

GEBROCHENE STAUDÄMME.

Von Reg.-Baumeister a. D. Oskar Schatz und Reg.-Bfr. Heinz Boesten, Aachen.

Übersicht: Sammelbericht aus erreichbarer Literatur über verunglückte Staudämme, in dem etwa 25 solcher Unfälle geschildert und ausgewertet werden. Die Fälle sind gruppenweise zusammengefaßt nach den Ursachen der Katastrophen, als welche mangelhafte Gründung, Verwendung ungeeigneten Dammmaterials, falsche Behandlung desselben, konstruktive Fehler bei der Anordnung der massiven Einbauten, unsachgemäße Anwendung des Spülverfahrens und unzureichende Bemessung der Hochwasserentlastung erkannt werden. Als Nutzenanwendung ergeben sich sieben Bauregeln, bei deren Befolgung die Bedenken zurückgestellt werden dürfen, welche die außerordentlich hohe Zahl von Fehlschlägen gegen den Dammbau als solchen erregen könnte.

Mit größtem Interesse verfolgt heute die Fachwelt fast aller Kulturländer die Entwicklung des Baues großer Staudämme. Wie auf manchem anderen Gebiet der Technik erleben wir auch im Tal-sperrerbau die Rückkehr zu einer Bauart, die zeitweise durch moderne Forschung überholt schien. Amerika machte den Anfang, zögernd folgten andere Länder. Besonders gründlich wurde vor einigen Jahren die Ausführungsmöglichkeit hoher Staudämme in Deutschland geprüft, und auch heute noch läßt die Aufsichtsbehörde deren Bau nur unter Voraussetzungen und Vorbehalten zu, welche nach den bisherigen Erfahrungen jegliche Gefährdung der Unterlieger ausschließen.

Der scharfe Wettbewerb, den die Erddämme in Deutschland mit den massiven Staumauern erfolgreich aufgenommen haben, erklärt sich sowohl aus der Ersparnis an Baukosten, welche sich in den meisten Fällen bei der Bauweise in Erde erzielen lassen, als auch aus der Möglichkeit, die ganze Bausumme bis auf wenige Prozent in Löhnen anlegen zu können, so daß der Bau eines Staudammes wohl zu den günstigsten Arbeitsbeschaffungsmaßnahmen zählt. Diese wirtschaftlichen und sozialen Beweggründe dürfen indessen nicht darüber hinwegtäuschen, daß beim Entwurf und beim Bau großer Staudämme besondere Vorsicht anzuwenden ist, weil sich die Beanspruchung des Dammes und seine Standsicherheit nicht in der klaren Weise übersehen und nachweisen läßt, wie dies etwa bei einer Staumauer der Fall ist. Eine willkommene Hilfe bietet dem entwerfenden Ingenieur zwar die heutige Bodenfor-schung, auch steht ihm tatkräftige Unterstützung durch die mit modernen Forschungsmethoden vertrauten und mit zweckmäßigem Untersuchungsgerät ausgestatteten Versuchsanstalten zur Verfügung, so daß bei richtiger Entwurfsaufstellung und plangemäßer Bauausführung heute beim Dammbau die gleiche Sicherheit erzielt werden kann wie bei massiver Ausführung. Von größerem Gewicht als die Anwendung der modernen Untersuchungs- und Berechnungsmethoden dürften indessen die im Dammbau bisher gesammelten Erfahrungen sein, namentlich die ungünstigen Erfahrungen, und es würde an Leichtsinns grenzen, wenn der mit einem Dammbau Betraute es versäumen würde, die bisherigen Fälle von Damnbrüchen zu studieren, ihren Ursachen nachzugehen und sich die bei solchen Fehlschlägen gesammelten wichtigen Erkenntnisse zunutze zu machen.

Eine Übersicht über die bisherigen Damnbrüche ist nicht gerade leicht zu gewinnen, da die Veröffentlichungen der einzelnen Fälle in den Fachzeitschriften des In- und Auslandes verstreut sind. Es soll daher im folgenden ein knapper Sammelbericht gegeben werden, welcher weder in der Aufzählung der Dammkatastrophen, noch in der Erforschung ihrer Ursachen den Anspruch auf unbedingte Vollständigkeit erheben kann. Der Text des Berichts ist, soweit er sich auf die Schilderung der Unfälle erstreckt, teils dem Wortlaut, teils dem Sinne nach den angegebenen Quellen entnommen.

Als besonderen Vorzug des Erddammes verzeichnet immer wieder die Fachliteratur den Umstand, daß man die Bauweise in Erde auch da anwenden könne, wo weniger günstige Untergrundverhältnisse den Bau einer massiven Mauer ausschließen. Dies gilt jedoch, wenn überhaupt, so nur unter ganz bestimmten Verhältnissen und darf keinesfalls als allgemeine Bauregel angewandt werden. Wozu es führen kann, wenn man auf mangelhaftem Untergrunde einen Staudamm baut, zeigt eine ziemliche Anzahl von Damnbrüchen, von denen nachstehend einige kennzeichnende Fälle herausgegriffen sind.

Ein auffallendes Beispiel eines Staudammes mit unzureichender Gründung ist der im Jahre 1924 erbaute French-Landing-Damm bei Detroit¹. Der 9 m hohe Damm (Abb. 1) schloß stumpf-

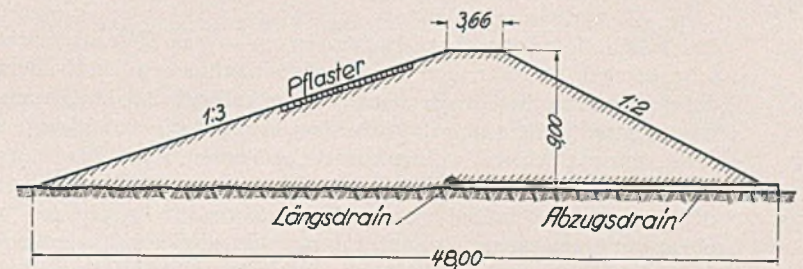


Abb. 1. French-Landing-Damm bei Detroit.

winklig an eine Bogenmauer an. Während man nun die Bogenstaumauer bis auf den Ton herunterführte und durch eine Spundwand sicherte, sah man beim Damm hiervon ab und glaubte mit einer Sohlenentwässerung auszukommen (Abb. 2). Diese bestand aus

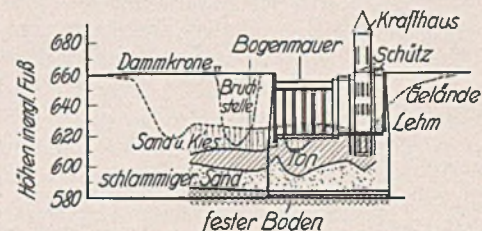


Abb. 2. Ansicht der Bogenstaumauer.

einem durchgehenden Längsstrang in Dammmachse mit anschließenden Querleitungen in je 6 m Abstand von 10 cm Durchmesser und war in Kiesbettung verlegt. Im Februar 1925 begann man mit der Füllung des Beckens. Als das Wasser bis 2 m unter Krone gestiegen war, zeigte sich etwas Strömung am Dammfuß, die aber zunächst nicht weiter zunahm. Am 4. April begannen dann die Entwässerungsrohre am Knick des Sperrbauwerks voll zu laufen. Das austretende Wasser war vollkommen klar. Es wurde daraufhin am 9. April eine Absenkung des Wasserspiegels um 1,50 m angeordnet. In die Drainrohre baute man Wassermesser ein. Als der Spiegel am 13. 4. um 0,75 m abgesenkt war, wurden Wasseraus-tritte in Gestalt von zwei dünnen Strahlen 0,60 m über Dammfuß bemerkt. Darauf öffnete man sofort die Schützen und die Drosselklappen im Kräftehaus. Es war jedoch schon zu spät: der Einsturz des Dammes begann mit der Bildung einer kreisrunden Öffnung am talseitigen Fuß, die sich schnell trichterförmig nach innen zu erweiterte und aus der das Wasser von unten heraufströmte, sie aufriß und völlig füllte. Bald stürzte die Dammkrone auf einer

¹ Vgl. Bautechn. 3 (1925) S. 393.

Länge von 41 m nach. In Höhe der Wasserlinie war die Bresche 16,5 m lang. Der Grund ist klar; der Boden war eben infolge Fehlens von bindigen Bestandteilen kein geeigneter Baugrund. Durch den Knick in der Dammachse gerieten die Ausläufe zweier Entwässerungsleitungen zusammen und boten so Gelegenheit zur Bildung eines Gerinnsels, das zunächst zur völligen Durchtränkung des Dammes an dieser Stelle und weiterhin zu schweren Auftriebserscheinungen führte. Da nun der Boden gefroren war und erst langsam auftaute, wurden die Sickerungen zu spät bemerkt, um noch Gegenmaßnahmen treffen zu können.

Aus ähnlichen Gründen brach am 11. März 1910 von den drei zusammen 2500 m langen Dämmen des Julesburgbeckens bei Sedgwick, Colorado, der 15 m hohe Westdamm auf einer Länge von 90 m bei 6 m Wasserstand². Der Dammquerschnitt ist aus Abb. 3

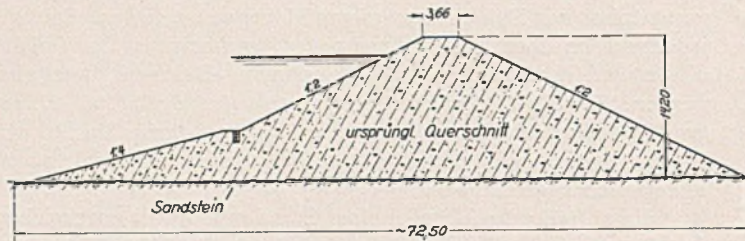


Abb. 3. Westdamm des Julesburgbeckens bei Sedgwick, Colorado. Ansicht des Dammquerschnitts im ursprünglichen Zustande.

ersichtlich. Der Untergrund bestand in 0,9—1,2 m Tiefe aus einem sehr weichen, porösen und von starken Sandlöchern und -adern durchsetzten Sandstein, der mangels einer Abfangwand dem Druckwassereintritt offen stand. Außerdem erfolgte die Schüttung in 1,2 m starken Schichten ohne künstliche Verdichtung. Die in den Felsgrund eingerissene Furche — 6 m tief in 9 m Entfernung von der Luftzehe, 2,4 m tief 15 m weiter aufwärts und 1,5 m tief in Höhe der Dammachse — deutet darauf hin, daß der Unterdruck die Felschichten an der Stelle der geringsten Überdeckung, eben an der Luftzehe, aufgebrochen und die ganz plötzlich eingetretene Zerstörung eingeleitet hat. Auch fand man flußabwärts mächtige Steinplatten (bis zu 20 m³ Inhalt), die durch einen oberflächlichen Angriff des durch die Bresche strömenden Wassers unmöglich gelöst sein konnten. Die Bresche hat man gemäß Abb. 4 geschlossen.

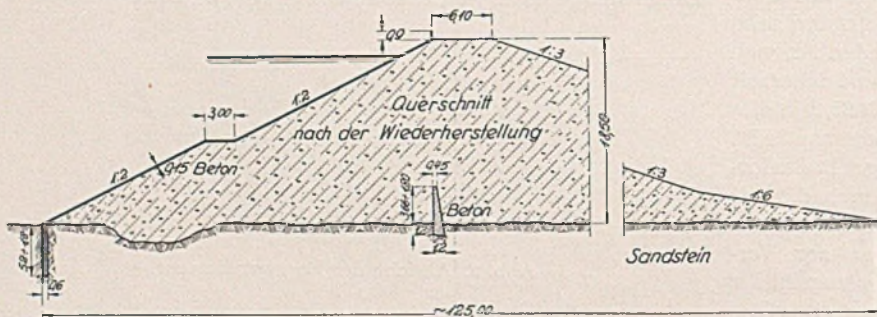


Abb. 4. Querschnitt nach der Wiederherstellung.

Zunächst wurde quer durch die Bruchstelle am wasserseitigen Fuß und ungefähr in Damm-Mitte je eine Herdmauer gezogen. Dann erfolgte die Dammschüttung in 0,20 m starken Schichten. Der Querschnitt wurde vollkommen umgestaltet. Um an der luftseitigen Böschung (jetzt 1:3) den aufgeweichten Grund in der Bruchstelle zu verdrängen, hat man die Zehe mittels Steinschüttung beschwert. Außerdem wurde entlang der ganzen Luftseite bis zu 6 m Dammhöhe eine Reihe von 1,2 m weiten und 7 m tiefen Brunnen angelegt, die zunächst zum Nachweis der Lage des gesunden Felsens dienten, später aber als Sicherheitsventil für etwa doch noch durchsickerndes Druckwasser bestehen blieben.

Ein sehr wesentliches Erfordernis für die Sicherheit eines Dammes gegen Unterspülung besteht darin, daß der den Anschluß des Dammes an den dichten Untergrund vermittelnde Teil sich

² Vgl. L u d i n Bd. 2 S. 1039 und Z i e g l e r: Der Talsperrenbau. Bd. 1 S. 21/53.

auf die ganze Dammlänge hin erstreckt. Diese Voraussetzung war beim Küddow-Damm bei Flederborn in der Grenzmark³ nicht erfüllt. Die Spundwand, welche die Unterläufigkeit des Dammes verhindern sollte, war nur in der Nähe des Wehres angeordnet (Abb. 6). Der Damm war 300 m lang und 6 m hoch. Er wurde aus einem reinen, mittelfeinen Sande geschüttet und mit Wasser eingeschlammmt. Abb. 5 und 6 zeigt die Dammquerschnitte. An der Luftseite befanden sich einige Drainrohre. Seit November 1929 wurde das Becken langsam von 20 zu 20 cm gefüllt. Am 4. Februar 1930 lag der Stau noch etwa 0,55 m unter Stauziel, die Küddow führte Mittelwasser, als plötzlich der Bruch erfolgte. Die Hochwasserentlastungsanlage und der anschließende Dammteil wurden vollständig zerstört. Die Wassermassen richteten an der unterliegenden Flußstrecke großen Schaden an. Als Ursache der Katastrophe wird angenommen, daß durch Auswaschungen oder durch artesischen Druck — die Gegend ist reich an gespanntem Grundwasser — die Hochwasserentlastungsanlage zerstört und dadurch der Bruch des Dammes eingeleitet wurde. Andere vertreten die Meinung, daß durch den Wasserüberdruck der kohäsionslose Sand des Dammes fließend geworden und in Art eines Grundbruches ausgeflossen ist. Eine Durchführung der Spundwand über die ganze Dammlänge hätte dies verhindert.

Selbst die Anordnung eines festen Betonkerns im Damm sichert nicht unbedingt gegen Unterläufigkeit. Der Longwalds-Pond-Damm bei Fairview⁴ bestand aus Sand und Lehm und hatte einen festen Betonkern. Er war rd. 91 m lang und 9,15 m hoch. Seine Kronenbreite betrug 4,60 m. Die wasserseitige Böschung war 1:3 geneigt, die Luftseite auf 10 m von Krone gemessen 1:2,5, der übrige Teil 1:4,5. Am 17. Juli 1922 brach der Damm. Die Wassermassen stürzten sich zunächst auf den unterhalb gelegenen Roberts Pond-Damm, zerstörten auch diesen und überfluteten dann die Stadt Willimansett, wo großer Schaden angerichtet und zahlreiche Menschenleben vernichtet wurden. Der Bruch ist auf Unterspülung des Kerns durch Quellen und Wasseradern zurückzuführen. Dies geht schon daraus hervor, daß der Kern in seinem oberen Teil nicht beschädigt wurde und nur am Fuß zu Bruch ging. Die

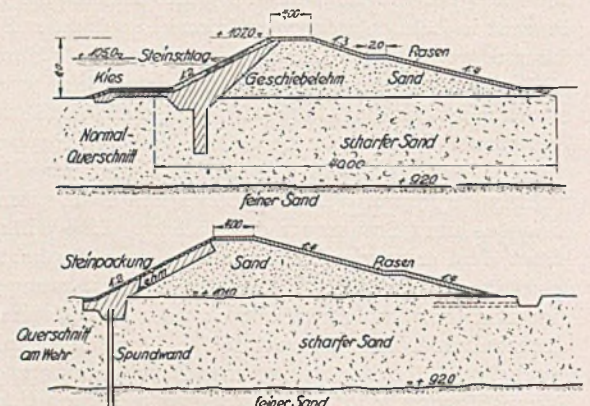


Abb. 5 und 6. Dammquerschnitte des Küddow-Dammes bei Flederborn in der Grenzmark.

Bresche hatte eine Länge von rd. 24 m und befand sich in einer Höhe zwischen 1,8 und 4,9 m.

Denkbar schlechte Untergrundverhältnisse waren die Ursache für den Bruch des Staudammes von Skottdale⁵. Der Damm wurde im Jahre 1901 erbaut. Bei 18 m Höhe erhielt er eine Kronenbreite von 3,66 m. Das Dammmaterial, Kleiboden mit genügendem Sand- und Kiesgehalt, wurde lagenweise aufgebracht und abgewalzt. Beide Böschungen erhielten zum Schutz eine 60—90 cm starke Steinpackung. In die Dammkrone wurde eine doppelte Bohlenreihe in 1,80 m Abstand gerammt. Der Bruch erfolgte am 17. Juni 1904. Der Untergrund an dem einen Ende des Dammes wird von

³ Vgl. Bautechn. 8 (1930) S. 281, Wasserkr. u. Wasserwirtsch. 25 (1930) S. 61.

⁴ Vgl. Engng. News Rec. 88 (1922) S. 121.

⁵ Vgl. Engng. News 52 (1904) S. 107.

einer schiefrigen, sehr klüftigen Felsbank durchzogen. Dieseschließt in 9—10 m Tiefe eine 50 cm dicke Kohlenader ein. Die Schichten fallen in einem Winkel von 5—8°. Man hat es unterlassen, die Felsbank durch eine Herdmauer abzuriegeln oder wenigstens die Hohlräume und Klüfte durch Zementeinpressungen zu dichten. So wurde der Damm an der betreffenden Stelle von unten her langsam durchweicht. Die Setzungserscheinungen häuften sich mehr und mehr, bis schließlich der Dammboden flüssig wurde und ganz ausfloß.

Auch der an sich sachgemäß konstruierte Zuni-Damm in Neu-Mexiko⁶ wurde ein Opfer des schlechten Baugrundes. Er bestand aus einem Stützkörper aus Steinpackung und einem gespülten Dichtungskörper (Abb. 7). Seine Höhe betrug 21,30 m. Der Unter-

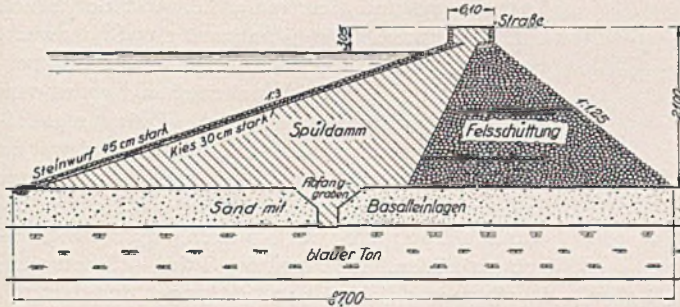


Abb. 7. Zuni-Damm in Neu-Mexiko.

grund bestand aus Sand. In 6 m Tiefe stand blauer Ton an. Durch einen Herdgraben im wasserseitigen Teil des Dammes wurde der Anschluß an die Tonschichten gewonnen. Der Bau ging so vor sich, daß man zunächst die Steinpackung herstellte, deren wasserseitige Böschung mit einer 1,5—3,0 m starken Erddecke bewarf, um das Eindringen der Spülmassen zu verhindern, und dann den Erddamm spülte. Dabei machte man die Erfahrung, daß feiner Sand als Vorlage die Steinpackung besser dichtete als Ton. Der Damm an sich war auch dicht. Die teilweise Zerstörung wurde durch eine Lavaschicht verursacht, die den linken Hang durchzog und bis unter den dort befindlichen Überfall reichte. Man hatte diese Schicht nicht für bedenklich gehalten. Wasseradern durchbrachen nun die Lava und unterspülten den Überfall und den anschließenden Damnteil, wo am 6. September 1909 der Bruch erfolgte. Zur Wiederherstellung soll quer durch die Lavaschicht ein Betonkern bis auf den dichten Ton gezogen worden sein.

Gegenüber den Katastrophen infolge Überströmung oder Unterläufigkeit, deren Aufzählung sich noch fortsetzen ließe, sind die Fälle von Damnbrüchen erheblich zahlreicher — auch lehrreicher —, welche auf die Bauart des Dammes selbst zurückzuführen sind. Hier steht an erster Stelle die Verwendung ungeeigneten Dammmaterials oder der unsachgemäße Einbau des Dammbodens. Solche Fehler haben meist kurz nach dem Einstau Sickerungen zur Folge, welche ständig zunehmen und alsbald die Standicherheit des Dammes gefährden, so bei dem Damm der Coloradosprings-Wasserwerke⁷. Die Dammlänge betrug 335 m. Sein Querschnitt geht aus Abb. 8 hervor. Der Damm ist aus zersetztem

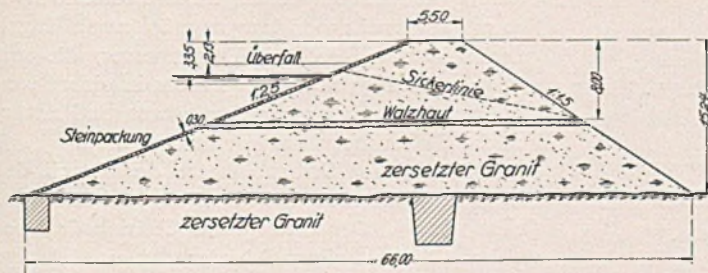


Abb. 8. Dammquerschnitt der Coloradosprings-Wasserwerke.

Granit geschüttet, welcher Schürflöchern entnommen wurde. Lehm oder Ton konnten nur in verschwindenden Mengen gewonnen wer-

den. Das Ostende des Dammes liegt auf einem kleinen Hügel zersetzten Granits, durch welchen Sickerungen von 27—54 l/s erfolgten. Am 22. Juni 1912 wurden bei einem Stau von 1,22 m unter Überfallkrone und 3,35 m unter Dammkrone auf der Luftseite 8 m unter Dammkrone Sickerungen entdeckt. Eine Anzahl großer Löcher wurde an der Außenböschung ausgewaschen, von denen sich einige bis zur Krone erstreckten. Die Dammböschung war durch einen starken Schneefall aufgeweicht. Schon bei einer so rasch wie möglich vorgenommenen Senkung des Stauspiegels um 0,45 m hörten die Sickerungen beinahe gänzlich auf. Es wurde indessen noch um weitere 0,92 m abgesenkt. In den Rutschflächen ließ sich eine Schicht dichten Materials, eine sogenannte Walzhaut erkennen, welche sich auf 150—180 m ziemlich gleichmäßig längs des Dammes erstreckte. Über dieser Lage, die einem Schürfloch

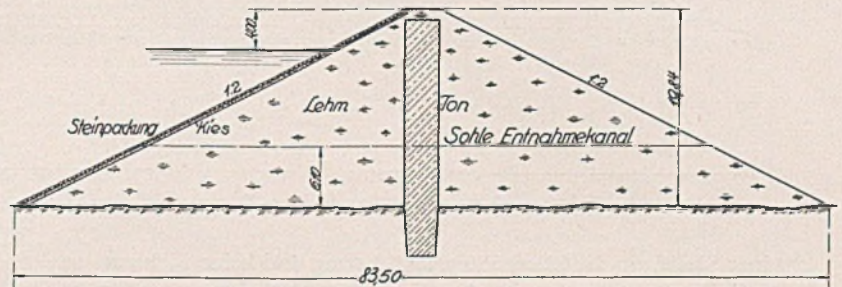


Abb. 9. Querschnitt des Lyman-Dammes am Little Coloradoriver, Arizona.

mit lehmigem Material entnommen zu sein scheint, erfolgte die Durchsickerung. Eine Stauhöhe von 4,72 m unter Krone wurde für zulässig erachtet.

