Erläuterungsbericht zum Normblattentwurf DIN E 1051 „Berechnungsgrundlagen für gußeiserne Säulen im Hochbau“.

Bei der Bearbeitung der Norm DIN 1050 „Berechnungsgrundlagen für Stahl im Hochbau“ im Ausschuß für einheitliche technische Baupolizeibestimmungen (ETB) wurde angeregt, für Bauteile aus Gußeisen eine Sondernorm aufzustellen, sie also nicht wie bisher in den Bestimmungen für Stahl im Hochbau DIN 1050 zu behandeln. Dieser Anregung stimmte der Hauptausschuß in seiner Sitzung am 16. 6. 1934 zu, zumal gußeiserne Säulen besonders auch auf dem Lande noch häufig verwendet werden.

Lager und Gelenke aus Gußeisen sind bereits in DIN 1050 § 7 behandelt. Für gußeiserne Säulen gelten zurzeit noch für Preußen die Bestimmungen über zulässige Beanspruchung von Flußeisen vom 25. Februar 1925 Abschnitt C II und III, 2. Danach ist die Knicksicherheit nach der Euler-Formel mit sechsfacher Sicherheit nachzuweisen. Diese Berechnungsweise gilt streng genommen nur für den elastischen Bereich $\lambda \geq 80$.

Der nachstehende Normblattentwurf DIN E 1051 „Berechnungsgrundlagen für gußeiserne Säulen im Hochbau“ wurde von Herrn Oberregierungs- und -baurat Wedler aufgestellt und den Ausschuß-Mitgliedern zur Stellungnahme übersandt. Da keine grundlegenden Änderungswünsche eingegangen sind, wurde auch mit Rücksicht auf die Ferienzeit von einer Sitzung des Arbeitsausschusses vor der Veröffentlichung des Normblattentwurfs abgesehen.

Der vorliegende Entwurf lehnt sich sachlich eng an den § 76 der Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken (BE), in der Fassung an DIN 1050 § 11, an.

Wir bitten, vorliegenden Entwurf zu prüfen und Änderungen bzw. Ergänzungswünsche bis zum 1. September 1936 in doppelter Ausfertigung der Geschäftsstelle des Deutschen Normenausschusses E.V., Berlin NW 7, Dorotheenstr. 40, einzureichen.