Schlimmer rächte sich die ungenügende Verdichtung des Dammbodens beim Lyman-Damm am Little Coloradoriver, Arizona⁸. Der Damm wurde im August 1913 vollendet. Er hatte eine Kronenlänge von 250 m und bestand aus Lehm bester Beschaffenheit mit Tonkern. Der Anschluß an den Untergrund, über dessen Zusammensetzung nichts gesagt ist, wurde durch sorgfältig mit Ton ausgestampfte Gräben von 61/61 cm in 0,91 m Abstand hergestellt. Der Damm wurde auf $\frac{3}{4}$ seiner Länge bis an das Flußbett geschüttet und der Teil im Flußbett selbst bei NW hergestellt. Über die Gründung und Wasserhaltung an dieser Stelle finden sich keine Angaben. Vielleicht hat man mit Hebern gearbeitet, da die Sohle des Entnahmekanals 6,10 m über Flußsohle liegt (Abb. 9). Das Becken war beim Bruch am 14. April 1915 etwa 16 m über Sohle gefüllt. Am selben Tage war es noch von den Aufsichtsbeamten besichtigt und in Ordnung befunden worden. Am luftseitigen Dammfuß in Flußmitte brach plötzlich ein Wasserstrom von 9 m Höhe empor, welchen der Damm in einem Bogen von 23 m Spannweite frei überspannte. Dieser brach aber bald zusammen und es entstand eine Lücke von 106 m Breite. Die Entnahmeleitung blieb unversehrt. Die hohe Lage der Entnahmeleitung hat augenscheinlich die Dichtungsarbeiten im tiefsten und wichtigsten Teile des Dammes auf ein Mindestmaß beschränkt und so eine Durchweichung des Dammfußes veranlaßt. Bei der Wiederherstellung des Dammes soll daher noch ein Grundablaß eingebaut worden sein.

Ähnlich lagen die Verhältnisse beim Hebron-Damm in Neu-Mexiko⁹. Er hatte eine Länge von 1130 m. Nach den vorhandenen Beschreibungen und Lichtbildern ergibt sich der in Abb. 10 dargestellte Querschnitt. Die Wasserentnahme erfolgte durch einen dreiteiligen Kanal aus Eisenbeton, der mit fünf Rippen versehen war, die 1,52 m in die Schüttung eingriffen. Die drei Öffnungen von je 1,22 m² Querschnitt konnten durch handbewegte Schieber verschlossen werden. Die Sohle des Entnahmekanals lag verhältnismäßig hoch, wodurch wieder die Dichtungsarbeiten am tiefsten Punkt des Tales beeinträchtigt wurden. Die Krone des Hochwasserüberfalls befand sich 3,96 m unter Dammkrone, jedoch konnte durch hydraulisch betätigte Klappen der Stauspiegel um

⁶ Vgl. Engng. News 62 (1909) S. 597.

⁷ Vgl. Z. f. Bauw. 73 (1923) S. 296.

⁸ Vgl. Z. f. Bauw. 73 (1923) S. 303.

⁹ Vgl. Ziegler: Der Talsperrenbau. Bd. 1 S. 226.

1,52 m bis 2,44 m unter Dammkrone gehoben werden. Das wasserseitige Steinpflaster und der Überfall waren noch nicht fertig, als dieser schon durch eine Hochflut 0,91 m hoch überströmt und beschädigt wurde. Längs des Entnahmekanals traten Sickerungen bis zu 28 l/s auf, so daß man sich gezwungen sah, den Stau wieder zu senken. Infolge ununterbrochenen Regens trat dann am 1. Mai 1914 der Überfall in Tätigkeit. Am 2. Mai erfolgte der Bruch an

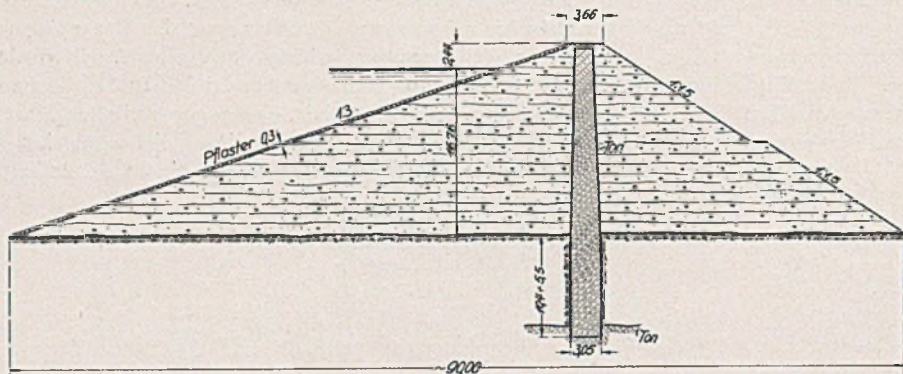


Abb. 10. Querschnitt des Hebron-Dammes in Neu-Mexiko.

einer Stelle, wo die Stauhöhe 9,50 m betrug und keine Sickerungen beobachtet worden waren. Aus einer etwas östlich von der Bruchstelle beobachteten starken Durchsickerung schließt man, daß der Damm an der tatsächlichen Durchbruchsstelle völlig durchweicht war, was zweifellos auf ungünstiges Dammmaterial zurückzuführen ist. Das infolge der Durchsickerung entstandene Loch zog sich 6,10 m in die luftseitige Böschung hinein, ohne daß ein Riß bemerkbar gewesen wäre, verengte sich allmählich auf 0,25 m Durchmesser und befand sich an dieser Stelle 11,3 m von der wasserseitigen Böschung entfernt und 0,30 m unter Hochwasserspiegel. Wenn der Durchfluß nicht durch Senkung des Spiegels oder Nachfall verhindert worden wäre, hätte diese Sickerung zu einem Durchbruch geführt. Man nimmt an, daß der tatsächliche Bruch auf ähnliche Weise eingeleitet wurde. Die Bresche war rd. 7,50 m weit und lag 3,66 m über Dammfuß. Sie erweiterte sich später auf 0,60 m.

Von welcher Wichtigkeit eine gleichmäßige Verdichtung der Schüttmassen ist, zeigt ferner der Einbruch des Apislapa-Dammes bei Fowler, Colorado¹⁰. Der 178 m lange Damm wurde 1920 fertiggestellt. Eine bis auf den Felsen reichende eiserne Spundwand sollte eine Unterläufigkeit verhindern. Von Geländehöhe ab setzte man darauf eine Holzspundwand, die noch einige Meter in den geschütteten Dammkörper einband. Der dichte Anschluß der Erde an den Fels wurde an den Hängen durch eine Betonmauer erzielt. Diese sollte ursprünglich als Kern den ganzen Damm durchziehen, wurde aber aus finanziellen Gründen nicht ausgeführt. Ferner sollte die Dammkrone mit Rücksicht auf nachträglich festgestellte Konstruktionsfehler in der in Abb. 11 gezeichneten Form erhöht

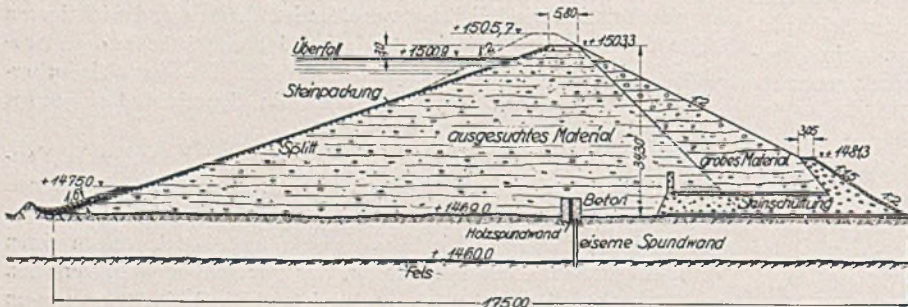


Abb. 11. Querschnitt des Apislapa-Dammes bei Fowler, Colorado.

werden. Auch dies ist unterblieben. Das Dammmaterial bestand aus feinem Sand mit bindigen Bestandteilen. Es sollte gemäß Abb. 11 nach grobem und ausgesuchtem Gut getrennt eingebaut werden. Nach vorliegenden Berichten war aber keine wesentliche Sortierung der Böden zu erkennen. Schon vor der Fertigstellung hatten sich

¹⁰ Vgl. Dtsch. Wasserwirtsch. 19 (1924) S. 69; Bautechn. 2 (1924) S. 87 und Z. Bauverw. 45 (1925) S. 73.

Leckstellen und Risse gezeigt. Durchquellungen in 7,50 m unter Dammkrone mußten gestopft werden. Am 22. August 1923 — die Steinpackung war erst bis 6,5 m unter HW aufgebracht — zeigte sich auf der Ostseite des Dammes eine Einsenkung und das Eindringen großer Wassermengen in Spiegelhöhe. Es waren im oberen Flußgebiet schwere Wolkenbrüche niedergegangen und der Staupegel stand im Becken 3 m höher als je zuvor und zwar 0,3—0,9 m unter Überfallkante und 3—4 m unter Dammkrone. Wenige Minuten darauf brach auf der Westseite, 150 m von der Eintrittsstelle entfernt, 10 m unter Krone ein schmutziger mandsdicker Wasserstrahl an der Luftseite hervor, der schnell zunahm. Es entstanden Einsenkungen längs der Dammkrone und nach kurzer Zeit trat der Bruch ein. Der ganze Damm mitsamt der Spundwand wurde fortgerissen. Der Sachschaden war aber verhältnismäßig gering. Menschenleben wurden von der Katastrophe nicht betroffen. Es kommen folgende Ursachen in Betracht: Das Dammgut war zu ungleichmäßig; während die oberen Lagen magerer Lehm und Kalk waren und sich wenig setzten, bestanden die unteren aus bindigen, zu Sackung neigenden Böden. Die Form des Tales — unten steil, oben flacher — führte zu ungleichmäßigen Setzungen und dadurch zu Schubrisen. Die Verdichtung blieb bei der großen Stärke der Schichten auf die Oberfläche derselben beschränkt, führte dort aber zu schieferharten Walzhäuten. Die geplante Kernmauer hätte nichts geholfen, da sie zu niedrig war. Wohl hätte sofort bei dem Auftreten der Quellungen und Risse ein bis in die fetteren Schichten reichender Lehmern eingebaut werden sollen.

Eine besondere Gefahrenquelle bildet beim Dammbau die Anordnung der Grundablässe und Entnahmeleitungen. Die in dem

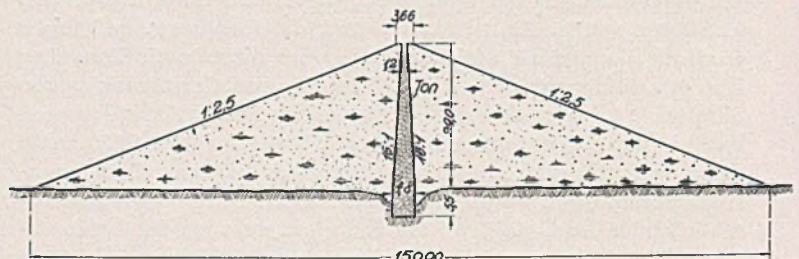


Abb. 12. Querschnitt des Daledike-Dammes bei Sheffield.

plastischen Dammkörper liegenden massiven Bauwerke stellen Fremdkörper dar, welche das Gefüge des Dammes stören und längs ihrer Oberfläche den Wasserdurchtritt erleichtern. Die Zahl der Dämme, welche der Durchsickerung längs der Entnahmeleitung zum Opfer fielen, ist auffallend groß. Ein Schulbeispiel ist der im Jahre 1864 gebrochene Daledike-Damm bei Sheffield¹¹. Sein Querschnitt ist nach der Beschreibung dargestellt worden (Abb. 12). Der Bruch erfolgte am 12. März 1864. Die Ursache der Zerstörung liegt in der Anordnung der Entnahmeleitung. Diese bestand nämlich nur aus zwei 150 m langen gußeisernen Kugelenkrohren von 0,46 m Durchmesser, die mit 0,76 m Abstand unter dem Damm in einem tongefüllten Graben blank verlegt waren und natürlich die Sickerungen hervorrufen mußten.

Die gleiche Ursache hatte der Bruch des Horsecreek-Dammes bei Denver, Colorado im Jahre 1914¹². Der Untergrund (Prärieboden) besteht aus durchlässigem Schiefer, den eine lehmige Sandschicht von 4,6—5,5 m Mächtigkeit — an der Bruchstelle allerdings nur 0,9—1,5 m — bedeckt. Außerdem verläuft über dem Schiefer in diagonaler Richtung eine Bank weichen ausspülbaren Sandsteins, der ebenfalls geschichtet und durchlässig ist. Die

¹¹ Vgl. Ziegler: Der Talsperrenbau. Bd. 1 S. 218.

¹² Vgl. Ziegler: Der Talsperrenbau. Bd. 1 S. 222 und Engng. News 71 (1914) S. 829.

wasserseitige Hälfte der Grundfläche wurde in Stärke von 0,30 m abgeräumt und auf der talseitigen Hälfte abgesetzt, wo Rasen, Wurzeln usw. nach dem Bruch deutlich sichtbar waren. Dann wurde die Wasserseite gepflügt und aus Schürfgärten der Oberflächenboden senkrecht zur Dammachse bis dicht an die beiderseitigen Böschungsfüße heran im unteren Teile des Dammes eingebaut. Darüber packte man die tieferen Schichten der Schürfgärten, bestehend aus weichen Schiefen. Das Material wurde ohne Walzen und Annässen in 1,22—1,83 m starken Schichten verstürzt — vorgeschrieben war max. 0,9 m — und mit einer pflugartigen Kratze ausgebreitet. Kern oder Herdgräben fehlten. Wohl erhielt die wasserseitige Böschung eine Betonbekleidung. Zweifellos war die Gründung des Dammes unzureichend. Auch fehlte es an der sachgemäßen Behandlung des Dammbodens. Herbeigeführt wurde die Katastrophe jedoch durch Sickerungen längs der Entnahmeleitung. Der Entwässerung des Vorlandes diente eine verbleite Rohrleitung im tiefsten Punkt der Sohle, die eigentliche Entnahmeleitung dagegen lag 6 m über Sohle. Sie hatte eine Länge von 52 m und bestand aus einem hufeisenförmigen Eisenbetongewölbe von 2,44 m Lichtweite. Die flache Sohle ruhte unmittelbar auf alluvialen Schichten sandigen Lehms. Rippen sollen am Entnahmekanal nicht vorhanden gewesen sein. Abschließend mit der wasserseitigen Kronenkante (Abb. 13) erhob sich über dem Kanal ein vier-

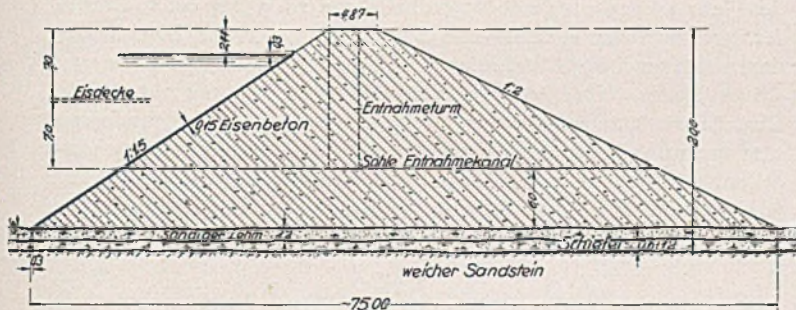


Abb. 13. Horsecreek-Damm bei Denver, Colorado. Dammquerschnitt.

eckiger Entnahmeturm in offener Verbindung mit dem Stauwasser, der die Verschlusseinrichtungen enthielt. Zwei waagerechte Fugen dieses Turmes sollen den Wassereintritt in den Damm und Sickerungen längs der Entnahmeleitung verursacht haben, so daß sich am Dammfuß Durchsickerungen von 28 l/s auf 300 m Länge zeigten. Der 75 m breite Durchbruch erfolgte am 29. Januar 1914. Er begann am Entnahmekanal. Die unzureichende Gründung und das hohe Sackmaß des Dammes — beim ersten Einstau waren erhebliche Sackungen der Krone eingetreten — lassen auf Brüche und Undichtigkeiten der Entnahmeleitung schließen. Es waren keine Vorkkehrungen getroffen, um Sickerungen zu verhindern, auch bot weder die Beschaffenheit des Untergrundes noch die Art des Einbaues des Dammgutes dem durchtretenden Wasser irgendwelchen Widerstand. Die Eisdecke, die am Tage des Bruches den Wasser-

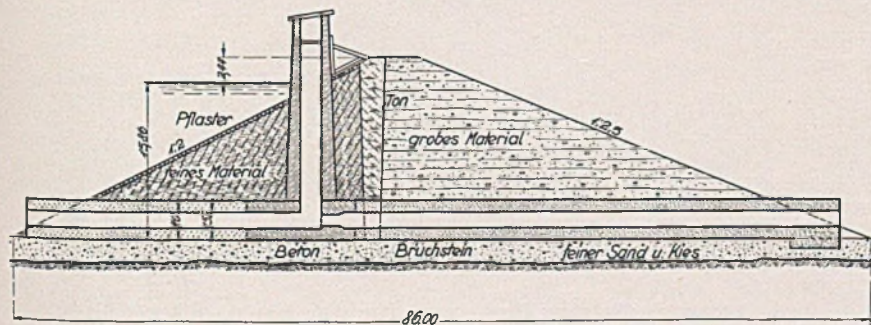


Abb. 14. Querschnitt des Hatchtown-Dammes am Sevierfluß, Utah.

spiegel bedeckte, war an die Betonbekleidung angefroren und riß diese bei dem plötzlichen Absinken des Spiegels herunter. Zur Wiederherstellung wurde eine Verbreiterung der Krone auf 5,48 m, eine Verflachung der Böschung auf 1:2,5 und die Gründung der Entnahmeleitung auf Fels vorgesehen.

Nicht so klar ist die Veranlassung für den Bruch des Hatchtown-Dammes am Sevierfluß, Utah zu erkennen¹³. Der Damm wurde in den Jahren 1907/08 gemäß Abb. 14 erbaut. Sein Bruch erfolgte am 25. Mai 1914. Der Damm liegt in einem vulkanischen Störungsgebiet. Beim ersten Einstau zeigten sich am Ostende desselben Quellungen, welche aber durch eine schwere Felspackung vollständig zum Stehen gebracht werden konnten. Andere Quellen am nördlichen Berghang, an welchem sich der Entnahmekanal hinzog, wurden aber nicht vollständig und tief genug gefaßt und haben den Hang allmählich gelockert. Auf der Südseite des Dammes wurde durch Triebsand und Schlamm der Aushub des Schlitzes für den Tonkern unmöglich gemacht. Man rammt deshalb hier eine Holzspundwand, von der man „glaubte“, daß sie den festen Untergrund — durch Kalk gebundenen tonigen Kies — erreichte. Sie war aber auf 66 m Länge nur 1,2—1,5 m unter Flußspiegel eingetrieben, obgleich eine Sondierstange unbegrenzt eindrang. Das Material des unter Wasser gestürzten Tonkerns entbehrte der Kohäsion und Gleichartigkeit. Ebenso scheint das Dammgut und sein Einbau unzweckmäßig gewesen zu sein, so daß schon 1910/11 Rutschungen auf der Wasserseite eintraten. Sickerungen am Westhang, die von hochliegendem, bewässertem Ackerland herrührten, wurden durch ein Drainagenetz zum Flusse abgeleitet. Es zeigte, solange es noch zu beobachten war, unveränderte Ergiebigkeit. Ebenso wurde seitlich je ein Drainstrang längs des gemauerten Entnahmekanals auf der Luftseite des Dammes in zwei Schlitzten 0,76—2,44 m tief durch Sand und Kies auf den hardpan verlegt. Der Entnahmekanal selbst war ungenügend fundiert und hatte keine Rippen. Im Jahre 1912 hatten sich die Verschluschieber geklemmt und mußten durch Sprengungen entfernt werden. Dabei wird wohl die Dichtung des Dammes beschädigt oder die Entnahmeleitung undicht geworden sein, so daß das Wasser in den Dammkörper eindringen konnte. Etwa 5 m oberhalb der Entnahmeleitung brach auch zuerst ein geschlossener Strom schmutzigen Wassers von rd. 0,10 m Durchmesser hervor, welcher sich zwei Stunden lang kaum veränderte. Dann begann die Außenböschung erst in kleinen, dann in größeren Flächen abrutschend auf ein paar Minuten den Strom zu unterbrechen, bis er sich wieder freigewählt hatte. Als der Rutsch die Dammkrone erreicht hatte, wurde die Lücke frei und das Wasser floß offen ab. Glücklicherweise entstand nur Materialschaden.

Ein vielbesprochener Fall, welcher ebenfalls in dieses Kapitel gehört, ist der Bruch des Dammes der Weißen Desse in Böhmen¹⁴. Die Länge des Dammes betrug 240 m. Er wurde erst 1915 vollendet, bereits am 18. September 1916 zerstört. Der Untergrund besteht aus verkittetem, granitkiesigem Lehm bis zu unerforschter Tiefe. Aus diesem wurde auch der Damm in 0,40 m starken Schichten hergestellt (Abb. 15). Das Material wird als grusartig, wenig tonhaltig und wasseraufnahmefähig, also porig bezeichnet. Im linken Hang befand sich der massive Betongrundablaß auf Pfahlrostgründung, in dessen Innern ein eisernes Rohr frei verlegt war. Am Ein- und Auslauf befand sich eine 4 m lange Spundwand, die

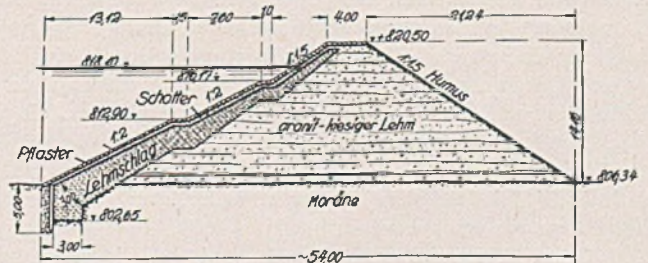


Abb. 15. Querschnitt des Dammes der Weißen Dese in Böhmen.

sich in der Längsrichtung des Dammes als Flügelspundwand fortsetzte. Die Sohle des Grundablasses band mit Querrippen, die mit Lehm überstampft wurden, 3,5 m in den Talgrund ein. Schieber-

¹³ Vgl. Ziegler: Der Talsperrenbau, Bd. I S. 224.

¹⁴ Vgl. Ziegler: Der Talsperrenbau, Bd. I S. 228 und Z. VDI 60 (1916) S. 821 u. 1029.

schacht, der sich aus der wasserseitigen Böschung erhob, und Rohrstollen waren aber sonst glatt. Vor Eintritt des Unfalls soll über dem Scheitel des Rohrstollens zuerst ein fingerdicker Wasserstrahl, nach $\frac{1}{4}$ Stunde ein armdicker, schmutziger Strahl beobachtet worden sein. Hierauf sei der Damm längs des Stollens zusammengebrochen. Der Leerlauf soll sich innerhalb von 20 Minuten vollzogen und mit einer 4—5 m hohen Welle angesetzt haben. Die angerichteten Verwüstungen waren sehr groß. Als Ursache kommen zwei Möglichkeiten in Betracht: Die glatten Wände von Schieber-schacht und Entnahmestollen boten den Sickerungen einen bequemen Weg. Das Dammmaterial wurde durchtränkt und floß schließlich aus. Daneben können Spundwände und Pfahlrost den Kanal anfänglich besser unterstützt haben, als es die übrige Grundfläche war; der Damm hat sich also aufgehängt. Später haben sich aber infolge des Staudrucks an den Pfählen Wasseradern aus dem angeschnittenen Untergrund emporgezogen und den Erdwiderstand herabgesetzt, so daß die Pfähle unter der Stollenlast weiter absackten. So entstanden oberhalb des Scheitels Hohlräume, in die das Wasser leicht eindringen konnte.

Als letztes Beispiel für die Gefährdung eines Staudammes durch die Entnahmeleitung sei der Dallas-Damm in Texas aufgeführt¹⁵. Die Herstellung des Dammkörpers ging einwandfrei vor sich. Das Dammgut wurde in 0,30 m starken Schichten von zwei Seilbahnen aus geschüttet, angenäßt und mit 15 t Walzen verdichtet, nachdem vorher der Boden durch Pflügen 0,15 m tief bei 0,46 m Abstand der Furchen aufgeraut war. Zur Abdichtung des Untergrundes hob man in Dammachse einen Graben aus; in diesen wurde eine Spundwand gerammt und mit Tonschlag eingedichtet. Zur Umleitung und Abführung des Baches während der Bauzeit diente ein im gewachsenen Boden — Ton mit Kieseinlagerungen und Beimischungen — eingelassener Betondurchlaß von 1,22 m Breite und 1,83 m Höhe (Abb. 16). Er konnte durch ein Holzschütz

Der Hatfield-Damm am Blackriver¹⁶ in Amerika bildet die Fortsetzung eines das Flußbett absperrenden Wehres auf dem linken Ufer. Er hatte eine Länge von rd. 350 m und eine Höhe von 8 m und lehnte sich mit der Luftseite an einen Eisenbahndamm an (Abb. 17). Derselbe verstärkte also, wengleich etwas niedriger, den Dammquerschnitt. Hier erfolgte am 5. Oktober 1911 der Bruch. Die Kernmauer beider Anschlußdämme stand auf festem Fels und reichte bis 1,83 m über Wehrkrone und 1,82 m unter Dammkrone. Die größte Strahldicke am Überfall war mit 3,10 m angenommen, stieg aber auf 3,44 m, so daß der Wasserspiegel 1,61 m über der Krone des Kerns und nur 0,21 m unter Dammkrone lag. Das Hinterfüllungsmaterial der Kernmauer bestand aus losem Boden mit großem Sandgehalt. Das Wasser durchtränkte nun den Boden über dem Kern und spülte ihn schließlich mitsamt der Hinterfüllung hinweg. Darauf stürzte die Mauer, ihres Halts beraubt, auf 150 m Länge in Blöcken von 9—15 m ein. Durch eine unterhalb gelegene zweite Stauanlage wurden die Wassermassen in ein altes Flußbett abgedrängt, auf dem das Geschäftsviertel der Stadt Blackriverhalls stand. Dieses wurde weggespült. Die Bewohner waren jedoch rechtzeitig gewarnt worden, so daß Menschenleben verschont blieben.

Beim Qued-Kebir-Damm in Tunis¹⁷ verhinderte aufmerksame Beobachtung vom Betonkern aus den Einsturz. Zu Anfang des Jahres 1925 wurde der 35 m hohe und rd. 350 m lange Damm fertiggestellt. Er enthielt eine Zellenkernmauer aus Eisenbeton, deren wasserseitige Abschlußwand eine Reihe Tonnengewölbe von 2,13 m Spannweite bildet, während die Luftseite aus einer ebenen Eisenbetonplatte besteht. Die Versteifungswände im Abstände von 2,20 m sind mit Durchlaßöffnungen für die Verbindungsstege versehen, um die Kontrolle der ganzen Mauer zu ermöglichen. Die wasserseitige Böschung des von Hand eingebrachten Fußdammes wurde mit einer Magerbetonschicht abgeglichen, um die Keilwir-

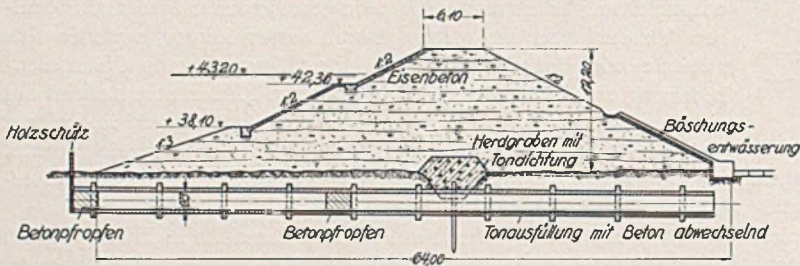


Abb. 16. Dallas-Damm, Texas. Dammquerschnitt durch den Entnahmestollen.

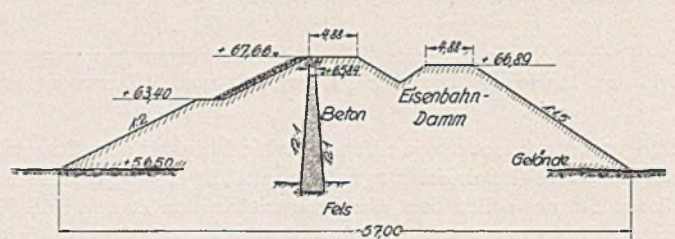


Abb. 17. Querschnitt des Hatfield-Dammes am Blackriver in Amerika.

verschlossen werden. Der eigentliche Entnahmestollen war getrennt vom Damm durch den felsigen Hang getrieben. Nach Vollendung des Dammes wurde der Durchlaß dicht hinter dem Einlaßschütz mittels eines Betonpfropfens und einer Tonausstampfung bis unterhalb der oberen Berme verschlossen. Trotz der Rippen drang aber Wasser bis in den offen gebliebenen luftseitigen Teil des Kanals. Dieser war wahrscheinlich durch die Dammlast in den Boden gedrückt worden und gebrochen. Man hat daraufhin einen Raum von 1,50 m hinter der ersten Tonausfüllung freigelassen und dahinter eine zweite Ausfüllung eingebracht, in die ein Rohr von 25 mm Durchmesser eingebettet war. Durch dieses Rohr wurde dann Zement unter 1,4 Atm. Druck in den Hohlraum eingepreßt. Nachdem das Rohr keinen Wasseraustritt mehr zeigte, wurde auch der übrige Teil des Stollens abwechselnd mit Ton und Beton ausgefüllt. Die Dichtung ist gelungen und eine Zerstörung des Dammes konnte so verhütet werden.

Gegen Wasserdurchtritte, mögen sie nun infolge undichten Dammbodens oder längs der Grundablässe erfolgen, bietet zweifellos der Einbau einer massiven Dichtungswand, z. B. einer Beton-tafel, eine große Sicherheit. Unbedingte Voraussetzung ist allerdings, wie schon an dem Beispiel des Longwalds-Pond-Dammes bei Fairview gezeigt wurde, der dichte Anschluß dieser Wand an den festen Untergrund. Aber auch darüber hinaus sind bei Entwurf und Ausführung des Kerns Vorsichtsmaßnahmen zu beobachten, wie die drei folgenden Fälle zeigen.

¹⁵ Vgl. Z. f. Bauw. 73 (1923) S. 295.

kung zu begünstigen (Abb. 18). Dadurch wurde aber eine Gleitfläche geschaffen, durch die wahrscheinlich nur der passive Erd- druck des Keiles statt des ganzen Stützkörpers zur Wirkung kommt. Als im Oktober des Jahres 1925 der Stau etwa in halber Höhe des Dammes angelangt war, wurde sowohl auf der Wasser- wie auf der

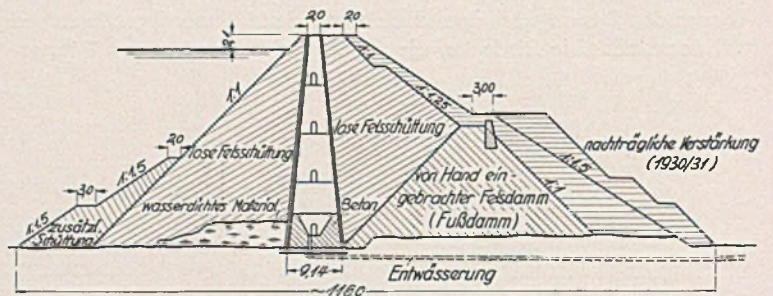


Abb. 18. Querschnitt des Qued Kebir-Dammes in Tunis.

Luftseite eine Setzung der Felschüttung bis zu 0,60 m beobachtet. Im Laufe der folgenden vier Jahre änderte sich der Stauspiegel nur wenig. Im März 1929 füllte sich das Becken infolge Hochwassers bis 0,15 m unter Überlaufkante. Die Folge war eine beträchtliche Setzung der Felschüttung und in Verbindung damit eine Verschiebung des Kerns um 0,81 m an der Krone. Die Fels-

¹⁶ Vgl. Z. f. Bauw. 73 (1923) S. 305; Engng. News 66 (1911) S. 484.

¹⁷ Vgl. Bauing. 14 (1933) S. 278.

schüttung an der Luftseite beulte aus, Böschungsplatten brachen und am Dammfuß zeigte sich eine Quelle, woraus man auf einen Bruch des Kerns schloß. Nach Absenkung des Stauspiegels trat eine geringe Rückwärtsbewegung der Mauer ein. Die nachfolgende Besichtigung ergab dann, daß der Kernfuß abgesichert und nach der Luftseite gekippt war (Abb. 19). Man hat daraufhin die unteren

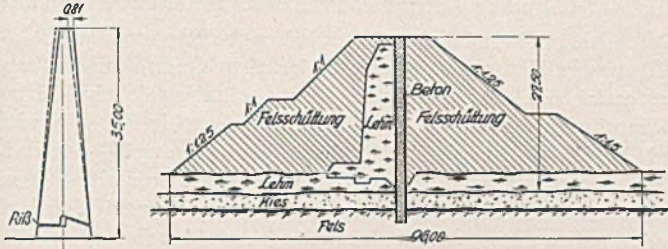


Abb. 19.
Bruch des
Dammkerns.

Abb. 20. Querschnitt des Eildon-Dammes bei Viktoria in Australien vor dem Einsturz.

Teile der Zellen mit Beton ausgefüllt und mit Herdmauern und Fels verankert. Die Luftseite wurde durch eine neue Schüttung verstärkt. Bisher ist aber das Staubecken nicht wieder gefüllt worden.

Der Eildon-Damm bei Viktoria in Australien¹⁸ war 27,5 m hoch und hatte einen Kern mit vorgelagerter zusätzlicher Lehmdichtung (Abb. 20). Durch eine Dammrutschung wurde der Kern in Mitleidenschaft gezogen, verhinderte aber den völligen Einsturz des Dammkörpers. Am 20. April 1929 sackte die wasserseitige Steinschüttung auf 366 m Länge plötzlich ab. Am 30. Mai schritt die Absenkung weiter fort. Man stellte fest, daß die Krone der Lehmdichtung um 15,5 m unter Kernoberkante gesunken war und dadurch die Kernmauer auf rd. 8 m Tiefe freigelegt hatte. Der wasserseitige Dammfuß hatte sich um 16,75 m hinausgeschoben (Abb. 21). Durch den Überdruck des luftseitigen Damnteiles wurde

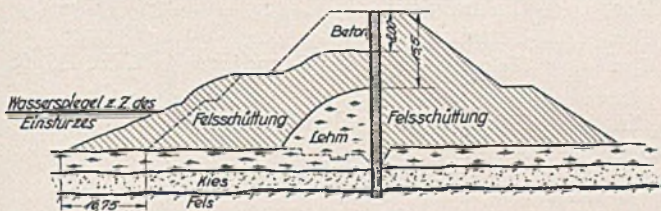


Abb. 21. Querschnitt nach dem Einsturz.

zunehmend der Kern 1,42 m aus dem Lot gedrückt und es entstanden senkrechte und waagerechte Risse in 12 m Tiefe von Dammkrone und in der Nähe des Kernfußes. Die Untersuchungskommission stellte fest, daß der Bruch lediglich auf das unbestimmbare Verhalten des Lehms zurückzuführen sei, obwohl dieser als Dichtungsmaterial durchaus geeignet war. Sie bemerkte aber, daß eine weniger durchlässige Erdschüttung auf der Wasserseite die Durchdringung des Lehms bei HW verhindert und dadurch sein Ausfließen bei NW unmöglich gemacht hätte. Nach Ansicht der Verfasser ist zweifellos auch die unter der wasserseitigen Felschüttung liegende Lehmschicht, indem sie den Schüttermassen eine willkommene Gleitfläche bot, an der Rutschung ursächlich beteiligt. Zur Wiederherstellung soll auch die luftseitige Böschung durch Vorschütten von Steinmaterial verstärkt werden. Ebenso wird die Verlängerung des Hochwasserüberfalls empfohlen, da die Strahldicke 1,25 m und mehr betragen habe.

Eine ausgesprochene Sonderstellung unter den mißglückten Dammbauten nehmen die namentlich in Amerika mehrfach verzeichneten Fälle von Rutschungen infolge innern Überdrucks bei gespülten Dämmen ein. Auch hiervon seien einige Beispiele aufgeführt.

Der Necaxa-Damm in Mexiko¹⁹ war gemäß Abb. 22 vorgesehen. Die größte Höhe betrug 59,0 m, die Kronenbreite 16,5 m.

¹⁸ Vgl. Engng. 128 (1929) S. 444.

¹⁹ Vgl. L u d i n II S. 1040 und W a l c h: Stau- u. Kanaldämme aus Erde und Fels. S. 149.

Der 1 : 1 geböschte Lehmkern sollte durch eine beiderseitige Schüttung aus Kalkstein (spez. Gewicht 3,0—3,4) beschwert werden. Man erwartete, daß die schwere Steinschüttung den Kern zusammendrücken und seine Austrocknung beschleunigen würde. Der Anschluß an den Untergrund erfolgte durch eine Betonherdmauer in Dammitte und je zwei mit Ton ausgestampfte Gräben zu beiden

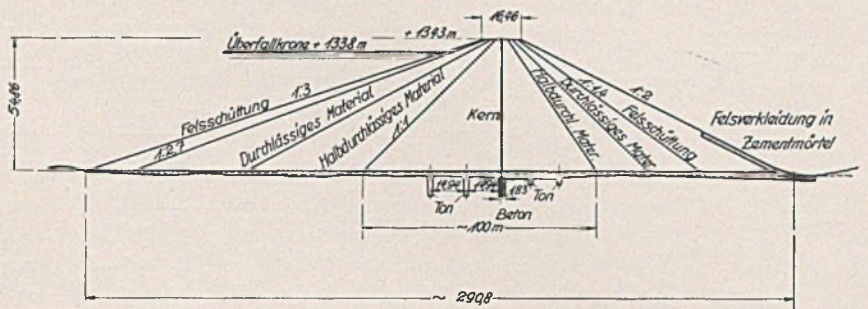


Abb. 22. Querschnitt des Necaxadammes in Mexiko.

Seiten der Mauer. Da man bei der Bauausführung sehr viel toniges Material antraf, bildete man den Kern wesentlich stärker aus, verringerte dadurch aber die Stärke der Steinschicht. Außerdem verwendete man auf der Wasserseite an Stelle des Kalksteines teilweise ein anderes Gestein, leichtes Tuffgestein mit einem spez. Gewicht von 1,8. Der Kern enthielt viel feines Material und blieb daher ziemlich flüssig. Dem dadurch bedingten hohen Innendruck hielt der wasserseitige Stützkörper dort, wo das Ersatzmaterial verwandt worden war, nicht Stand und am 20. Mai 1909 rutschten bei niedrigem Beckenwasserstand etwa 380 000 m³ Schüttermassen auf der durchweichenden Lehmaböschung in das Becken ab. Neben der oben erwähnten Schwächung des Stützkörpers werden noch folgende Ursachen des Bruches genannt: Die Böschung des Lehmkerns war zu flach angelegt und bildete so eine Rutschfläche für die Steinschüttung. Ferner hätte dem Kern mit Rücksicht auf die ungünstige Zusammensetzung des Lehms durch Verzögerung des Spülvorgangs genügend Zeit zur Erhärtung gelassen werden müssen.

Ein ähnlicher Unfall ereignete sich beim Alexander-Damm. Insel Cauai (Hawai-Inseln)²⁰. Die vorgesehene Höhe des in den Jahren 1929/30 gebauten Dammes betrug 38,0 m bei einer Kronenbreite von 6,10 m. Die Böschungsneigungen waren 1 : 3 bzw. 1 : 2 (Abb. 23). Der Untergrund bestand aus harten Lavaschichten. Eine Betonherdmauer in Dammitte sicherte den guten Anschluß

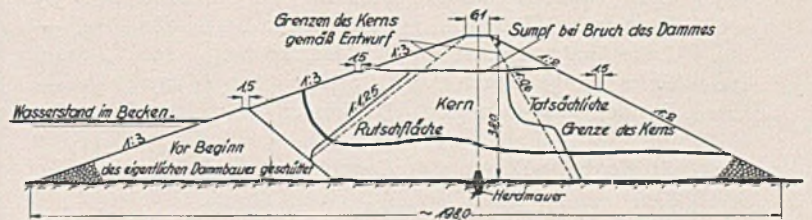


Abb. 23. Querschnitt des Alexander-Dammes Insel Cauai (Hawai-Inseln).

der Schüttung an den Fels. Auch hier wurde der Fehler gemacht, daß man für den Kern zu feines Material benutzte und seine Böschungen zu flach anlegte. Die Kernbreite betrug ein Drittel der jeweiligen Dammbreite. Dazu kam noch, daß sich die feinen Spülmassen zu Brocken zusammenballten und nicht in den Kern gelangten, sondern sich schon an den Böschungen der Randdämme ablagerten. So führte auch hier der Druck der halbflüssigen Kernmassen zum Bruch. Als der Damm eine Höhe von 28 m erreicht hatte, rutschten mehr als die Hälfte der gesamten Spülmassen zur Luftseite hin ab.

Ein Beispiel für die Rutschung eines halbgespülten Dammes bietet der Standley-Lake-Damm in Colorado²¹. Er ist rd. 2000 m lang und 34,40 m hoch. Abb. 24 zeigt seinen Querschnitt. Der Damm ist folgendermaßen hergestellt. Zunächst wurde an den

²⁰ Vgl. W a l c h S. 147.

²¹ Vgl. Engng. News Rec. 78 (1917) S. 440.

späteren Dammfüßen je ein 9 m hoher Deich geschüttet, auf der Luftseite eine Drainage verlegt und in Dammmachse eine Spundwand gerammt. An den Hängen wurde die Spundwand durch Herd-

1912 und 1914 auf der Luftseite Rutschungen auf, bis schließlich 1916 größere Dammmassen des wasserseitigen Teiles in das Becken stürzten. Die Hauptursache liegt darin, daß die beiden Randdämme verhältnismäßig dicht waren und so ein gründliches Austrocknen der Spülmassen verhinderten. Auch fehlte eine Drainage in Dammmitte. So entstand im Damminnern ein starker Überdruck, dem die Randdämme zuletzt nicht mehr standhalten konnten.

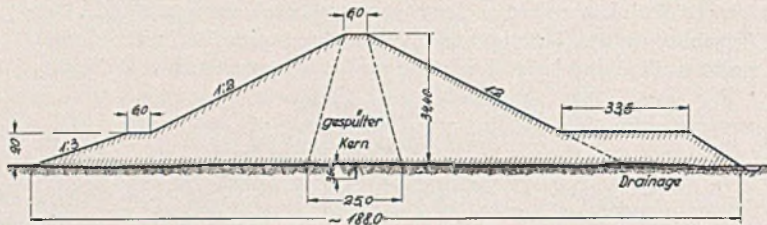


Abb. 24. Querschnitt des Standley-Lake-Dammes in Colorado.

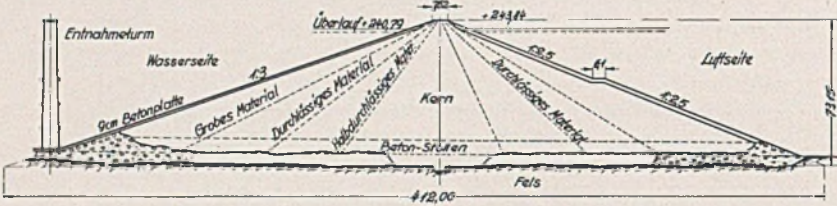


Abb. 25. Querschnitt des Calaveras-Dammes in Californien.

gräben ersetzt. Dann wurde das Damminnere (der Kern) im Spülverfahren hergestellt. Erreichte dieser die Höhe der Deiche, so wurden letztere von Schüttgerüsten aus weiter aufgehöhht und die Einspülung fortgesetzt. Schon sechs Monate nach Fertigstellung zeigten sich Setzungserscheinungen. Dann traten in den Jahren

Dem gleichen Herstellungsfehler fiel auch der 73 m hohe Calaveras-Damm in Kalifornien ²² zum Opfer. Sein Querschnitt ist aus Abb. 25 ersichtlich. Die Stärke des Kerns sollte jeweils ein Viertel der Dammbreite betragen. Die Kernmassen enthielten sehr viel feines Material — Korngröße fast nur unter 0,002 mm —, so daß der Kern zwar äußerst dicht werden mußte, andererseits seinen Wassergehalt aber sehr schwer abgab. Dies mußte nach den Erfahrungen bei anderen Dämmen unbedingt zum Bruch führen. Ein großer Teil der Wasserseite rutschte in das Becken hinein. Bei der Wiederherstellung hat man auf das Spülverfahren ganz verzichtet und den Damm lagenweise geschüttet und abgewalzt.

Beim Studium der Dammbürche kann eine Ursache nicht übergangen werden: die nicht ausreichende Bemessung der Hochwasserentlastung. Zahlreiche Dämme sind, weil der Überlauf die zufließende Hochwassermenge nicht bewältigte, überströmt und dadurch fast regelmäßig völlig zerstört worden. Es soll indessen auf die Schilderung solcher Fälle verzichtet werden, weil ihre Ursache außerhalb des Bereichs des Dammbaues liegt und durch auskömm-

²² Vgl. Walch S. 149.

Lfd. Nr.	Name	Ort	Jahr der Zerstörung	Höhe m	Art des Kerns	Ursache der Zerstörung	Quellenangabe
Geschüttete Dämme							
1	Badford-Damm . . .	Sheffield, Engl.	1869	27,50	Ton	Umläufigkeit	—
2	Ashti-Damm	Indien	1883	17,70	Ton	Unterläufigkeit	Wegmann
3	Millville-Damm . . .	Utah	1909	11,00	Ton	Sickerungen in der Grundfuge	ENR. Bd. 60
4	Davis Reservoir-Damm	Californien	1914	11,90	ohne	Fehlen von Herdgräben	EN. Bd. 72
5	Mill River-Damm . . .	Massachusetts	1874	—	ohne	Ausspülungen	—
6	Mud Pond-Damm . . .	East Lee, Massachusetts	1886	4,50	ohne	durchlässiges Material	—
7	Spring Lake-Damm . . .	Fichkill	1889	5,50	ohne	Sickerungen	EN. 1889
8	Roxborough-Damm . . .	Philadelphia	1894	—	—	Setzungen	EN. 1895
9	Lake Avalon-Damm . . .	Neu-Mexiko	1904	14,60	—	Sickerungen	EN. 1905
10	Lake George-Damm . . .	Colorado	1914	—	Ton	Sickerungen u. Ausspülungen	—
11	Lynde-Brook-Damm . . .	Workester	1876	8,25	Mauerwerk	Sickerungen längs der Entnahmeleitung	—
12	Staffordville-Damm . . .	Connektikut	1877	8,00	Mauerwerk	Sickerungen längs der Entnahmeleitung	—
13	Portland-Damm	Maine	1893	13,70	Lehm	Sickerungen längs der Drainage	ENR. 1893
14	Lankaster-Damm	Pennsylvania	1894	—	Ton	Sickerungen längs der Drainage	EN. 1894
15	Ansonia-Damm	Connektikut	1894	—	—	Sickerungen längs des Grundablasses	ENR. 1894
16	Lake Franzis-Damm . . .	Californien	1899	15,25	ohne	Setzungen u. Sickerungen längs der Entnahmeleitung	Trans. Am. Voc. C. E. 1907
17	Wilmington-Damm . . .	Delaware	1900	—	Ziegelmauerwerk	Sickerungen längs der Entnahmeleitung	ENR. 1900
18	Empire-Damm	Colorado	1909	9,15	ohne	Setzungen der Entnahmeleitung	State Eng. Rept.
19	Bonshohneken Hill-Damm	Pennsylvania	1873/76	—	ohne	Abrutsch der Lehmdecke	—
20	Portland Hill-Damm . . .	Oregon	1894	—	—	Fehlen einer Böschungsbefestigung	EN. 1895
21	Swift-Damm	—	—	40,30	—	Rutschung d. steilen wasserseitigen Böschung	EN. Bd. 73
Gespülte Erddämme							
22	Gatun-Damm	Panama	1912	35,00	Lehm	Innerer Wasserüberdruck	—
23	Linville-Damm	Nord-Carolina	1916	18,90	Lehm	Innerer Wasserüberdruck	—

liche Dimensionierung der Hochwasser-Entlastungsanlage mit Sicherheit ausgeschaltet werden kann.

Unser Bericht über Dammbüche sei schließlich ergänzt durch vorstehenden Auszug einer Zusammenstellung, die in den Proceedings of the A. S. of Civ. Eng. 1923 S. 1892 veröffentlicht ist und welche von der Häufigkeit der Katastrophen und ihren mannigfaltigen Ursachen ein Bild gibt.

Aus der Geschichte der Dammbüche ergeben sich sehr wichtige Erkenntnisse, welche schon in der Anleitung für den Bau und Betrieb von Talsperren verwertet sind und welche sich in folgenden Regeln zusammenfassen lassen:

1. Eine gewissenhafte und gründliche Untersuchung des Baugrundes ist vor und während der Ausführung unerlässlich. Tonschürze, Kern, Herdmauern oder Spundwände sind unbedingt bis auf undurchlässige Schichten hinabzuführen. Nötigenfalls ist der Untergrund noch durch Zementeinpressungen (Schleier) zu verdichten. Die Gründungsfläche muß von Mutterboden, Wurzelstöcken und dergleichen gesäubert werden. Auftretenden Quellen ist volle Beachtung zu schenken. Sie müssen gründlich und tief genug gefaßt und unschädlich abgeleitet werden. Man wende besonders bei hohen Staudämmen mindestens die gleiche Sorgfalt an wie bei der Gründung einer Staumauer, weil der Damm gegen Unterläufigkeit zweifellos noch empfindlicher ist, als ein massives Bauwerk. Niemand wird behaupten wollen, die furchtbare Katastrophe, welche durch die Unterspülung der St. Francis-Staumauer im Jahre 1928 verursacht wurde²³ wäre vermieden worden, wenn man mit Rücksicht auf die mangelhaften Untergrundverhältnisse statt der Schwergewichtsmauer einen Erddamm gebaut hätte.

2. Dämme aus einheitlichem Material ohne besonderen Dichtungskörper haben sich nicht bewährt. Selbst wenn der verwandte Boden an sich dazu geeignet ist, so kann doch eine nicht ganz sorgfältige Bauausführung die Sicherheit solcher Dämme schwer gefährden. Mehrere unserer Beispiele zeigen, daß auch die Anordnung sehr flacher Böschungen nichts nutzt, wenn die Bodenmassen nicht richtig im Querschnitt des Dammes verteilt sind. Man strebe vielmehr danach, den Dammquerschnitt möglichst zu gliedern, wie dies heute bereits die Regel geworden ist. Auch bei Dämmen mit besonderer Dichtung muß sorgfältig gearbeitet werden. Die Schüttung soll, falls gewalzt wird, in Lagen von nicht mehr als 20—30 cm Stärke aufgebracht werden. Sonst bleibt die Verdichtung leicht auf die Oberfläche der Schichten beschränkt und es entstehen die gefährlichen Walzhäute oder Walznähte. Ist das Schüttmaterial einigermaßen sperrig, so wird die wirkungsvollste Zusammendrückung mit schwerem Stampfgerät erzielt, wobei die Lagen der einzelnen Schüttung 1,00—1,50 m betragen dürfen.

3. Eine gleichmäßige Verdichtung ist Voraussetzung für den Bestand des Dammes. Täler mit unten steilen und oben flacheren Hängen sind für Dammschüttungen ungünstig, da hier leicht ungleichmäßige Setzungen auftreten und Schubrisse entstehen können. Aus demselben Grunde sind Abtreppungen der Hänge unzweckmäßig. Man ziehe vielmehr, wenn man die Wahl hat, eine parabelförmige, zum mindesten aber eine trapezförmige Gestalt des Tales vor²⁴.

4. Falls ein Dichtungskern angeordnet wird, so muß dieser unbedingt in den undurchlässigen Untergrund einbinden und mit seiner Krone über den höchsten Wasserspiegel reichen. Ein starrer Kern muß genügend Bewegungsfugen erhalten, damit er sich den Setzungen des Dammes anpassen kann. Der Kern aus plastischem Material dagegen kann alle Bewegungen des Dammes leicht mitmachen, ist dafür aber gut gegen Rutschungen und Ausfließen zu sichern. Von welcher Bedeutung in diesem Falle eine zusätzliche Dichtung durch einen Betonkern sein kann, beweist der Einsturz des Eildon-Dammes.

5. Ein schwacher Punkt der Dämme sind die Entnahmelösungen und Grundablässe. Man soll daher, wenn eben möglich, diese Bauwerke getrennt vom Damm anordnen. Ist dies nicht möglich, so sind folgende Sicherheitsmaßnahmen zu beachten, um Sickerungen auszuschließen: Die Leitung darf nie blank verlegt werden, sondern soll als Betonkanal oder massiver Rohrstollen ausgebildet werden. Dieser ist mit Rippen in genügender Zahl und Größe zu versehen und auf tragfähigem Boden zu gründen. Die Gründung auf Pfahlrost bei tiefliegendem Baugrund ist unzweckmäßig, weil diese infolge der verschiedenartigen Setzungen von Damm und Leitung leicht zu Bildung von Hohlräumen und Rissen über dem Scheitel des Kanals führt, wie das Beispiel der Weißen Dese zeigt. Der Entnahmeturm oder Schieberschacht, falls ein solcher notwendig ist, muß vor dem wasserseitigen Böschungsfuß errichtet werden und darf nicht etwa in halber Dammhöhe die Böschung durchschneiden, da dadurch nur unnötige Sickerwege geschaffen werden.

6. Bei gespülten Dämmen ist eine sorgfältige Auswahl des Kernmaterials geboten. Soweit es die Rücksicht auf Dichtigkeit erlaubt, ist der Gehalt an feinem Korn zu beschränken, damit die Wasserabgabe schneller erfolgt. Der Grad der Austrocknung ist genau zu überwachen und danach der Fortgang der Bauarbeiten zu bestimmen. Die Böschungen des Kerns dürfen nicht zu flach gewählt werden, da sie sonst leicht für die Randdämme als Rutschfläche wirken.

7. Den Hochwasserüberfall bemesse man mit ausreichender Sicherheit. Wie weit man hierbei zu gehen hat, wird wesentlich vom Klima des Landes und von der Zuverlässigkeit der vorliegenden Abflußbeobachtungen abhängen. Selbst in unseren Breiten wird es sich empfehlen, den Überfall so auszubilden, daß er, ehe die Dammkrone überflutet wird, das Doppelte der bisher beobachteten Höchstwassermenge abzuführen vermag.

Werden diese Regeln beachtet, so dürfen die Besorgnisse, welche die verhältnismäßig große Zahl von Fehlschlägen erregen muß, getrost zurückgestellt werden. Zu bedenken ist ja, daß die Unfälle meist aus einer Zeit stammen, in der die betreffende Bauweise noch unerprobt war. Auf Grund der Erfahrungen ist die Entwicklung im Dammbau immer weiter fortgeschritten, sie ist heute noch keineswegs abgeschlossen; verfügen wir doch erst seit einigen Jahren über eine praktisch verwertbare Bodenforschung. Die gegebene Übersicht zeigt auch, daß die Dammbüche mit der Zeit immer seltener geworden sind. Der Mut der entwerfenden Ingenieure ist keineswegs gebrochen, sondern gewachsen: die Höhe der ausgeführten Dämme nimmt ständig zu. Rücksichten auf den Baustoff setzen der Höhe des Staudammes keine Grenzen; im Gegenteil, mit zunehmender Auflast steigert sich der Schubwiderstand des Bodens und damit die Sicherheit gegen Gleiten und Rutschen. Der höchste bisher gebaute Staudamm ist der rd. 100 m hohe Salt-Springs-Damm in Kalifornien, ein Bauwerk aus Felschüttung mit außenliegender Betondichtung. Unter den Dämmen mit Lehmern ist der im übrigen aus Felsgeröll bestehende Origawa-Damm mit rd. 88 m der höchste, während bei den gespülten Dämmen der 78 m hohe Cobble-Mountain-Damm an der Spitze steht. Deutschland hat den Vorzug, von den mit Betonkern versehenen, im Querschnitt sorgfältig gegliederten Dämmen das höchste Bauwerk der Welt aufzuweisen: die 69 m hohe Sorpetalesperre. — Ein Staudamm ist freilich nicht so leicht zu entwerfen wie eine Schwergewichtsmauer. Während es für diese ein Normalprofil gibt, muß der Querschnitt eines Dammes den Eigenschaften und dem vorhandenen Vorrat der jeweils vorkommenden Böden angepaßt und folgerichtig ausgebildet werden. Ist diese Voraussetzung jedoch erfüllt, so tritt der Staudamm aus Erde auch bei peinlicher Beurteilung seiner Standsicherheit, Dichtigkeit und Lebensdauer ebentüchtig an die Seite der massiven Staumauer.

²³ Vgl. Bautechn. 6 (1928) S. 299.

²⁴ Vgl. Zbl. Bauverw. 45 (1925) S. 73.

DER SPANNUNGSZUSTAND IN AFFINEN SCHALEN UND RAUMFACHWERKEN UNTER ANWENDUNG DES PRINZIPS DES STATISCHEN MASSENAUSGLEICHS.

Von Professor Dr.-Ing. Fr. Dischinger, Berlin.

(Fortsetzung von Seite 231.)

III. Der Sonderfall der senkrechten Verzerrung. Bei einer senkrechten Verzerrung sind die Verzerrungsfaktoren gegeben durch $n_x = n_y = 1$, $n_z = n_z$. Damit nehmen die Grundgleichungen des Gesetzes 1 die Form an:

$$\begin{aligned} \bar{Z} dF &= Z dF, & \bar{X} dF &= \frac{1}{n_z} X dF, & \bar{Y} dF &= \frac{1}{n_z} dY, \\ \bar{V} &= V, & \bar{H}_x &= \frac{1}{n_z} H_x, & \bar{H}_y &= \frac{1}{n_z} H_y. \end{aligned}$$

Um die Gl. (8—14) auf eine leicht verwendbare Form zu bringen, müssen wir für die Quotienten der Linienelemente ds_α und \bar{ds}_α der Abb. 3, die einer ganz beliebig geformten Schale angehören können, eine einfache Beziehung finden. In der Abb. 4 ist ein Halbkreis

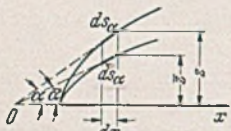


Abb. 3.



Abb. 4.

mit dem Radius r und eine dazu eingeschriebene Ellipse, deren kleine Halbachse gleich n_z ist, dargestellt. Die Linienelemente ds_α und \bar{ds}_α der Abb. 3 verhalten sich zueinander wie $\frac{\bar{ds}_\alpha}{ds_\alpha} = \frac{OA}{OA} = \frac{t_{z\alpha}}{r}$ wobei $t_{z\alpha}$ der zu dem Winkel α gehörende konjugierte Halbmesser ist. Der Index z soll anzeigen, daß $t_{z\alpha}$ zu einer senkrechten Verzerrung gehört. Die Größe von $t_{z\alpha}$ ergibt sich gemäß Abb. 4 aus $t_{z\alpha}^2 = \cos^2 \alpha + n_z^2 \sin^2 \alpha$. Die gleichen Beziehungen ergeben sich auch für die Linienelemente ds_β und \bar{ds}_β

$$(15) \begin{cases} \frac{\bar{ds}_\alpha}{ds_\alpha} = t_{z\alpha} = \sqrt{\cos^2 \alpha + n_z^2 \sin^2 \alpha} \\ \frac{\bar{ds}_\beta}{ds_\beta} = t_{z\beta} = \sqrt{\cos^2 \beta + n_z^2 \sin^2 \beta} \end{cases}$$

Nachdem wir nun diese einfachen Beziehungen gefunden haben, gehen wir zu den einzelnen Formen der Grundschale über, die in der Einleitung aufgeführt sind.

1. Die affinen Beziehungen bei cartesischen Koordinaten. Cartesische Koordinaten kommen, wie schon erwähnt, im wesentlichen bei den Translationsschalen (Rückungsflächen) in Frage. In der Abb. 5 ist eine derartige auf vier Stützen gelagerte Translationskuppel dargestellt, sie wird erzeugt durch Rückung eines Kreisbogensegmentes als Leitkurve auf einem zweiten Kreisbogensegment als Erzeugende. Die inneren Kräfte werden dargestellt als Funktionen der Koordinaten x, y bzw. α, β . Diese Kuppelart wurde zum ersten Mal im Jahre 1931 auf dem Fabrikhof der Dyckerhoff & Widmann AG, in Biebrich, unter meiner Leitung hergestellt (siehe hierzu auch die Abb. 32 des unter 3 genannten Aufsatzes). Eine Theorie dieser Translationsfläche wurde in ganz allgemeiner Form zuerst von Dr. Pucher⁶ ver-



Abb. 5.

dargestellt als Funktionen der Koordinaten x, y bzw. α, β . Diese Kuppelart wurde zum ersten Mal im Jahre 1931 auf dem Fabrikhof der Dyckerhoff & Widmann AG, in Biebrich, unter meiner Leitung hergestellt (siehe hierzu auch die Abb. 32 des unter 3 genannten Aufsatzes). Eine Theorie dieser Translationsfläche wurde in ganz allgemeiner Form zuerst von Dr. Pucher⁶ ver-

⁶ Pucher, A.: Der Spannungszustand in gekrümmten Flächen. Beton u. Eisen (1934) S. 298. (Auszug aus der Grazer Dissertation aus dem Jahre 1931.)

öffentlicht. Durch Einführung einer Spannungsfunktion erhält Pucher an Stelle der üblichen drei Differentialgleichungen des Membranspannungszustandes nur eine einzige, mit deren Hilfe die inneren Kräfte mittels Differenzgleichungen ermittelt werden können. Auch Flugge ermittelt in seinem 1934 erschienenen Buch⁴ die inneren Kräfte dieser Schalen mittels Differenzgleichungen. Ich selbst habe der Ermittlung des Spannungszustandes die Differentialgleichung zugrunde gelegt. Die diesbezüglichen Untersuchungen werde ich in einer späteren Arbeit veröffentlichen.

Aus einer derartigen Kreisbogenkuppel erhalten wir nun durch senkrechte Verzerrung sämtlicher Ordinaten eine Translationskuppel mit elliptischen Querschnittskurven. Der Zusammenhang der inneren Kräfte der Kreisbogenkuppel mit der dazu affinen Kuppel mit elliptischen Querschnittskurven ist durch die Gl. (8—13) gegeben. In diesen Gleichungen setzen wir $n_x = n_y = 1$, $n_z = n_z$ und erhalten damit bei Berücksichtigung der Gl. (15)

$$(8a) \quad \bar{N}_\alpha = \frac{N_\alpha t_{z\alpha} \sin \delta}{n_z t_{z\beta} \sin \delta}$$

$$(9a) \quad N_\beta = \frac{N_\beta t_{z\beta} \sin \delta}{n_z t_{z\alpha} \sin \delta}$$

$$(10a) \quad \bar{N}_{\alpha\beta} = \frac{N_{\alpha\beta}}{n_z} (\bar{N}_{\alpha\beta} = \bar{N}_{\beta\alpha})$$

$$(11a) \quad \bar{\sigma}_\alpha = \frac{\sigma_\alpha t_{z\alpha}^2}{n_z}$$

$$(12a) \quad \bar{\sigma}_\beta = \frac{\sigma_\beta t_{z\beta}^2}{n_z}$$

$$(13a) \quad \bar{\sigma}_{\alpha\beta} = \frac{\sigma_{\alpha\beta}}{n_z} \cdot \frac{d}{d}$$

Für den Scheitel ist $\alpha = \beta = 0$, $\sin \delta = \bar{\sin} \delta = 1$ und damit $t_{z\alpha} = t_{z\beta} = 1$ und $\bar{d} = d$. Die Gleichungen für die inneren Kräfte und Spannungen lauten demnach

$$\begin{aligned} \bar{N}_\alpha &= \frac{N_\alpha}{n_z}, & \bar{N}_\beta &= \frac{N_\beta}{n_z}, & \bar{N}_{\alpha\beta} &= \frac{N_{\alpha\beta}}{n_z}, & \bar{\sigma}_\alpha &= \frac{\sigma_\alpha}{n_z}, & \bar{\sigma}_\beta &= \frac{\sigma_\beta}{n_z}, \\ & & & & & & \bar{\sigma}_{\alpha\beta} &= \frac{\sigma_{\alpha\beta}}{n_z}. \end{aligned}$$

Es fehlen uns jetzt noch die Beziehungen $\sin \delta / \bar{\sin} \delta$. Der zugehörige Grundrißwinkel beträgt $\pi/2$ (siehe Abb. 1). Demnach

$$\cos \delta = \sin \alpha \sin \beta \quad \bar{\cos} \delta = \bar{\sin} \alpha \bar{\sin} \beta = \frac{n_z^2}{t_{z\alpha} t_{z\beta}} \sin \alpha \sin \beta$$

$$(16) \begin{cases} \sin \delta = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 \beta} \\ \bar{\sin} \delta = \sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 \beta} = \sqrt{1 - \frac{n_z^2}{t_{z\alpha} t_{z\beta}} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta} \end{cases}$$

(Die Beziehung $\sin \alpha / \bar{\sin} \alpha$ ergibt sich aus Abb. 4 zu

$$\frac{\sin \alpha}{\bar{\sin} \alpha} = \frac{t_{z\alpha}}{n_z}, \quad \frac{\sin \beta}{\bar{\sin} \beta} = \frac{t_{z\beta}}{n_z}$$

Damit sind auch die Größen von $\sin \delta$ und $\bar{\sin} \delta$ auf die Koordinaten α und β der Grundschale, und damit die Berechnung der affinen Translationsfläche auf die Berechnung der zugehörigen Grundschale zurückgeführt. Um die Berechnung noch weiter zu

vereinfachen, sind am Ende des Abschnittes in der Zahlentafel I die Werte von t_z und t_z^2 für alle Winkel von 0—90° und für die Verzerrungsverhältnisse von $n_z = 1$ bis $n_z = 0,3$ zusammengestellt.

2. Die affinen Beziehungen der Schalen mit Polarkoordinaten. Polarkoordinaten werden bei den in Abb. 6 zusammengestellten Schalenformen verwendet.

Die Abb. 6a zeigt eine Rotationsschale, deren Spannungszustand sowohl bei der Grundschele wie auch bei der dazu affinen Schele sowohl für Eigengewicht als auch für Schneelast nach bekannten Formeln ohne Massenausgleich berechnet werden kann.

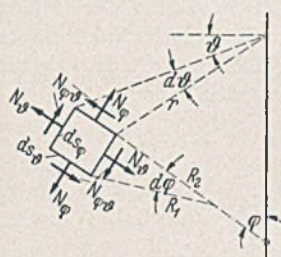


Abb. 6.

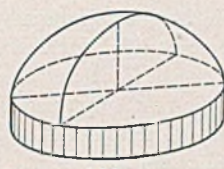


Abb. 6a.



Abb. 6b.



Abb. 6c.



Abb. 6d.



Abb. 6e.



Abb. 6f.

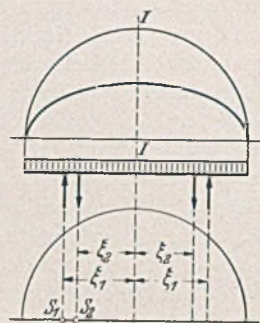


Abb. 7.

Die affinen Beziehungen geben hier nur eine Rechnungserleichterung.

Die Abb. 6b und 6c zeigen Rechteck- und Vieleckskuppeln. Diesen Schalen liegen Rotationsflächen zugrunde. In diesem Fall können die Grundschele nur berechnet werden, wenn hierfür Kugelschele verwendet werden (siehe hierzu die Arbeit unter 3). Die affinen Beziehungen ermöglichen jedoch, nunmehr auch eine Berechnung, wenn an Stelle der Kugelschele eine Rotationsellipsoid tritt.

In der Abb. 6d und 6e sind Apsidenkuppeln dargestellt, ebenfalls unter Verwendung von Kugelschele. Die Berechnung der Grundschele bei Verwendung der Kugelfläche kann ebenfalls nach der angezogenen Arbeit unter 3 erfolgen. Die affinen Beziehungen gestatten auch in diesem Fall einen Ersatz der Kugelschele durch ein Rotationsellipsoid.

Das gleiche gilt auch für die auf einzelnen Punkten gelagerte Kugelschele der Abb. 6f. Bezüglich der Berechnung der Grundschele wird wieder auf die Arbeit unter 3 verwiesen. Auf Grundlage des Gesetzes 1 kann damit die Berechnung einer Kuppel mit elliptischer Querschnittslinie erfolgen, die aber gemäß dem Massengesetz eine veränderliche Wandstärke besitzt. Mit Hilfe des Gesetzes 2 ist in diesem Fall aber auch die Berechnung der affinen Kuppel bei gleicher oder ganz beliebiger Wandstärke möglich, wie im folgenden noch gezeigt wird.

Da sowohl die Grundschele wie die dazu affine Schele bei Polarkoordinaten rechteckige Flächenelemente besitzen, ist $\sin \delta = \sin \delta = 1$. Die Meridianwinkel bezeichnen wir mit φ bzw. $\bar{\varphi}$ und die Breitenwinkel mit θ bzw. $\bar{\theta}$. Aus der Abb. 6 ersehen wir, daß $d\bar{s}_\theta = ds_\theta$ und infolgedessen ergeben sich aus den Gl. (8—14) nachstehende Beziehungen

$$(8b) \quad \bar{N}_\varphi = \frac{N_\varphi}{n_z} t_{z\varphi}$$

$$(9b) \quad \bar{N}_\theta = \frac{N_\theta}{n_z} \frac{1}{t_{z\varphi}}$$

$$(10b) \quad \bar{N}_{\varphi\theta} = \frac{N_{\varphi\theta}}{n_z}, \quad (\bar{N}_{\varphi\theta} = \bar{N}_{\theta\varphi})$$

$$(11b) \quad \bar{\sigma}_\varphi = \frac{\sigma_\varphi}{n_z} t_{z\varphi}^2$$

$$(12b) \quad \bar{\sigma}_\theta = \frac{\sigma_\theta}{n_z}$$

$$(13b) \quad \bar{\sigma}_{\varphi\theta} = \frac{\sigma_{\varphi\theta}}{n_z} \cdot t_{z\varphi}$$

$$(14b) \quad \bar{d} = \frac{d}{t_{z\varphi}}$$

Für den Scheitel ist $\varphi = 0$, $t_{z\varphi} = 1$. Infolgedessen ergibt sich

$$\bar{N}_\varphi = \frac{N_\varphi}{n_z}, \quad \bar{N}_\theta = \frac{N_\theta}{n_z}, \quad \bar{N}_{\varphi\theta} = \frac{N_{\varphi\theta}}{n_z}$$

für den Kämpfer ist $\varphi = \pi/2$, $t_{z\varphi} = n_z$

$$\bar{N}_\varphi = N_\varphi, \quad \bar{N}_\theta = \frac{N_\theta}{n_z^2}, \quad \bar{N}_{\varphi\theta} = \frac{N_{\varphi\theta}}{n_z}, \quad \bar{d} = \frac{d}{n_z}$$

Mit diesen Gleichungen kann die Berechnung der zu den Abb. 6a bis 6f affinen Schalen durchgeführt werden. Die Größen der kon-

jugierten Halbmesser t_z können wiederum aus der Tabelle 1 entnommen werden.

An Hand des einfachsten Beispiels der Rotationsschele der Abb. 6a sollen die affinen Beziehungen bei Verwendung des Massengesetzes noch etwas eingehender erläutert werden. In der Abb. 7 ist eine Kugelschele dargestellt, die wir uns der Einfachheit wegen nur durch ihr Eigengewicht belastet denken. Wir wählen $n_z = 0,5$ und damit ergeben sich für die affine Schele nach Gl. (12b) zweifach größere Ringspannungen.

$$\bar{\sigma}_\theta = \frac{\sigma_\theta}{n_z} = 2 \sigma_\theta$$

Eine derartige Kugelschele ist nichts anderes als ein drehsymmetrischer Träger, und das im Schnitt I—I auftretende Biegemoment muß durch die Ringspannungen aufgenommen werden, nur erfolgt die Verteilung der Ringspannungen nicht nach dem Navier'schen Geradliniengesetz, sondern das Gesetz der Spannungsverteilung ist durch die Differentialgleichung des Membranzustandes festgelegt. Der Schwerpunkt S_1 der drehsymmetrisch verteilten Auflagerreaktionen einer Kuppelhälfte liegt im Abstand $\xi_1 = 2a/\pi$. Dagegen liegt der Schwerpunkt der Viertelskugel bei $\xi_2 = a/2$. Das Gewicht der Viertelskugel beträgt $\pi a^2 \gamma d$. Das Biegemoment I—I demnach $M = \pi a^2 d \gamma (2a/\pi - a/2) = a^3 \gamma d 0,4292$. Würde man nun die Spannungen des halbkreisförmigen Querschnittes, dessen Trägheitsmoment sich zu $I = a^3/2\pi (\pi^2 - 8)$ ergibt, nach dem Geradliniengesetz berechnen, dann würde man eine obere Spannung von $\sigma_o = -0,525 a \gamma$ und eine untere von $\sigma_u = 0,92 a \gamma$ erhalten, Spannungen, die gar nicht sehr weit von den tatsächlichen in Größe von $\sigma_o = -0,5 a \gamma$ und $\sigma_u = 1,0 a \gamma$ entfernt liegen. Aus diesen Darlegungen haben wir nun erkannt, daß eine Rotationsschele nichts anderes ist, als ein Raumträger der sich von einem gewöhnlichen Träger nur durch die Drehsymmetrie der Trägerwirkung unterscheidet.

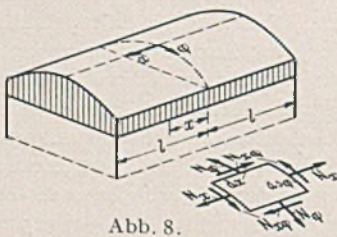
Durch die senkrechte Verzerrung unter gleichzeitiger Anwendung des Massengesetzes haben untereinander liegende Linienelemente gleiche Querschnittsflächen. Infolgedessen beträgt das Trägheitsmoment des affinen Querschnittes $\bar{J} = J n_z^2$ ist $= J/4$ und das Widerstandsmoment $\bar{W} = W n_z = W/2$. Daraus ergibt sich, daß die Ringspannungen der affinen Kuppel sowohl bei Zugrundelegen des Geradliniengesetzes wie auch des tatsächlichen sich aus den Differentialgleichungen ergebenden Spannungsgesetzes $1/n_z = 2$ fach größer werden. Wir ersehen also, daß die einfachen Beziehungen zwischen den Spannungen zueinander affiner Schalen darauf beruhen, daß durch das Gesetz des Massenausgleichs die Schalenquerschnitte affine Trägheitsmomente und damit eine gleichartige Trägerwirkung erhalten.

Von besonderem Interesse ist der Fall der Kuppel auf Einzelstützen nach Abb. 6f. Aus der Kugelschale erhalten wir durch senkrechte Verzerrung eine Kuppel mit elliptischer Querschnittslinie, deren innere Kräfte wir aus denen der Grundschale mittels der Gl. (8b—14b) ermitteln können. Diese affine Kuppel hat infolge der Anwendung des Massengesetzes eine veränderliche Wandstärke.

Auf Grundlage des Gesetzes 2 sind wir jedoch in der Lage, diese Kuppel mit elliptischer Querschnittslinie auch bei gleicher oder ganz beliebiger Wandstärke zu berechnen. Hierzu ermitteln wir zuerst die inneren Kräfte dieser Kuppel für drehsymmetrische Auflagerung. Dies ist mit Hilfe der bekannten Formeln des drehsymmetrischen Belastungszustandes auch bei beliebiger Schalenstärke möglich. Daraus erhalten wir eine Meridiankraft am Kämpfer $N_{\varphi\alpha}$. Diese überlagern wir nun durch einen Zusatzbelastungszustand und erhalten damit aus der drehsymmetrisch gelagerten eine auf einzelnen Punkten oder Streifen gelagerte Kuppel. Wir können zwar die inneren Kräfte der Kuppel mit elliptischer Querschnittslinie für diese Zusatzbelastung nicht berechnen, wohl aber ist es möglich, die inneren Kräfte der Kugelschale infolge eines derartigen Zusatzbelastungs-Zustandes durch Randkräfte zu ermitteln (s. hierzu die Arbeit unter 3.), und die Transformation auf die dazu affine Kuppel durchzuführen. Damit ist gezeigt, daß es mit Hilfe des Gesetzes 2 gelingt, auch Beziehungen zwischen affinen Schalen zu finden, die nicht zusätzlich durch das Massengesetz miteinander verbunden sind.

In derartigen Kuppeln auf Einzelstützen wird der Membranspannungszustand infolge der Zwängungen zwischen Schale und Aussteifungsring noch durch Bieugungsmomente überlagert. Sobald die Säulenabstände sehr groß sind, können diese Bieugungsmomente nicht mehr vernachlässigt werden. Deshalb ist bei der Übertragung der Spannungszustände auf affine Kuppeln Vorsicht am Platze, wenn diese Kuppeln nur auf wenigen Säulen gelagert sind. Denn es ist schon in der Einleitung darauf hingewiesen, daß die affinen Beziehungen streng nur gültig sind, wenn in den Schalen ein Membranspannungszustand vorhanden ist.

3. Die ausgesteiften Zylinderschalen (Zeiß-Dywidag-Tonnen der Abb. 8). Für die ausgesteiften Zylinderschalen sind die affinen Beziehungen nur gültig, wenn, wie schon in der Einleitung bemerkt, der Spannungszustand sowohl innerlich, als auch äußerlich statisch bestimmt ist. Damit scheiden die sich zwischen den Binderscheiben ganz freitragenden Tonnen aus, weil bei diesen



die Dehnungskräfte durch Bieugungsmomente in Richtung des Gewölbes überlagert werden, abgesehen von wenigen Sonderfällen, bei denen man durch die Wahl der Randbedingungen es erreicht, daß diese Bieugungsmomente als unwesentlich bezeichnet werden können.

Im allgemeinen kommen deshalb nur solche Tonnen für die Benutzung der affinen Beziehungen in Frage, die an den Kämpfern unterstützt sind. Die ausgesteiften Zylinderschalen können als ein Sonderfall der unter II, 1 behandelten Translationsschalen aufgefaßt werden, wenn wir den Winkel $\beta = 0$ setzen, und durch die Abszisse x ersetzen. Hiermit wird $t_{z\beta} = 1$. Da die Flächenelemente nunmehr sowohl bei der Grundschale als auch bei der dazu affinen rechtwinklig sind, wird $\sin \delta = \sin \delta = 1$. Damit erhalten wir nachstehende Gleichungen, wobei wir die Meridianwinkel mit φ und $\bar{\varphi}$ bezeichnen.

$$(8c) \quad \bar{N}_{\varphi} = \frac{N_{\varphi}}{n_z} t_{z\varphi}$$

$$(9c) \quad \bar{N}_x = \frac{N_x}{n_z} \frac{1}{t_{z\varphi}}$$

$$(10c) \quad \bar{N}_{x\varphi} = \frac{N_{x\varphi}}{n_z}$$

$$(11c) \quad \bar{\sigma}_{\varphi} = \frac{\sigma_{\varphi}}{n_z} t_{z\varphi}^2$$

$$(12c) \quad \bar{\sigma}_x = \frac{\sigma_x}{n_z}$$

$$(13c) \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = \frac{\sigma_{x\varphi}}{n_z}$$

$$(14c) \quad \bar{d} = \frac{d}{t_{z\varphi}}$$

Diese Gleichungen stimmen vollständig mit denen der Rotationschale überein. Wir ersuchen daraus, daß bezüglich der affinen Beziehungen die Zylinderschalen mit den Rotationschalen näher verwandt sind, als mit den Translationsflächen, trotzdem sie als ein Sonderfall dieser Flächen betrachtet werden können.

Für den Scheitel ist

$$\varphi = 0, \quad t_{z\varphi} = 1, \quad \bar{d} = d, \quad \bar{N}_{\varphi} = \frac{N_{\varphi}}{n_z}, \quad \bar{N}_x = \frac{N_x}{n_z}, \quad \bar{N}_{x\varphi} = \frac{N_{x\varphi}}{n_z},$$

$$\bar{\sigma}_{\varphi} = \sigma_{\varphi}/n_z, \quad \bar{\sigma}_x = \sigma_x/n_z, \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = \sigma_{x\varphi}/n_z.$$

Für den Kämpfer ist

$$\varphi = 90^\circ, \quad t_{z\varphi} = n_z, \quad \bar{d} = d/n_z, \quad \bar{N}_{\varphi} = N_{\varphi}, \quad \bar{N}_x = N_x/n_z^2, \quad \bar{N}_{x\varphi} = N_{x\varphi}/n_z,$$

$$\bar{\sigma}_{\varphi} = \sigma_{\varphi} n_z, \quad \bar{\sigma}_x = \sigma_x/n_z, \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = \sigma_{x\varphi}/n_z.$$

Wir wollen diese Gleichungen auf ein Zahlenbeispiel anwenden, und damit zugleich die Überlegenheit der Schalen mit elliptischer Querschnittslinie gegenüber den Kreissegmentschalen zeigen. In der Abb. 8a ist eine Kreissegmenttonne mit einer Spannweite von $L = 2l = 40$ m, einem Krümmungsradius von $a_1 = 15,58$ m, einem Stich von $f_1 = 3,65$ m, und einen Öffnungswinkel von $\alpha_k = 40^\circ$ dargestellt. Gewölbespannweite beträgt 20 m. Die Tonne ist an den Kämpfern unterstützt, so daß ein Membranspannungs-

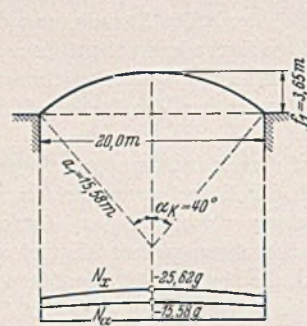


Abb. 8 a.

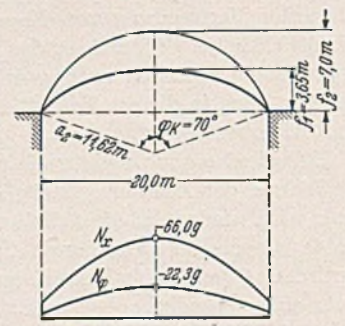


Abb. 8 b.

zustand möglich ist. Die Trägerwirkung dieser Kreiszyinderschale soll nun mit der einer Tonne mit elliptischer Querschnittslinie verglichen werden. Diese erzeugen wir aus einer zweiten Kreiszyinderschale als Grundschale (Abb. 8b) durch senkrechte Verzerrung und Massenausgleich. Die Verzerrung wird so gewählt, daß die beiden Schalen der Abb. 8a und 8b genau die gleiche Pfeilhöhe von 3,65 m und die gleiche Spannweite von 20 m besitzen. Daraus ergeben sich für die Grundtonne nachstehende Querschnittsgrößen: $L = 2l = 40$ m, $a_2 = 11,62$ m, $f_2 = 7,0$ m, $\varphi_k = 70^\circ$, $n_z = 3,65/7,00 = 0,52$.

Die inneren Kräfte der beiden Kreiszyinderschalen ergeben sich aus den Gl. (139) des Handbuches für E.B. zu

$$N_{\alpha} = -ga_1 \cos \alpha, \quad N_{x\varphi} = -2gx \sin \alpha, \quad N_x = -\frac{l^2 - x^2}{a_1} g \cos \alpha.$$

Nach Einsetzen der Zahlenwerte ergeben sich für die Kreiszyinderschale der Abb. 8a die nachstehenden Werte. Zum Vergleich sind daneben die entsprechenden Werte der Schale nach Abb. 8b angegeben und zwar gleich die Werte der Schale mit elliptischer Querschnittslinie, die aus der zugehörigen Grundschale mittels der Gl. (8c—101) ermittelt wurden.

	Kreiszyinderschale Abb. 8a	Elliptische Tonne Abb. 8b
Der Größtwert von N_x im Scheitel für $x = 0$	$N_x = -25,62 \text{ g}$	$\bar{N}_x = -66,00 \text{ g}$
Der Größtwert v. $N_{x\alpha}$ am Kämpfer für $x = 1$	$N_{x\alpha} = -25,71 \text{ g}$	$\bar{N}_{x\varphi} = -66,50 \text{ g}$
Die Größtwerte von N_α und \bar{N}_φ im Scheitel	$N_\alpha = -15,58 \text{ g}$	$\bar{N}_\varphi = -22,30 \text{ g}$
Der senkrechte Auflagerdruck am Kämpfer	$N_{\alpha k}^v = -7,67 \text{ g}$	$N_{\varphi k}^v = -3,74 \text{ g}$
Der horizont. Auflagerdruck am Kämpfer	$N_{\alpha k}^h = -9,17 \text{ g}$	$N_{\varphi k}^h = -2,61 \text{ g}$
Gesamtgewicht der Tonnen pro lfd. m	$G = 21,8 \text{ g}$	$G = 28,4 \text{ g}$
Davon werden durch die Kämpfer getragen	$2 \cdot 7,67 = 70\%$	$2 \cdot 3,74 = 26,5\%$
Durch die Trägerwirkung d. Ton- nen werden also nach den aus- steifenden Binderscheiben über- tragen	$100\% - 70\% = 30\%$	$100\% - 26,5\% = 73,5\%$

Zum Vergleich sind unter den Abb. 8a und 8b die Spannungsdiagramme aufgetragen. Diese einfache Rechnung zeigt klar, in wie hohem Maße die Trägerwirkung einer ausgesteiften Zylinderschale durch eine größere Überhöhung der Querschnittslinie gegenüber der Seillinie gesteigert werden kann. Durch diese größere Trägerwirkung wird aber auch zugleich ein größerer Horizontalschub bedingt (22,3 g gegenüber 15,58 g). Trotzdem ist aber an den Kämpfern der Horizontalschub infolge der größeren Schubabgaben wesentlich geringer (2,61 g gegenüber 9,17 g). Die bei der Abb. 7 nachgewiesenen innigen Beziehungen zwischen den Trägheits- und Widerstandsmomenten und somit zwischen den Trägerwirkungen der zueinander affinen und durch Massenausgleich verbundenen Schalen bestehen in gleicher Weise auch für die obigen Tonnen, wie auch für alle übrigen Schalenträger.

Die Erkenntnis, daß die stark überhöhten Tonnen eine vermehrte Trägerwirkung besitzen, ist besonders wichtig für die zwischen den Binderscheiben freitragenden Zeiß-Dywidag-Tonnen, bei denen die Kämpferunterstützung wegfällt und durch Randbalken ersetzt wird. Diese Randbalken wirken zusammen mit der Schale als ein einheitlicher Raumträger oder als ein räumlicher Plattenbalken (s. die Abb. 8).

Bei einem gewöhnlichen Plattenbalken nach Abb. 9a werden die Druckspannungen in der Platte durch die am Übergang von Balken und Platte wirkenden Schubkräfte erzeugt. Je größer demnach die Trägerlänge, um so größer ist auch die mitwirkende Breite der Platte. Die Druckspannungen verteilen sich aber nicht gleichmäßig über die ganze Plattenbreite, weil sich die von den Balken weiter entfernten Plattenstreifen infolge der Schubverzerrungen der Mitarbeit entziehen.



Abb. 9a.

Abb. 9b.

Die gleiche Wirkung zeigt sich auch bei den räumlichen Plattenbalken der Zeiß-Dywidag-Tonnen der Abb. 9b. Hier entzieht sich die Tonne den durch Schubkräfte vom Randbalken aus eingeleiteten Druckkräften noch in höherem Maße weil diese Schubkräfte in der Schale nicht nur Verzerrungen, sondern auch Biegemomente auslösen, die eine Erhöhung der Formänderungsarbeit bedingen würden. Je mehr Druckkräfte von den Randbalken nach der Tonne übergeleitet werden, um so größer werden diese Biegemomente. Im Gegensatz zu dem ebenen Platten-

balken sind bei dem räumlichen Plattenbalken entsprechend den oben angegebenen Membrangleichungen in der Schale schon Druckkräfte N_x vorhanden, die durch die Massenkkräfte erzeugt wurden, und nicht durch eingeleitete Schubkräfte. Je größer die Trägerwirkung der Tonne ist, um so größer sind auch die durch Massenkkräfte erzeugten Druckkräfte der Schale, und um so geringer ist der Anteil der Druckkräfte, der von den Randbalken noch zusätzlich eingeleitet werden muß.

Wir erkennen daraus, daß wir durch eine geeignete Wahl der Überhöhung die Biegemomente in den Schalen ganz wesentlich herabmindern können, deshalb werden in der neueren Zeit für Tonnen mit großen Gewölbe- und Trägerspannweiten, wie sie vor allem für weitgespannte Flugzeughallen in Frage kommen, die Kreissegmenttonnen durch Schalen mit elliptischer Querschnittslinie ersetzt. Die genaue Durchrechnung von Beispielen hat die obigen Folgerungen bezüglich der Biegemomente voll und ganz bestätigt.

3a) Die aus zylindrischen Schalengewölben zusammengesetzten Vieleckskuppeln. Bei diesen Vieleckskuppeln wird die Kuppelwirkung noch durch eine Trägerwirkung überlagert. Denn die Zylinderschalen wirken zwischen den aussteifenden Graten als Träger. Diese Vieleckskuppeln können in den verschiedensten Formen ausgeführt werden. Die für die Ausführung am meisten in Frage kommenden Formen sind in der Abb. 10

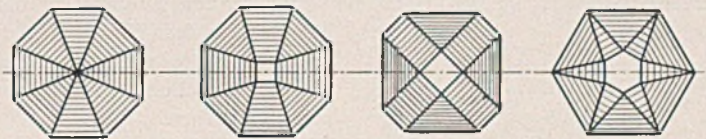


Abb. 10.

dargestellt. Für diese Vieleckskuppeln ist es sehr wichtig, daß die Zylinderschalen möglichst ihre ganze Last durch Trägerwirkung nach den Graten übertragen. Anderenfalls müßten an den Kämpfern Abfangkonstruktionen angeordnet werden, oder es entstehen gemäß den obigen Ausführungen in den Schalen nicht unwesentliche zusätzliche Biegemomente. Wir erreichen diese Trägerwirkung unter Vermeidung wesentlicher Biegungsspannungen, wenn wir stark überhöhte Zylinderschalen verwenden.

Aus diesem Grunde wurden bei den 76 m weitgespannten Vieleckskuppeln der Großmarkthalle Leipzig Zylinderschalen mit elliptischer Querschnittskurve verwendet⁷.

Bei der 60 m weitgespannten Kuppel der Großmarkthalle Basel⁸ wurden Querschnittskurven benutzt, die durch senkrechte Verzerrung aus Cycloiden gewonnen wurden. Die Cycloidentonnen besitzen an und für sich schon eine sehr starke Überhöhung gegenüber der Seillinie und durch diese senkrechte Verzerrung mit $n_z < 1$ wurde diese Überhöhung noch weiter gesteigert, und damit erreicht, daß der Membranspannungszustand im wesentlichen erhalten blieb, trotzdem sich die Tonnen von Grat zu Grat vollständig freitragen.

Die Berechnung der affinen Vieleckskuppel aus der Grundkuppel erfolgte mittels den Gl. (8c—14c) durch die die affinen Beziehungen zwischen Zylinderschalen festgelegt sind. Bezüglich der Berechnung der inneren Kräfte der als Grundschale dienenden Vieleckskuppel wird auf die Theorie der Vieleckskuppel verwiesen⁹.

In der nachstehenden Zahlentafel 1 sind die Werte des in allen Gleichungen auftretenden konjugierten Durchmessers t_z (desgl. auch t_z^2) angegeben, und zwar für alle Winkel (bzw. α oder β) von $0-90^\circ$ und für die Verzerrungsverhältnisse von $n_z = 1$ bis $n_z = 0,3$.

Mittels dieser Zahlentafel lassen sich auch in sehr einfacher Weise die Krümmungsradien der Ellipse in Abhängigkeit von den

⁷ Dischinger, Fr. und H. Rüsck: Die Großmarkthalle Leipzig. Beton u. Eisen (1929) S. 341.

⁸ Dischinger, Fr. und U. Finsterwalder: Die weitere Entwicklung der Schalenbauweise. Beton u. Eisen 31 (1932) S. 101.

⁹ Dischinger, Fr.: Die Theorie der Vieleckskuppel. Beton u. Eisen 28 (1929) S. 100.

Zahlentafel I.

$n_z =$	$t_z = \sqrt{\cos^2 \varphi + n_z^2 \sin^2 \varphi}$							$t_z^2 = \cos^2 \varphi + n_z^2 \sin^2 \varphi$							n_z
	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	
$\varphi =$															
0°	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
10°	0,9971	0,9946	0,9923	0,9904	0,9886	0,9874	0,9862	0,9943	0,9892	0,9847	0,9808	0,9774	0,9747	0,9726	10°
20°	0,9888	0,9787	0,9696	0,9619	0,9551	0,9496	0,9452	0,9778	0,9579	0,9403	0,9251	0,9122	0,9017	0,8935	20°
30°	0,9760	0,9540	0,9342	0,9165	0,9014	0,8888	0,8789	0,9525	0,9100	0,8725	0,8400	0,8125	0,7900	0,7725	30°
40°	0,9599	0,9226	0,8884	0,8577	0,8307	0,8080	0,7900	0,9215	0,8512	0,7893	0,7355	0,6901	0,6529	0,6240	40°
50°	0,9426	0,8882	0,8370	0,7902	0,7482	0,7121	0,6827	0,8885	0,7888	0,7007	0,6245	0,5599	0,5071	0,4660	50°
60°	0,9260	0,8543	0,7858	0,7211	0,6615	0,6083	0,5634	0,8575	0,7300	0,6175	0,5200	0,4375	0,3700	0,3175	60°
70°	0,9123	0,8259	0,7413	0,6595	0,5812	0,5082	0,4433	0,8322	0,6821	0,5497	0,4349	0,3378	0,2583	0,1965	70°
80°	0,9033	0,8067	0,7109	0,6159	0,5222	0,4305	0,3428	0,8158	0,6509	0,5054	0,3793	0,2727	0,1854	0,1175	80°
90°	0,9000	0,8000	0,7000	0,6000	0,5000	0,4000	0,3000	0,8100	0,6400	0,4900	0,3600	0,2500	0,1600	0,0900	90°

Winkeln φ des umschriebenen Kreises darstellen (s. Abb. 11). Aus der Gleichung des Krümmungsradius

$$R = a^2 b^2 \left(\frac{x^2}{a^4} + \frac{y^2}{b^4} \right)$$

ergibt sich für $b = n_z \cdot a$, $x = a \sin \varphi$, $y = n_z a \cos \varphi$

$$(16) \quad R = \frac{a}{n_z} (\cos^2 \varphi + n_z^2 \sin^2 \varphi) = \frac{a t_z^2}{n_z}$$

Bezeichnen wir nach Abb. 11 den konjugierten Halbmesser der Ellipse mit den Halbachsen a und b mit $q = a t_z$, dann läßt sich die Gleichung auch in der Form schreiben.

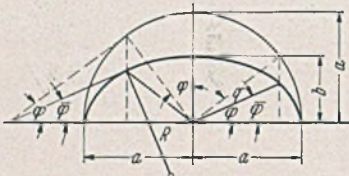


Abb. 11.

Quotienten aus dem Kubus des konjugierten Halbmessers dividiert durch das Produkt der Halbachsen.

IV. Der Sonderfall der horizontalen Verzerrung. In diesem Fall betragen die Verzerrungsfaktoren $n_y = n_z = 1$, $n_x = n_x$ und damit nehmen die Grundgleichungen des Gesetzes I die Form an

$$\bar{Z} dF = n_x Z dF, \quad \bar{Y} dF = n_x Y dF, \quad \bar{X} dF = n_x^2 X dF,$$

$$\bar{V} = n_x V, \quad \bar{H}_y = n_x H_y, \quad \bar{H}_x = n_x^2 H_x.$$

1. Die affinen Beziehungen bei kartesischen Koordinaten und ihre Anwendung auf die Translationsfläche. Da $n_z = n_x = 1$, ist nach Abb. 1 $ds_\beta = ds_\beta$. Für den Quotienten $\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha}$ erhalten wir wieder die einfache Darstellung mittels des konjugierten Halbmessers. Für die beiden Linienelemente ds_α und ds_α der Abb. 12 ergibt sich nach Abb. 12a, in welcher die einem

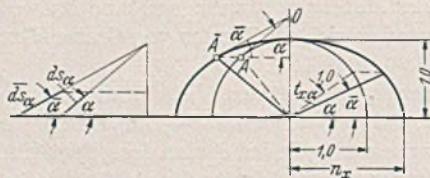


Abb. 12.

Abb. 12 a.

Halbmesser mit dem Radius 1 umschriebene Ellipse mit der großen Halbachse gleich n_x bezeichnet ist, die Beziehung $\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha} = \frac{OA}{OA} = t_{x\alpha}$, wobei jetzt der Index x die horizontale Verzerrung kennzeichnet. Nach Einsetzen in die Gl. (8—14) erhalten wir

$$(8d) \quad \bar{N}_\alpha = N_\alpha n_x t_{x\alpha} \frac{\sin \delta}{\sin \delta}$$

$$(9d) \quad \bar{N}_\beta = N_\beta n_x \frac{1}{t_{x\alpha}} \frac{\sin \delta}{\sin \delta}$$

$$(10d) \quad \bar{N}_{\alpha\beta} = N_{\alpha\beta} n_x (\bar{N}_{\alpha\beta} = \bar{N}_{\beta\alpha})$$

$$(11d) \quad \bar{\sigma}_\alpha = \sigma_\alpha t_{x\alpha}^2$$

$$(12d) \quad \bar{\sigma}_\beta = \sigma_\beta$$

$$(13d) \quad \bar{\sigma}_{\alpha\beta} = \sigma_{\alpha\beta} n_x \frac{d}{d}$$

$$(14d) \quad \bar{d} = d \frac{dF}{dF} n_x = d \frac{n_x \sin \delta}{t_{x\alpha} \sin \delta}$$

$$(15d) \quad \bar{t}_{x\alpha}^2 = \sin^2 \alpha + n_x^2 \cos^2 \alpha$$

Nach Abb. 12b ist $\frac{\sin \alpha}{\sin \alpha} = \frac{1}{t_{x\alpha}}, \frac{\sin \beta}{\sin \beta} = 1$ und damit

$$(16d) \quad \left. \begin{aligned} \sin \delta &= \sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 \beta}, \\ \bar{\sin \delta} &= \sqrt{1 - \sin^2 \alpha \sin^2 \beta} = \sqrt{1 - \frac{1}{t_{x\alpha}^2} \sin^2 \alpha \sin^2 \beta}. \end{aligned} \right\}$$

Für den Scheitel ist $\alpha = \beta = 0$, $\bar{\sin \delta} = \sin \delta = 1$, $t_{x\alpha} = 1$ und damit

$$\bar{N}_\alpha = N_\alpha n_x^2, \quad \bar{N}_\beta = N_\beta, \quad \bar{N}_{\alpha\beta} = N_{\alpha\beta} n_x, \quad \bar{d} = d.$$

Die Werte von $t_{x\alpha}$ können der Tabelle 2 am Ende des Abschnittes entnommen werden. Mit Hilfe der obigen Beziehungen können Kuppeln mit rechteckigem Grundriß aus den dazu affinen quadratischen Kuppeln berechnet werden. Das ist ein großer Vorteil, weil die Berechnung von Translationskuppeln mit rechteckigem Grundriß eine mehrfach größere Arbeit bedingt, als die Berechnung von quadratischen Kuppeln.

2. Die ausgesteiften Zylinderschalen (Zeiß-Dywidag-Tonnen). Diese sind, wie schon in Abschnitt II bemerkt, ein Sonderfall der Translationsflächen. Hierbei können wir sowohl eine Verzerrung in Richtung der Erzeugenden als auch in Richtung des Gewölbes betrachten. Der erste Fall ist trivial, weil sich hierbei an dem Gewölbequerschnitt nichts ändert, es wird nur die Trägerspannweite vergrößert. Infolgedessen benötigen wir für die Berechnung die affinen Beziehungen nicht.

Dagegen wollen wir den zweiten Fall der Verzerrung in Richtung des Gewölbes genauer betrachten. Hierbei bleibt die Pfeilhöhe des Gewölbes unverändert, die Gewölbespannweite wird n_x -fach größer. Aus den Gl. (8—14) erhalten wir die nachstehenden Beziehungen, da $ds_\beta = ds_\beta$ und $\frac{ds_\alpha}{ds_\alpha} = t_{x\alpha}$

$$(8e) \quad \bar{N}_\varphi = N_\varphi \cdot n_x t_{x\varphi}$$

$$(9e) \quad \bar{N}_x = N_x \cdot n_x \frac{1}{t_{x\varphi}}$$

$$(10e) \quad \bar{N}_{x\varphi} = N_{x\varphi} n_x$$

$$(11e) \quad \bar{\sigma}_\varphi = \sigma_\varphi t_{x\varphi}^2$$

$$(12e) \quad \bar{\sigma}_x = \sigma_x$$

$$(13e) \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = \sigma_{x\varphi} n_x \frac{d}{d} = \sigma_{x\varphi} \cdot t_{x\varphi}$$

$$(14e) \quad \bar{d} = d \frac{n_x}{t_{x\varphi}}$$

Für den Scheitel $\varphi = 0^\circ$ wird $t_{x\varphi} = n_x$ und damit $\bar{d} = d$,

$$\bar{N}_\varphi = n_x^2 N_\varphi, \quad \bar{N}_x = N_x, \quad \bar{N}_{x\varphi} = n_x N_{x\varphi},$$

$$\bar{\sigma}_\varphi = n_x^2 \sigma_\varphi, \quad \bar{\sigma}_x = \sigma_x, \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = n_x \sigma_{x\varphi}.$$

Für den Kämpfer $\varphi = 90^\circ$ wird $t_{x\varphi} = 1$ und $\bar{d} = n_x d$ und damit

$$\bar{N}_\varphi = N_\varphi n_x, \quad \bar{N}_x = N_x n_x, \quad \bar{N}_{x\varphi} = N_{x\varphi} n_x,$$

$$\bar{\sigma}_\varphi = \sigma_\varphi, \quad \bar{\sigma}_x = \sigma_x, \quad \bar{\sigma}_{x\varphi} = \sigma_{x\varphi}.$$

Die aus einer Zylinderschale zusammengesetzten Vieleckskuppeln bei horizontaler Verzerrung werden in dem nachfolgenden Abschnitt 3 zusammen mit den Rotationsschalen behandelt, weil sich für die einzelnen Sektoren hierbei ganz verschiedene Verzerrungen ergeben, die sich am einfachsten durch Polarkoordinaten darstellen lassen.

3. Die affinen Beziehungen bei Polarkoordinaten. Diese Beziehungen sind am wichtigsten, weil sich hiermit bei Anwendung des Massenausgleichs Aufgaben lösen lassen, die auf anderem Wege unlösbar sind. Durch die Anwendung des Massenausgleichs werden zugleich auch in statischer und konstruktiver Hinsicht wesentlich bessere Verhältnisse geschaffen. Wir müssen zunächst die Beziehungen zwischen den Linienelementen der beiden zueinander affinen Schalen ableiten. Aus der Grundrißfigur der Abb. 13a ergibt sich ohne weiteres ds

$$\frac{ds_\varphi}{ds_\theta} = \frac{B \bar{A}}{B A} = t_{x\theta} \text{ wobei } t_{x\theta}^2 = \sin^2 \theta + n_x^2 \cos^2 \theta.$$

Bei der Verzerrung geht der Radius-Vektor $O A$ in den der affinen Schale $O \bar{A}$ über. Die zu diesem Radius-Vektor gehörende Meridianlinie ergibt sich aus der ganz beliebig geformten Meridianlinie der Grundkuppel durch eine Breitenverzerrung gekennzeichnet durch das Verhältnis $r_{x\theta} : 1$, wobei $r_{x\theta}^2 = \cos^2 \theta + n_x^2 \sin^2 \theta$.

Infolgedessen ergibt sich das Verhältnis von $\frac{ds_\varphi}{ds_\theta}$ aus dem konjugierten Halbmesser einer Ellipse, deren kleine Halbachse = 1 und deren große Halbachse = $r_{x\theta}$ ist (Abb. 13b).

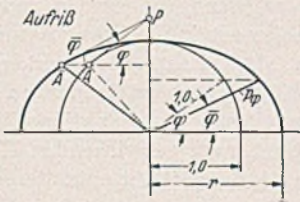
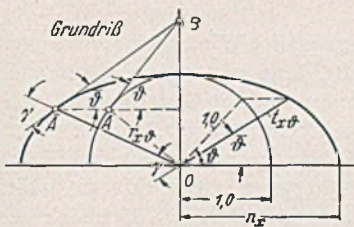


Abb. 13 a und 13 b.

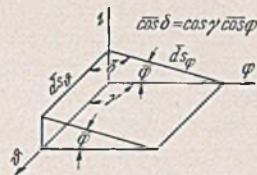


Abb. 13 c.

$$\frac{ds_\varphi}{ds_\theta} = \frac{P \bar{A}}{P A} = p_\varphi \text{ wobei } p_\varphi = \sin^2 \varphi + r_{x\theta}^2 \cos^2 \varphi = 1 + \cos^2 \varphi (r_{x\theta}^2 - 1)$$

Wir müssen nun noch die Größe von $\sin \delta$ bzw. $\bar{\sin} \delta$ ermitteln. Bei der Grundschale ist $\sin \delta = 1$, da wir bei der Rotationsschale rechteckige Flächenelemente zugrunde legen, die dann bei der Verzerrung in Parallelegramme übergehen. Die Projektion des Winkels δ auf die Grundfläche ist gemäß Abb. 13a gegeben durch den Winkel zwischen dem Radius-Vektor und dem konjugierten Halbmesser. Dieser Winkel ergibt sich bekanntlich für eine Ellipse mit den Halbachsen a und b aus der Gleichung $\sin \gamma = \frac{a b}{r q}$. In unserem Falle ist $a = n_x$, $b = 1$, demnach $\sin \gamma = \frac{n_x}{r_{x\theta} t_{x\theta}}$.

Nach Abb. 13c ist demnach $\cos \delta = \cos \gamma \cos \varphi$, wobei $\bar{\cos}^2 \varphi = \cos^2 \varphi \frac{r_{x\theta}^2}{p_\varphi}$. Wir erhalten demnach für die affinen Beziehungen die nachstehenden Gleichungen:

$$(8f) \quad \bar{N}_\varphi = N_\varphi \frac{n_x p_\varphi}{\sin \delta t_{x\theta}}$$

$$(9f) \quad \bar{N}_\theta = N_\theta \frac{n_x t_{x\theta}}{\sin \delta p_\varphi}$$

$$(10f) \quad \bar{N}_{\theta\varphi} = N_{\theta\varphi} n_x$$

$$(11f) \quad \bar{\sigma}_\varphi = \sigma_\varphi p_\varphi$$

$$(12f) \quad \bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta t_{x\theta}^2$$

$$(13f) \quad \bar{\sigma}_{\theta\varphi} \sigma = \sigma_{\theta\varphi} n_x \frac{d}{d}$$

$$(14f) \quad \bar{d} = d \frac{dF}{dF} n_x = \frac{d}{t_{x\theta} \cdot p_\varphi} \frac{n_x}{\sin \delta}$$

$$(15f) \quad \left\{ \begin{aligned} t_{x\theta}^2 &= \sin^2 \theta + n_x^2 \cos^2 \theta, & r_{x\theta}^2 &= \cos^2 \theta + n_x^2 \sin^2 \theta \\ p_\varphi^2 &= \sin^2 \varphi + r_{x\theta}^2 \cos^2 \varphi = 1 + \cos^2 \varphi (r_{x\theta}^2 - 1) \end{aligned} \right.$$

$$(16f) \quad \left\{ \begin{aligned} \sin \delta &= \sqrt{1 - \bar{\cos}^2 \delta}, \text{ wobei } \bar{\cos} \delta = \cos \gamma \bar{\cos} \varphi \\ &= \cos \gamma \cos \varphi \frac{r_{x\theta}}{p_\varphi}, \quad \sin \gamma = \frac{n_x}{r_{x\theta} t_{x\theta}} \text{ und} \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\sin} \delta = \sqrt{1 - \frac{r_{x\theta}^2 t_{x\theta}^2 - n_x^2}{p_\varphi^2 t_{x\theta}^2} \cos^2 \varphi}.$$

Die Werte von $t_{x\theta}$ und $r_{x\theta}$ können der Tabelle 2 entnommen werden und damit können dann die Werte von p_φ leicht berechnet werden. Um die Berechnung der Werte $\sin \delta$ zu erleichtern sind in der Tabelle 3 für sämtliche Verzerrungsverhältnisse die Winkel γ angegeben, so daß der Winkel δ dann mittels der Gleichung $\cos \delta = \cos \gamma \bar{\cos} \varphi = \cos \gamma \cos \varphi \frac{r_{x\theta}}{p_\varphi}$ berechnet werden kann.

Für den Scheitel ist $\varphi = 0$, $dF = n_x dF$, $\bar{d} = d$, $p_\varphi = r_{x\theta}$
 $\bar{\sin} \delta = \frac{n_x}{t_{x\theta} \cdot r_{x\theta}}$ und damit

$$\bar{N}_\varphi = N_\varphi r_{x\theta}^2, \quad \bar{N}_\theta = N_\theta t_{x\theta}^2, \quad \bar{N}_{\theta\varphi} = N_{\theta\varphi} n_x, \quad \bar{\sigma}_\varphi = \sigma_\varphi r_{x\theta}^2,$$

$$\bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta t_{x\theta}^2, \quad \bar{\sigma}_{\theta\varphi} = \sigma_{\theta\varphi} n_x.$$

Für den Kämpfer ist $\varphi = 90^\circ$, $p_\varphi = 1$, $\bar{\sin} \delta = 1$, $\bar{d} = d \frac{n_x}{t_{x\theta}}$ und damit

$$\bar{N}_\varphi = N_\varphi \frac{n_x}{t_{x\theta}}, \quad \bar{N}_\theta = N_\theta n_x t_{x\theta}, \quad \bar{N}_{\theta\varphi} = N_{\theta\varphi} n_x, \quad \bar{\sigma}_\varphi = \sigma_\varphi,$$

$$\bar{\sigma}_\theta = \sigma_\theta t_{x\theta}^2, \quad \bar{\sigma}_{\theta\varphi} = \sigma_{\theta\varphi} \cdot n_x.$$

Für den Fall, daß bei der Rotationsschale die Schubkräfte fehlen, gilt das gleiche auch für die Kuppel mit elliptischem Grundriß. Wir erkennen daraus, daß in diesem Falle ebenso wie bei der Rotationsschale jeder Sektor der Kuppel mit elliptischem Grundriß nur sein eigenes Gewicht trägt, ohne von den Nachbarsektoren hierbei beeinflusst zu werden. Dies ist eine sehr wichtige Erkenntnis für die Wirkungsweise dieser Kuppellinie mit elliptischem Grundriß.

Mit den obigen Gleichungen können wir nun alle Aufgaben, die durch die Aufgaben 6a bis 6f gekennzeichnet sind, auch bei einer horizontalen Verzerrung berechnen. Anschließend an den Abschnitt V, in dem die affinen Beziehungen zwischen den aussteifenden Schalen und Ringen behandelt werden, soll für ein praktisches Beispiel die Anwendung des Massenausgleichs bei horizontaler Verzerrung gezeigt werden.

Besonders einfach ist die Berechnung von affinen Raumfachwerken (Abb. 14). Raumfachwerke in Form von Rotationsflächen

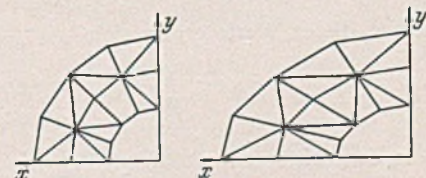


Abb. 14.

können sehr leicht berechnet werden. Dagegen ist die Berechnung derartiger Fachwerkkuppeln mit elliptischem Grundriß ohne Anwendung des Prinzips des Massenausgleichs nicht möglich. Mit Anwendung dieses Prinzips dagegen bereitet die Berechnung nur ganz geringe Mühe. Hierzu ermittelt man zuerst für jeden Stab der Grundkuppel die in den Richtungen $x y z$ wirkenden Komponenten der Stabkräfte. Die entsprechenden Komponenten der

dazu affinen Kuppel mit elliptischem Grundriß folgen aus den Gleichungen des Gesetzes 1. $\bar{V} = n_x V$, $\bar{H}_y = n_x H_y$, $\bar{H}_x = n_x^2 H_x$. Der Massenausgleich gestattet jedoch nicht nur eine sehr einfache Berechnung, sondern bietet auch den Vorteil, daß der elliptische Zugang ebenso wie der kreisförmige der Grundkuppel bei drehsymmetrischer Belastung nur zentrische Zugkräfte aufzunehmen hat.

3a. Die Verwendung der affinen Beziehungen zur Berechnung von Kuppeln mit elliptischem Grundriß infolge von Windkräften. Auch im Fall einer Windbelastung gestatten die affinen Beziehungen eine Berechnung von Kuppeln mit elliptischen Grundrissen ohne daß wir über die Form der Grundkuppel eine Voraussetzung machen müssen. Es kann sich um jede beliebige der in der Abb. 6 dargestellten Schalenformen handeln. Die Kräfte, die auf die verzernte Kuppel einwirken, sind durch das Windgesetz eindeutig festgelegt, und deshalb müssen wir jetzt den umgekehrten Weg gehen, und aus den bekannten Windkräften der verzernten Kuppel die zugehörigen Kräfte der Grundkuppel berechnen. Alsdann ermitteln wir für diese ideellen Kräfte den Spannungszustand der Grundkuppel und daraus dann mit Hilfe der affinen Beziehungen die tatsächlichen Dehnungskräfte der verzernten Kuppel.

Die Windkräfte wirken senkrecht zu den Flächenelementen der verzernten Kuppel, und zwar setzen wir eine antimetrische Belastung nach dem Sinus-Windgesetz voraus.

$$(18) \quad \bar{d}w = w \bar{d}F = w_0 \cos \vartheta \cdot \sin \varphi \cdot \bar{d}F$$

Diese senkrecht zu den Flächenelementen wirkende Kraft zerlegen wir in ihre drei in Richtung x y z wirkenden Komponenten

$$\begin{aligned} \bar{d}w_z &= w_0 \cos \vartheta \sin \varphi \cos \varphi \bar{d}F = \bar{V} \\ \bar{d}w_y &= w_0 \cos \vartheta \sin^2 \varphi \bar{d}F = \bar{H}_y \\ \bar{d}w_x &= w_0 \cos \vartheta \sin \vartheta \sin^2 \varphi \bar{d}F = \bar{H}_x. \end{aligned}$$

Um die Beziehungen zu den inneren Kräften der drehsymmetrischen Grundschale und der dazu affinen Schale mit elliptischem Grundriß zu erhalten gehen wir von dem Gesetz 1 aus, danach ergibt sich für $n_y = n_z = 1$, $n_x = n_x$

$$(19) \quad \bar{V} = V n_x, \quad \bar{H}_y = H_y n_x, \quad \bar{H}_x = n_x^2 H_x.$$

Demnach müssen wir der Grundschale die nachstehenden ideellen Windkräfte zuteilen.

$$\begin{aligned} V &= \frac{\bar{V}}{n_x} = \frac{w_0}{n_x} \cos \vartheta \sin \varphi \cos \varphi \bar{d}F \\ H_y &= \frac{\bar{H}_y}{n_x} = \frac{w_0}{n_x} \cos^2 \vartheta \sin^2 \varphi \bar{d}F \\ H_x &= \frac{\bar{H}_x}{n_x^2} = \frac{w_0}{n_x^2} \cos \vartheta \sin \vartheta \sin^2 \varphi \bar{d}F \end{aligned}$$

Dabei ist $V = w_z dF$, $H_y = w_y dF$, $H_x = w_x dF$. Hierbei geben w_z , w_y , w_x die Komponenten der Windkräfte an, die auf die Grundkuppel einwirken.

Nun ist

$$\frac{\bar{d}F}{dF} = \frac{ds \vartheta}{ds \vartheta} \frac{ds \varphi}{ds \varphi} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} = t_{x\vartheta} \cdot p_\varphi \sin \delta, \quad \sin \delta = 1$$

und nach Abb. 13 b

$$\frac{\cos \varphi}{\cos \varphi} = \frac{r_{x\vartheta}}{p_\varphi}, \quad \frac{\sin \varphi}{\sin \varphi} = \frac{1}{p_\varphi}, \quad \frac{\cos \vartheta}{\cos \vartheta} = \frac{n_x}{t_{x\vartheta}}, \quad \frac{\sin \vartheta}{\sin \vartheta} = \frac{1}{t_{x\vartheta}}.$$

Nach Einsetzen dieser Werte ergibt sich

$$(20) \quad \begin{cases} w_z = w_0 \cos \vartheta \sin \varphi \cdot \cos \varphi \left[\frac{r_{x\vartheta}}{p_\varphi} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} \right] = w \cos \varphi \left[\frac{r_{x\vartheta}}{p_\varphi} \sin \delta \right] \\ w_y = w_0 \cos \vartheta \sin \varphi \cdot \sin \varphi \cos \vartheta \left[\frac{n_x}{p_\varphi t_{x\vartheta}} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} \right] \\ \quad = w \sin \varphi \cos \vartheta \left[\frac{n_x}{p_\varphi t_{x\vartheta}} \sin \delta \right] \\ w_x = w_0 \cos \vartheta \sin \varphi \cdot \sin \varphi \sin \vartheta \left[\frac{1}{n_x \cdot p_\varphi t_{x\vartheta}} \frac{\sin \delta}{\sin \delta} \right] \\ \quad = w \sin \varphi \sin \vartheta \left[\frac{1}{n_x p_\varphi t_{x\vartheta}} \sin \delta \right] \end{cases}$$

Die außerhalb der Klammern stehenden Größen geben die Komponenten der Windkräfte in Richtung x y z an, die normalerweise beim Sinus-Windgesetz auf die Grundkuppel einwirken würden. Die Klammerausdrücke dagegen kennzeichnen die notwendige Abwandlung, damit bei der affinen Schale dieses gleiche Windgesetz möglich ist.

Wir berechnen nun die inneren Kräfte der Grundkuppel für die ideellen Windkräfte der Gl. (20) und übertragen dann die inneren Kräfte mit Hilfe der Gl. (19) auf die Schale mit elliptischem Grundriß.

Wenn auf die Grundkuppel entsprechend den vor den Klammern stehenden Ausdrücken der Gl. (20) Windkräfte nach dem Sinus-Gesetz einwirken, dann ist die Berechnung gemäß dem Handbuch für EB. sehr einfach, weil sich dann auch die inneren Kräfte mit dem $\cos \vartheta$ bzw. $\sin \vartheta$ ändern, d. h. sie verteilen sich über dem Querschnitt nach dem Geradliniengesetz. Da jedoch die in den Klammerausdrücken vorhandenen Größen $t_{x\vartheta}$ und p_φ ebenfalls Funktionen von ϑ sind, ergibt sich keine so einfache Abhängigkeit der inneren Kräfte von ϑ . In diesem Fall muß die Lösung mit Hilfe einer Fourieranalyse erfolgen, wobei es allerdings vollständig genügt, wenn man die erste und die dritte Harmonische berücksichtigt. Die Berechnung der Grundkuppel wird aber noch weiter erschwert dadurch, daß das Gesetz der Verteilung der Windkräfte nach den Breitenkreisen sich vom Scheitel nach dem Kämpfer der Kuppel ständig ändert. Es ist deshalb notwendig, für die Berechnung die Grundkuppel in eine Anzahl Zonen zu zerlegen, für die dann ein gleichbleibendes Gesetz der Windkräfte in Richtung ϑ zugrunde gelegt werden kann und die Lösungen, die sich für die Windkräfte der einzelnen Zonen ergeben dann zu summieren. Bezüglich dieser allgemeinen Berechnung wird wieder auf das Handbuch verwiesen.

Wenn man die drei Komponenten der Windkräfte der Gl. (20) zu einer Resultante zusammenfaßt, dann wirkt diese naturgemäß nicht senkrecht zu dem Flächenelement der Grundkuppel. Eine zu dem Flächenelement senkrechte Richtung der Windresultante könnte sich nur ergeben, wenn die Klammerausdrücke der Gl. (20) gleich 1 gesetzt würden. Der Vektor der Windresultante besitzt drei Komponenten, von denen w_R senkrecht zum Flächenelement in Richtung des Radius R wirkt, während die beiden anderen w_φ und w_ϑ tangential am Flächenelement in Richtung φ und ϑ angreifen. Den senkrecht zu den Flächenelementen wirkenden Winddrücken der affinen Kuppel mit elliptischem Grundrisse entsprechen also bei der Grundkuppel drei Lastfunktionen w_R , w_ϑ , w_φ . Zerlegt man die drei in Richtung x y z wirkenden Komponenten in die Richtungen R, φ und ϑ , dann erhält man diese drei Lastfunktionen, die aber für die Berechnung selbst keine Bedeutung haben, da diese viel einfacher mit den Komponenten in Richtung x y z durchgeführt werden kann. (Abb. 15.)

$$(21a) \quad w_\vartheta = w \sin \varphi \frac{\sin 2 \vartheta}{2 p_\varphi t_{x\vartheta}} \cdot (1 - n_x^2)$$

$$(21b) \quad w_\varphi = w \sin \varphi \cdot \cos \varphi \frac{\sin \delta}{p_\varphi} \cdot \left(\frac{t_{x\vartheta}}{n_x} - r_{x\vartheta} \right)$$

$$(21c) \quad w_R = w \frac{\sin \delta}{p_\varphi} \cdot \left(\frac{t_{x\vartheta}}{n_x} \sin^2 \varphi + r_{x\vartheta} \cos^2 \varphi \right)$$

Die vorstehenden Darlegungen zeigen, daß es auf Grund des Massengesetzes und der daraus abgeleiteten affinen Beziehungen möglich ist, ein derart schwieriges Problem wie die Windbeanspruchung einer Kuppel mit elliptischem Grundriß auf die Berechnung einer Rotationsschale zurückzuführen. Während man bei der durch Wind nach dem Sinus-Gesetz beanspruchten Rotationsschalen eine geradlinige Spannungsverteilung für die inneren Kräfte erhält ($N_\varphi = N_{\varphi n} \cos \vartheta$) ergibt sich für die Kuppel mit elliptischem Grundrisse gemäß der Abb. 16 eine wesentlich kompliziertere und ungünstige Spannungsverteilung mit drei neutralen Achsen (gespaltenes Widerstandsmoment).

3b. Die Anwendung der affinen Beziehungen zur Berechnung von Vieleckskuppeln mit länglichem Grund-

Zahlentafel 2.

		$t_x^2 = \sin^2 \vartheta + n_x^2 \cos^2 \vartheta$											
ϑ	n_x	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	n_x	ϑ
0	t_x	1,100	1,200	1,300	1,400	1,500	1,600	1,700	1,800	1,900	2,000	r_x	90
	t_x^2	1,210	1,440	1,690	1,960	2,250	2,560	2,890	3,240	3,610	4,000	r_x^2	
10	t_x	1,097	1,194	1,292	1,390	1,487	1,585	1,683	1,781	1,879	1,978	r_x	80
	t_x^2	1,204	1,427	1,670	1,931	2,212	2,513	2,833	3,173	3,531	3,910	r_x^2	
20	t_x	1,089	1,178	1,269	1,359	1,450	1,542	1,633	1,726	1,818	1,910	r_x	70
	t_x^2	1,186	1,389	1,609	1,848	2,104	2,378	2,669	2,978	3,305	3,649	r_x^2	
30	t_x	1,076	1,153	1,232	1,312	1,392	1,473	1,555	1,637	1,720	1,803	r_x	60
	t_x^2	1,158	1,330	1,518	1,720	1,938	2,170	2,418	2,680	2,958	3,250	r_x^2	
40	t_x	1,060	1,122	1,185	1,250	1,316	1,384	1,452	1,521	1,591	1,662	r_x	50
	t_x^2	1,123	1,258	1,405	1,563	1,734	1,916	2,109	2,315	2,532	2,761	r_x^2	
50	t_x	1,043	1,087	1,134	1,182	1,232	1,282	1,334	1,388	1,441	1,497	r_x	40
	t_x^2	1,087	1,182	1,285	1,397	1,517	1,645	1,781	1,926	2,078	2,240	r_x^2	
60	t_x	1,026	1,054	1,083	1,114	1,146	1,179	1,214	1,249	1,286	1,323	r_x	30
	t_x^2	1,053	1,110	1,173	1,240	1,313	1,390	1,473	1,560	1,653	1,750	r_x^2	
70	t_x	1,012	1,025	1,040	1,055	1,071	1,087	1,105	1,123	1,142	1,162	r_x	20
	t_x^2	1,025	1,052	1,081	1,112	1,146	1,183	1,221	1,267	1,305	1,351	r_x^2	
80	t_x	1,003	1,007	1,010	1,014	1,019	1,023	1,028	1,033	1,039	1,044	r_x	10
	t_x^2	1,006	1,013	1,021	1,029	1,038	1,047	1,057	1,068	1,079	1,091	r_x^2	
90	t_x	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	r_x	0
	t_x^2	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	r_x^2	

$$r_x^2 = \cos^2 \vartheta + n_x^2 \sin^2 \vartheta$$

riß. In der Abb. 17 ist die horizontale Verzerrung einer Vieleckskuppel dargestellt. Wir wollen nun die inneren Kräfte des Sektors, dessen Lage durch den Breitenwinkel ϑ gekennzeichnet ist, aus denen des zugehörigen Sektors der Grundkuppel ermitteln. Die auf das affine Flächenelement (Parallelogramm) wirkenden Kräfte sind

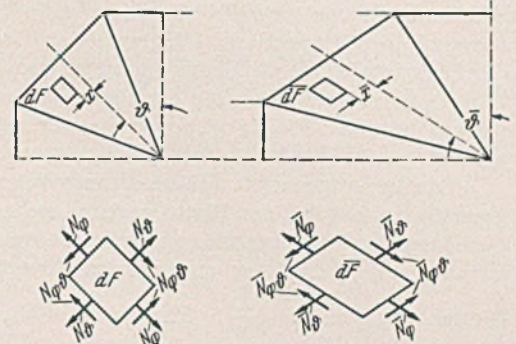


Abb. 17.

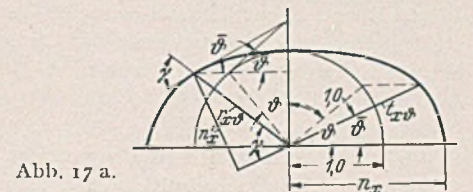


Abb. 17 a.

Zahlentafel 3.

$$\gamma = \arcsin \frac{n_x}{r_x \cdot t_x}$$

$\cos^2 \vartheta$	n_x	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00	n_x	$\cos^2 \vartheta$
1,0000	$\vartheta =$	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90° 00'	90	0
0,9698	0°	88° 15'	86° 20'	84° 50'	83° 24'	81° 58'	80° 30'	79° 14'	78° 00'	76° 50'	75° 34'	80	0,0302
0,8830	10°	86° 50'	83° 18'	80° 20'	77° 34'	75° 02'	72° 38'	70° 20'	68° 14'	66° 12'	64° 16'	70	0,1170
0,7500	20°	85° 24'	81° 04'	77° 02'	73° 30'	70° 12'	67° 07'	64° 17'	61° 43'	59° 15'	57° 00'	60	0,2500
0,5868	30°	84° 50'	79° 50'	75° 22'	71° 22'	67° 43'	64° 22'	61° 18'	58° 30'	55° 57'	53° 32'	50	0,4132

$$p^2 = 1 + \cos^2 \vartheta (r_x^2 - 1)$$

durch die Gl. (8f—16f) gegeben, wobei wir zu beachten haben, daß jetzt für den gesamten Sektor der Winkel ϑ der Achsline maßgebend ist. Die Kraft N_φ des affinen Flächenelementes wirkt jetzt jedoch nicht in der Gewölberichtung, sondern sie besitzt auch eine Komponente in Richtung der Erzeugenden. Die tatsächliche Gewölbekraft ist gegeben durch die Gl. (8e), wenn wir entsprechend der Abb. 17 a den Verzerrungsfaktor n_x durch n'_x ersetzen. n'_x stellt die tatsächliche Breitenverzerrung der Zylinderschale dar. Des weiteren ist bei Ersatz von n_x durch n'_x die Schalendicke durch die Gl. (14e) gegeben.

(Schluß folgt.)

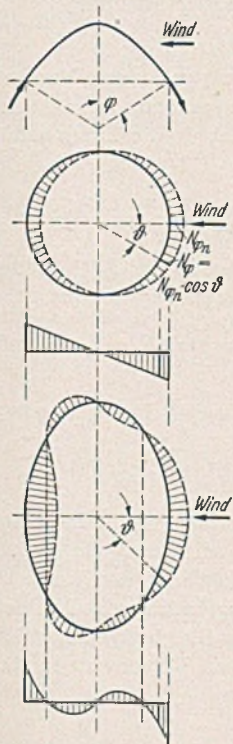


Abb. 16.

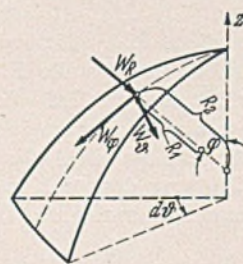


Abb. 15.

BEULSPANNUNGEN VON RECHTECKPLATTEN MIT LÄNGSSTEIFEN BEI GLEICHMÄSSIGER DRUCKBEANSPRUCHUNG¹.

Von Dipl.-Ing. Rudolf Barbré, Hannover.

Übersicht: Welche Biegesteifigkeiten $B = EI$ müssen die Längsrippen von Rechteckplatten mindestens haben, damit beim Ausbeulen der Platte an den Längssteifen Knotenlinien entstehen?

Die ersten Untersuchungen über die Stabilität versteifter Platten stammen von Timoschenko². Für Spannungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze hat Timoschenko mit Hilfe der Energiemethode die Beulspannungen von Rechteckplatten mit Längs- oder Quersteifen für die Fälle gleichmäßiger Druckspannungen in einer Richtung bzw. reiner Schubbeanspruchung berechnet.

Für die erstgenannte Art der Beanspruchung sind Längs- bzw. Quersteifen fest mit der Platte verbundene Aussteifungsrippen in Richtung der Druckspannungen bzw. senkrecht dazu. Die Beulspannungen σ_k sind außer von den Abmessungen der Platte (Seitenverhältnis $\alpha = \frac{a}{b}$, Plattendicke t , Plattensteifigkeit $D = \frac{Et^3}{12(1-\mu^2)}$) abhängig von den Biegesteifigkeiten $B = EI$ und den Querschnitten F der einzelnen Steifen. An Stelle der Werte B und F hat Timoschenko die Verhältnisse der Biegesteifigkeiten bzw. Querschnitte der Steifen zu denen der Platte eingeführt, so daß für die Steife n ist

$$\gamma_n = \frac{B_n}{bD} \quad \text{bzw.} \quad \delta_n = \frac{F_n}{b^2 t}$$

Für den Sonderfall von Längssteifen mit gleichen Biegesteifigkeiten und Querschnitten in gleichen Abständen, so daß die Plattenbreite b durch die Steifen in gleiche Felder geteilt wird, sind für gleichmäßige Druckbeanspruchung bei einem bestimmten Wert γ , der als „Mindeststeifigkeit“ γ_{\min} bezeichnet wird, zwei grundsätzlich verschiedene Beulungsformen möglich. Die Platte beult nämlich entweder mit den Steifen aus wie im Falle $\gamma < \gamma_{\min}$ (Abb. I, I) oder sie beult in der Y-Richtung in Halbwellen mit

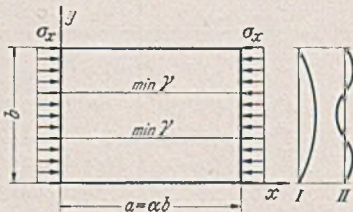


Abb. 1. Mögliche symmetrische Beulungsformen bei Längssteifen mit der Mindeststeifigkeit γ_{\min} .

Knotenlinien an den Stellen der Steifen (Abb. I, II). Im letzteren Falle erleiden die Steifen keine Ausbiegungen aus der Plattenebene sondern nur Drehungen. Bei Vernachlässigung der geringen Torsionssteifigkeit der Steifen hat eine Vergrößerung von γ über den Wert der Mindeststeifigkeit hinaus keine weitere Vergrößerung der Beulspannung der Platte mehr zur Folge, da die von γ unabhängige Beulungsform mit Knotenlinien an den Längssteifen dann die kleineren Beulspannungen liefert.

Für den Fall einer Längssteife in Plattenmitte hat Schleicher³ diese Mindeststeifigkeiten angenähert unter Zugrundelegung der von Timoschenko berechneten Beulspannungen für einen kleinen Bereich ermittelt.

Dieselben Überlegungen gelten sinngemäß auch für Quersteifen. Für den wichtigeren Fall der Längssteifen werden im folgenden die genauen Werte der Mindeststeifigkeiten für eine und zwei Längssteifen auf Grund der geschlossenen Ausdrücke für die Knickbedingungen bestimmt.

1. Allgemeine Beulbedingung für Längssteifen.

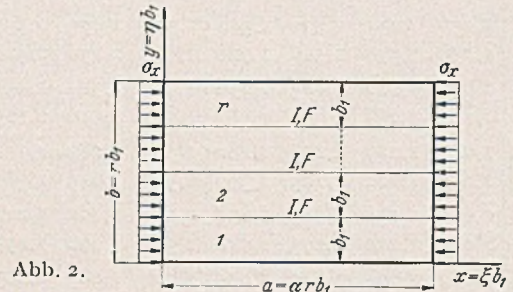
Die rechteckige Platte mit dem Seitenverhältnis $\alpha = \frac{a}{b}$

¹ Die Anregung zu der vorliegenden Arbeit verdanke ich Herrn Professor Dr.-Ing. Schleicher.

² Timoschenko, S.: Über die Stabilität versteifter Platten. Eisenbau 12 (1921) S. 147.

³ Schleicher, F.: Stabilitätsprobleme vollwandiger Stahltragwerke. Bauing. 15 (1934) S. 505.

(s. Abb. 2) wird durch $r - 1$ Längssteifen mit den Trägheitsmomenten I und den Querschnitten F in r gleiche Felder von der Breite $b_1 = \frac{b}{r}$ geteilt. Werden für das Plattenfeld i die Verhältniszahlen $\xi = \frac{x}{b_1}$ und $\eta = \frac{y}{b_1}$ eingeführt, so genügen die Ausbiegungen w der Plattenmittelebene infolge der kritischen Druckspan-



nungen σ_k an den Rändern $\xi = 0$ und $\xi = \alpha r$ innerhalb jedes einzelnen Plattenfeldes i der Differentialgleichung

$$(1) \quad \Delta \Delta w_i(\xi, \eta) + \pi^2 k_1 \frac{\partial^2 w_i(\xi, \eta)}{\partial \xi^2} = 0; \quad (i = 1, 2 \dots r),$$

wobei

$$k_1 = \frac{k}{r^2}; \quad \sigma_k = k \cdot \sigma_e \quad \text{und} \quad \sigma_e = \frac{\pi^2 D}{b^2 t} \quad (\text{Eulerspannung})$$

bedeuten³.

Unter der für die folgende Untersuchung geltenden Voraussetzung gelenkiger Lagerung ($w = 0, \Delta w = 0$) an den Querrändern $\xi = 0$ und $\xi = \alpha r$ der Rechteckplatte lautet^{4,5} die Lösung der Differentialgleichung (1)

$$(2) \quad w_i = Y_i(\eta) \cdot \sin v_i \cdot \xi \quad \text{mit} \quad v_i = \frac{m_i \pi}{\alpha r}$$

Darin bedeutet m_i die Anzahl der Halbwellen in der ξ -Richtung. Die Funktion Y_i muß der gewöhnlichen Differentialgleichung

$$(3) \quad Y_i^{IV} - 2 v_i^2 Y_i'' + v_i^2 (v_i^2 - \pi^2 k_1) Y_i = 0$$

genügen, deren allgemeine Lösung ist

$$(4) \quad Y_i = A_i \text{Si} \kappa_1 \eta + B_i \text{Co} \kappa_1 \eta + C_i \sin \kappa_2 \eta + D_i \cos \kappa_2 \eta$$

mit

$$\kappa_2 = \sqrt{v_i^2 (\pi \sqrt{k_1} \pm v_i)}; \quad (\pi \sqrt{k_1} > v_i).$$

Da die Zahl der Halbwellen m_i in der Längsrichtung im Falle des Ausbeulens für alle Plattenfelder dieselbe sein muß ($m_i = m$), erhält man mit Hilfe der vier Randbedingungen an den Rändern $\eta = 0$ und $\eta = r$ sowie der $4(r - 1)$ Übergangsbedingungen an den Längssteifen ein System von $4r$ homogenen Gleichungen zur Bestimmung der $4r$ Konstanten A bis D. Das Verschwinden der Nennerdeterminante

$$|D| = 0$$

liefert die gesuchte Knickbedingung, aus der die Beulspannungen ermittelt werden können.

An der Übergangsstelle von Feld i zu Feld $i + 1$ sind 4 Übergangsbedingungen zu erfüllen. Für $\eta = i; [i = 1 \text{ bis } (r - 1)]$ muß nämlich sein:

$$(5) \quad 1. \quad w_i = w_{i+1},$$

$$(6) \quad 2. \quad \frac{\partial w_i}{\partial \eta} = \frac{\partial w_{i+1}}{\partial \eta}.$$

3. Die Differenz der Auflagerkräfte der benachbarten Platten-

⁴ Reißner, H.: Über die Knicksicherheit ebener Bleche. Zbl. Bauverw. 29 (1909) S. 93.

⁵ Chwalla, E.: Das allgemeine Stabilitätsproblem der gedrückten, durch Randwinkel verstärkten Platte. Ing.-Arch. 5 (1934) S. 54.

felder ist gleich der Querbelastung der Steife zu setzen. Unter Berücksichtigung der Normalspannungen σ_k in der Steife ist also

$$-\frac{D}{b_1^3} \left[\frac{\partial^3 w_i}{\partial \eta^3} + (2-\mu) \frac{\partial^3 w_i}{\partial \xi^2 \partial \eta} - \frac{\partial^3 w_{i+1}}{\partial \eta^3} - (2-\mu) \frac{\partial^3 w_{i+1}}{\partial \xi^2 \partial \eta} \right] \\ = E J \frac{\partial^4 w_i}{b_1^4 \partial \xi^4} + k \sigma_e F \frac{\partial^2 w_i}{b_1^2 \partial \xi^2}.$$

Da aber für $\eta = i$

$$(7) \quad \frac{\partial^2 w_i}{\partial \xi^2} = \frac{\partial^2 w_{i+1}}{\partial \xi^2}$$

ist und

$$\frac{E J}{D b_1} = r \gamma \quad \text{bzw.} \quad \frac{\sigma_e F b_1}{D} = \frac{\pi^2}{r} \delta,$$

geht obige Gleichung über in

$$(8) \quad - \left(\frac{\partial^3 w_i}{\partial \eta^3} - \frac{\partial^3 w_{i+1}}{\partial \eta^3} \right) = r \gamma \frac{\partial^4 w_i}{\partial \xi^4} + \frac{k \pi^2}{r} \delta \frac{\partial^2 w_i}{\partial \xi^2}.$$

Für den Fall der symmetrisch angeschlossenen Steife, deren Nulllinie mit der der Platte zusammenfällt, gilt diese Bedingung exakt. Die einseitig angeschlossene Steife erzeugt dagegen an der Anschlußstelle Schubkräfte, die einen zusätzlichen ebenen Spannungszustand in der Platte hervorruft. Da die zusätzlichen Spannungen in der η -Richtung sehr rasch abklingen^{5a)}, ist ihr Einfluß auf die Beulspannungen der Platte unberücksichtigt geblieben. Als Bezugsachse für das Trägheitsmoment der Steife ist jedoch mit Rücksicht auf die feste Verbindung von Platte und Steife nach dem Vorschlag von Timoschenko² die an der Berührungsstelle von Steife und Platte liegende Faser zu wählen.

4. Bei Vernachlässigung der Torsionssteifigkeit der Steife sind die Biegemomente m_η an den Rändern der beiden Plattenfelder einander gleich, also

$$\frac{D}{b_1^2} \left(\frac{\partial^2 w_i}{\partial \eta^2} + \mu \frac{\partial^2 w_i}{\partial \xi^2} \right) = \frac{D}{b_1^2} \left(\frac{\partial^2 w_{i+1}}{\partial \eta^2} + \mu \frac{\partial^2 w_{i+1}}{\partial \xi^2} \right)$$

oder unter Beachtung von Gl. (7)

$$(9) \quad \frac{\partial^2 w_i}{\partial \eta^2} = \frac{\partial^2 w_{i+1}}{\partial \eta^2}.$$

2. Eine Längssteife in Plattenmitte.

Für die Rechteckplatte mit einer Längssteife in Plattenmitte ist $r = 2$ und $b_1 = \frac{b}{2}$. In den Bezeichnungen der allgemeinen Ableitung ist also zu setzen

$$\xi = \frac{x}{b/2}; \quad \eta = \frac{y}{b/2} \quad \text{und} \quad k_1 = \frac{k}{4}.$$

a) Gelenkige Lagerung an den Rändern

$$\eta = 0 \quad \text{und} \quad \eta = 2.$$

Für gelenkige Lagerung ($w = 0$; $\Delta w = 0$) an den Plattenrändern $\eta = 0$ und $\eta = 2$ ergibt sich für den vorliegenden Fall die Beulbedingung⁶

$$(10) \quad \sin \kappa_2 \cdot \left[-2(\kappa_1^2 + \kappa_2^2) + \left(2\nu^4 \gamma - \frac{\pi^2}{2} \nu^2 k \delta \right) \left(\frac{\Im q \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\text{tg} \kappa_2}{\kappa_2} \right) \right] = 0.$$

Das Verschwinden des zweiten Faktors

$$(11) \quad -2(\kappa_1^2 + \kappa_2^2) + \left(2\nu^4 \gamma - \frac{\pi^2}{2} \nu^2 k \delta \right) \left(\frac{\Im q \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\text{tg} \kappa_2}{\kappa_2} \right) = 0$$

liefert die Beulspannungen für den Fall des Ausbeulens von Platte und Steife (Symmetrische Beulung in bezug auf die Achse $\eta = 1$)⁷.

^{5a)} Chwalla, E.: Die Formeln zur Berechnung der „vollmitragenden Breite“ dünner Gurt- und Rippenplatten. Stahlbau 9 (1936) S. 73. In diesem nach Abschluß der vorliegenden Arbeit erschienenen Aufsatz finden sich auch weitere Quellenangaben über das Problem der mittragenden Breite.

⁶⁾ Die Auflösung der Beulbedingung für den allgemeinen Fall von Längs- und Quersteifen an beliebiger Stelle wird vom Verfasser in Kürze an anderer Stelle veröffentlicht werden.

⁷⁾ In dem vor kurzem veröffentlichten Aufsatz von Lokshin, A. S.: On the calculation of plates with ribs. Appl. Math. a. Mech. 2 (1935) S. 225, in dem eine Platte mit beliebig vielen Steifen von gleichen Abmessungen und in gleichen Abständen behandelt wird, ist diese Lösung

Die Beulspannungen sind abhängig von γ und δ ; ihre Kleinstwerte sind die der unversteiften Platte ($\gamma = \delta = 0$). Mit wachsendem γ steigen die Beulspannungen an und nähern sich asymptotisch dem Wert für $\gamma = \infty$. An der Stelle $\eta = 1$ ist für $\gamma = \infty$ starre Lagerung ($w = 0$) vorhanden und aus Symmetriegründen die Tangenten- neigung in der η -Richtung gleich Null ($\frac{\partial w}{\partial \eta} = 0$). Die zugehörigen Beulspannungen ergeben sich aus der Bedingung

$$(11a) \quad \frac{\Im q \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\text{tg} \kappa_2}{\kappa_2} = 0;$$

sie sind gleich denen der Platte von der Breite $b/2$ mit einem gelenkig gelagerten und einem eingespannten Längsrand (vgl. auch Gl. (18)).

Das Verschwinden des ersten Faktors von Gl. (10)

$$(12) \quad \sin \kappa_2 = 0$$

liefert die Beulspannungen für den Fall, daß die Platte mit einer Knotenlinie in $\eta = 1$ ausbeult (Antisymmetrische Beulung in bezug auf die Achse $\eta = 1$). Die Lösungen dieser Beulbedingung sind

$$\kappa_2 = \pi, 2\pi, 3\pi \dots$$

oder, wenn m_1 die Anzahl der Halbwellen in der X-Richtung bei Vorhandensein einer Knotenlinie an der Stelle $\eta = 1$ bezeichnet, ist für $\kappa_2 = \pi$ ($\kappa_2 = 2\pi, 3\pi \dots$ liefert höhere Knickspannungen)

$$(13) \quad k = 4 \left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2\alpha} \right)^2.$$

Die jeweiligen Kleinstwerte von k liegen für die verschiedenen Beulungsformen mit $m_1 = 1, 2, 3, \dots$ Halbwellen (Abb. 3) innerhalb der Bereiche der Seitenverhältnisse

$$\frac{\sqrt{(m_1-1)m_1}}{2} < \alpha < \frac{\sqrt{m_1(m_1+1)}}{2}.$$

Diese Beulspannungen sind dieselben wie für die Platte von der Breite $b/2$ bei gelenkig gelagerten Längsrändern, sie sind also kleiner als die nach Gl. (11a).

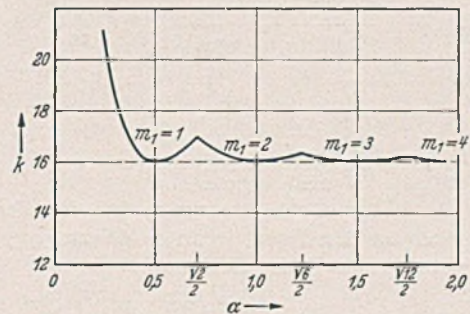


Abb. 3. Kleinste Beulspannungen der Rechteckplatte mit einer Längssteife bei antisymmetrischer Beulung.

Für Werte γ , die kleiner sind als die Mindeststeifigkeit $\min \gamma$, liefert daher Gl. (11), bei Werten $\gamma > \min \gamma$ dagegen Gl. (12) die kleinsten Beulspannungen. Im letzteren Falle beult die Platte unabhängig von der Biegesteifigkeit der Längssteife. Die Größe von $\min \gamma$ ist demnach aus Gl. (11) zu berechnen, wobei als Beulspannungen die Kleinstwerte nach Gl. (13) einzusetzen sind:

$$(14) \quad \min \gamma = \frac{2}{\pi^2} \frac{\left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2\alpha} \right) \left(\frac{2\alpha}{m_1} \right)^3}{\frac{\Im q \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\text{tg} \kappa_2}{\kappa_2}} + \frac{4\alpha^2}{m^2} \left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2\alpha} \right)^2 \cdot \delta$$

als Sonderfall ebenfalls angegeben. Da Lokshin zwar denselben Grundgedanken, aber nicht die allgemeine Lösung der Differentialgleichung benutzt, ist seine Knickbedingung unvollständig, sie enthält nur den Fall der symmetrischen Beulung. Während bei einer ungeraden Anzahl von Steifen die antisymmetrischen Beulungsfälle als symmetrische Beulungsfälle in bezug auf die halbe Plattenbreite ohne besondere Schwierigkeiten (wie oben) angegeben werden können, ist das bei gerader Anzahl von Steifen nicht der Fall. Bei kurzen Platten mit Längssteifen sowie auch insbesondere bei Vorhandensein von Quersteifen liefern aber die antisymmetrischen Beulungsfälle vielfach die maßgebenden kleinsten Beulspannungen.

mit

$$\kappa_{\frac{1}{2}} = \pi \sqrt{\frac{m}{2\alpha} \left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1 \pm m}{2\alpha} \right)}$$

Mindeststeifigkeiten in dem Bereich

$$0 < \alpha < \frac{\sqrt{2}}{2}$$

Für die Werte $m = 1$ und $m_1 = 1$, d. h. in dem Bereich

$$0 < \alpha < \frac{\sqrt{2}}{2} \text{ ist}$$

$$\kappa_1 = \frac{\pi}{2\alpha} \sqrt{4\alpha^2 + 2}; \quad \kappa_2 = \pi$$

und damit

$$\min \gamma = \frac{4}{\pi \mathfrak{I}g \kappa_1} \cdot \alpha (4\alpha^2 + 1) \sqrt{4\alpha^2 + 2} + (4\alpha^2 + 1)^2 \cdot \delta \quad (15)$$

Da innerhalb dieses Bereiches $\mathfrak{I}g \kappa_1 \approx 1$ ist, kann in guter Annäherung gesetzt werden

$$\min \gamma \approx \frac{4}{\pi} \cdot \alpha (4\alpha^2 + 1) \sqrt{4\alpha^2 + 2} + (4\alpha^2 + 1)^2 \cdot \delta \quad (15a)$$

Mindeststeifigkeiten für $k = 16$.

Für die Seitenverhältnisse $2\alpha = 1, 2, 3 \dots$ sowie angenähert für die lange Platte (Abb. 3) ist nach Gl. (13)

$$k = 16.$$

Für diesen Wert ist

$$\min \gamma = \frac{32 \left(\frac{\alpha}{m} \right)^3}{\pi^2 \left(\frac{\mathfrak{I}g \kappa_1}{\kappa_1} - \frac{\operatorname{tg} \kappa_2}{\kappa_2} \right)} + 16 \left(\frac{\alpha}{m} \right)^2 \cdot \delta \quad (16)$$

mit

$$\kappa_{\frac{1}{2}} = \pi \sqrt{\frac{m}{2\alpha} \left(2 \pm \frac{m}{2\alpha} \right)}$$

Wie aus Gl. (14) und (16) hervorgeht, sind die Werte $\min \gamma$ für beliebiges δ leicht zu berechnen, wenn die Werte $\min \gamma_0$ (d. i. $\min \gamma$ für $\delta = 0$) bekannt sind. Es ist dann

$$\min \gamma = \min \gamma_0 + \frac{4\alpha^2}{m^2} \left(\frac{2\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2\alpha} \right)^2 \cdot \delta \quad (14a)$$

$$\min \gamma = \min \gamma_0 + 16 \left(\frac{\alpha}{m} \right)^2 \cdot \delta \quad (\text{für } k = 16). \quad (16a)$$

In Abb. 4 sind die Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ in Abhängigkeit von α für mehrere Werte von δ aufgetragen. Von den verschiedenen Werten γ , die nach Gl. (14) bzw. (16) für $m = 1, 2, 3 \dots$ Halbwellen berechnet werden können, ist der jeweilige Größtwert die gesuchte Mindeststeifigkeit $\min \gamma$. Für kleinere Werte γ würde die Platte zusammen mit der Steife ausbeulen, und zwar mit der den Größtwert liefernden Beulungsform, jedoch bei einer kleineren Beulspannung als sie der Mindeststeifigkeit zugrunde liegt. Der Übergang von $m = 1$ zu $m = 2$ Halbwellen findet je nach der Größe von δ bei $\alpha \approx 3$ bis 4 statt. Die Unstetigkeiten an den Übergangsstellen von m_1 zu $m_1 + 1$ Halbwellen (vgl. Abb. 3) sind innerhalb des Bereiches von $m = 1$ Halbwelle, d. h. bis zu Seitenverhältnissen von $\alpha = 3$ bis 3,5 noch merkbar. Die gestrichelten Linien an den Höchstpunkten der Kurvenäste für $m = 1$ Halbwelle entsprechen den Mindeststeifigkeiten für die konstante Beulspannung $k = 16$.

Mit wachsendem Seitenverhältnis α schmiegen sich die Kurvenäste in ihrem Geltungsbereich immer mehr an die Geraden an, die durch die Höchstpunkte der Kurven für $k = 16$ bestimmt sind. Die Größtwerte der gestrichelten Kurven sind also die Mindest-

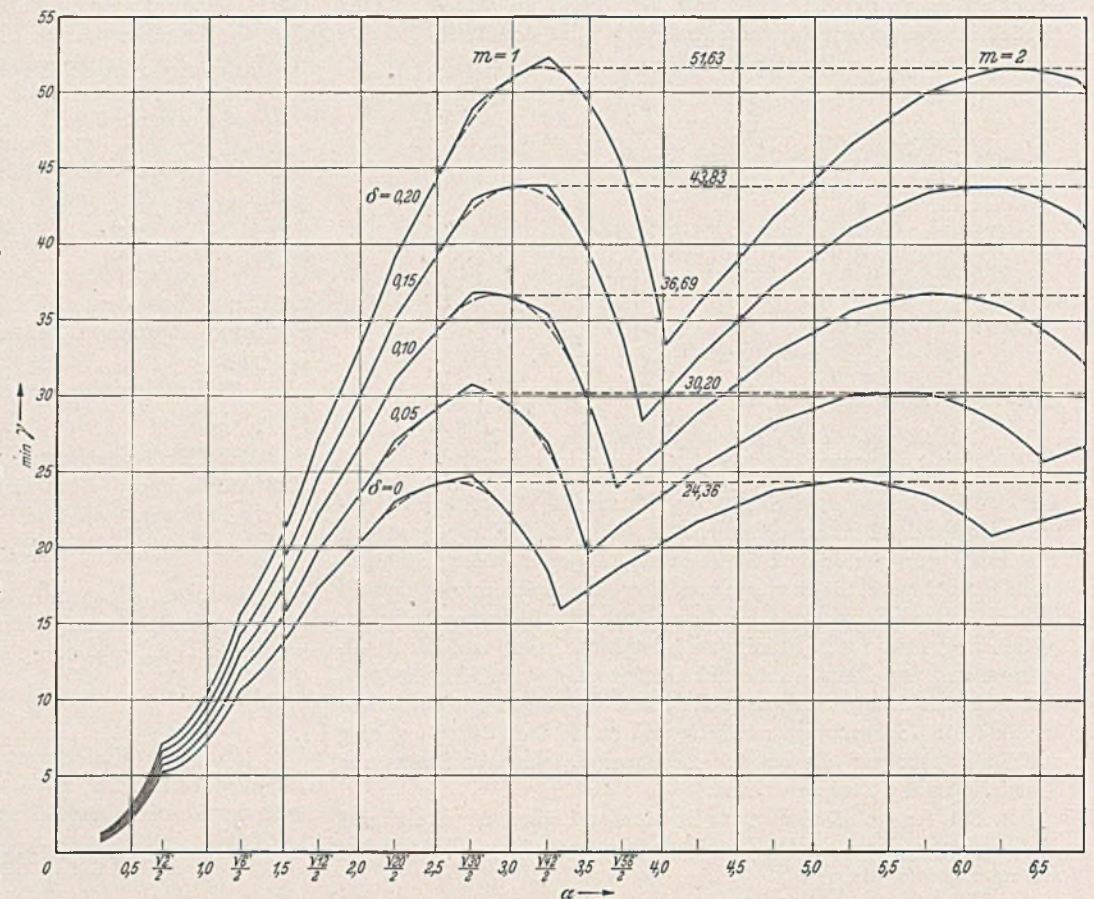


Abb. 4. Mindeststeifigkeiten bei Anordnung einer Längssteife (gelenkig gelagerte Ränder).

steifigkeiten für die unendlich lange Platte ($\alpha = \infty$), wobei die zugehörigen Seitenverhältnisse den Wellenlängen λ entsprechen, mit denen der unendlich lange Plattenstreifen im symmetrischen Beulungsfall ausbeult. In Zahlentafel 1 sind die absoluten Größtwerte der Mindeststeifigkeiten $\min \gamma^{\max}$, soweit sie mit den höchsten Knickpunkten innerhalb der Kurvenäste für $m = 1$ übereinstimmen, den Mindeststeifigkeiten $\min \gamma^\infty$ für den unendlich langen Plattenstreifen gegenübergestellt.

Zahlentafel 1.

δ	$\min \gamma^{\max}$	α	$\min \gamma^\infty$	λ
0	24,69	2,74	24,36	2,63
0,05	30,74	2,74	30,20	2,78
0,10	36,79	2,74	36,69	2,92
0,15			43,83	3,07
0,20	52,26	3,24	51,63	3,18

In Zahlentafel 2 sind die Mindeststeifigkeiten für die Werte $\delta = 0; 0,05; 0,10; 0,15; 0,20$ angegeben. Um an der Übergangsstelle von $m = 1$ zu $m = 2$ Halbwellen für jeden beliebigen Wert von δ die zugehörigen Mindeststeifigkeiten nach Gl. (14) bzw. (16a) leicht angeben zu können, sind in diesem Bereich die Werte $\min \gamma_0$ für $m = 1$ und $m = 2$ eingetragen. Man vergleiche hierzu auch das Zahlenbeispiel.

b) Einspannung an den Rändern $\eta = 0$ und $\eta = 2$.

Für den Fall der Einspannung ($w = 0; \frac{\partial w}{\partial \eta} = 0$) der Längsränder $\eta = 0$ und $\eta = 2$ lautet die allgemeine Knickbedingung ⁶

$$\begin{aligned} & [\kappa_2 \cdot \sin \kappa_1 \cdot \cos \kappa_2 - \kappa_1 \mathfrak{C}0 \kappa_1 \cdot \sin \kappa_2] \\ & \times [(\kappa_1 \cdot \sin \kappa_1 \cdot \cos \kappa_2 + \kappa_2 \mathfrak{C}0 \kappa_1 \cdot \sin \kappa_2) \cdot \kappa_1 \kappa_2 (\kappa_1^2 + \kappa_2^2) \\ & + (2 \nu^2 \gamma - \frac{\pi^2}{2} k \nu^2 \delta) (\kappa_1 \kappa_2 (1 - \mathfrak{C}0 \kappa_1 \cos \kappa_2) + \nu^2 \sin \kappa_1 \cdot \sin \kappa_2)] \\ & = 0. \end{aligned} \quad (17)$$

Zahlentafel 2. Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ bei einer Längssteife.

α	m	$\delta =$				
		0	0,05	0,10	0,15	0,20
0,3	1	0,798	0,891	0,983	1,075	1,168
0,4	1	1,357	1,492	1,626	1,761	1,895
0,5	1	2,205	2,405	2,605	2,805	3,005
0,6	1	3,458	3,755	4,053	4,351	4,648
0,7	1	5,251	5,689	6,127	6,565	7,004
0,8	1	5,556	6,093	6,631	7,169	7,707
0,9	1	6,218	6,874	7,529	8,184	8,839
1,0	1	7,226	8,026	8,826	9,626	10,426
1,5	1	13,72	15,52	17,32	19,12	20,92
2,0	1	20,22	23,42	26,62	29,82	33,02
2,5	1	24,15	29,15	34,15	39,15	44,15
3,0	1	22,17	29,37	36,57	43,77	50,97
3,5	1	(10,22)	20,02	29,82	39,62	49,42
3,5	2	17,11	—	—	—	—
4,0	1	(-16,47)	—	—	—	34,73
4,0	2	20,22	23,42	26,62	29,82	—
4,5	2	22,70	26,75	30,80	34,85	38,90
5,0	2	24,15	29,15	34,15	39,15	44,15
5,5	2	24,13	30,18	36,23	42,28	48,33
6,0	2	22,17	29,37	36,57	43,77	50,97

Diese Knickbedingung kann zerlegt werden in

$$(18) \quad \alpha_2 \sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 - \alpha_1 \cos \alpha_1 \sin \alpha_2 = 0.$$

für die antisymmetrischen Beulungsfälle (Knotenlinie in $\eta = 1$) und

$$(19) \quad \left\{ \begin{array}{l} (\alpha_1 \sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 + \alpha_2 \cos \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2) \alpha_1 \alpha_2 (\alpha_1^2 + \alpha_2^2) \\ + \left(2 \nu^4 \gamma - \frac{\pi^2}{2} k \nu^2 \delta \right) (\alpha_1 \alpha_2 (1 - \cos \alpha_1 \cos \alpha_2) \\ + \nu^2 \sin \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2) = 0 \end{array} \right.$$

für die symmetrischen Beulungsfälle.

Die Knickbedingung Gl. (18) ist unabhängig von γ und δ , sie stimmt überein mit derjenigen für die Platte mit der Breite $b/2$, von der ein Längsrand eingespannt, der andere gelenkig gelagert ist. Wird mit m_1 entsprechend Gl. (13) die Zahl der Halbwellen in Längsrichtung für den Fall der antisymmetrischen Beulung be-

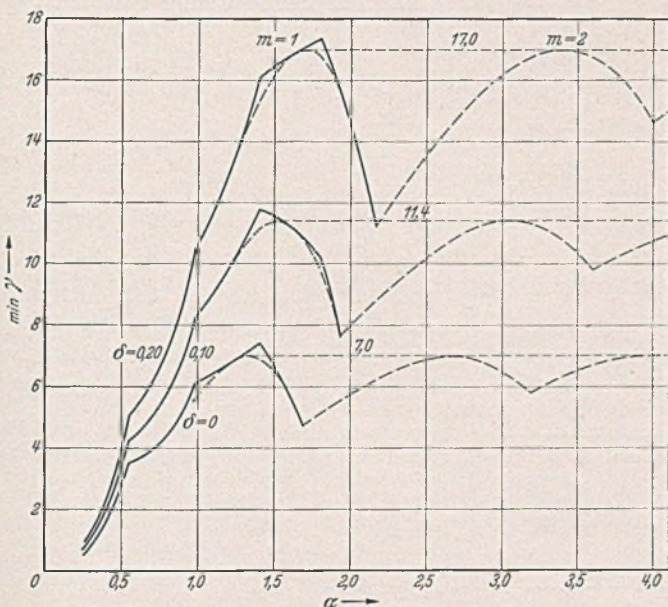


Abb. 5. Mindeststeifigkeiten bei Anordnung einer Längssteife (Eingespannte Längsränder).

zeichnet, so sind für $m_1 = 1$ die kleinsten Beulspannungen nach Gl. (18)

α	0,30	0,40	0,50
k	23,5	21,6	22,9

Der Kleinstwert $k \approx 21,6$, der zu den Seitenverhältnissen $\alpha \approx 0,4$; $0,8 \dots$ gehört, kann für längere Platten entsprechend $2a$ stets in guter Annäherung benutzt werden. Die zu fordernde Mindeststeifigkeit ist also nach Gl. (19)

$$(20) \quad \min \gamma = \frac{\alpha_1^2 + \alpha_2^2}{2 \nu^4} \cdot \frac{\alpha_1 \sin \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2 + \alpha_2 \cos \alpha_1 \sin \alpha_2}{(1 - \cos \alpha_1 \cdot \cos \alpha_2) + \nu^2 \frac{\sin \alpha_1 \cdot \sin \alpha_2}{\alpha_1 \alpha_2}} + \frac{\pi^2}{4 \nu^2} k \delta,$$

wobei als Beulspannungen die jeweiligen Kleinstwerte aus Gl. (18) einzusetzen sind.

In Abb. 5 sind die Werte $\min \gamma$ für $\delta = 0$; $0,1$ und $0,2$ im Bereich $m = 1$ aufgetragen. Die gestrichelten Kurven liefern die Mindeststeifigkeiten für den konstanten Wert $k = 21,6$.

Ein Vergleich der Mindeststeifigkeiten für die unendlich lange Platte bei gelenkig gelagerten und eingespannten Längsrändern (Abb. 6) zeigt, daß die Werte $\min \gamma$ im Falle eingespannter Längs-

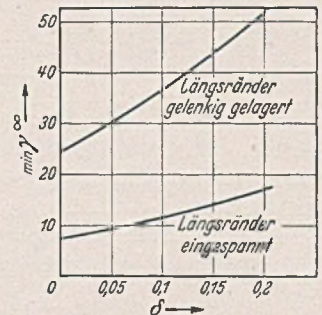


Abb. 6. Vergleich der Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ bei Anordnung einer Längssteife für gelenkig gelagerte und eingespannte Längsränder.

ränder je nach der Größe von δ nur etwa $0,25$ bis $0,35$ der Werte für den Fall gelenkig gelagerter Längsränder betragen. Es ist dabei jedoch zu berücksichtigen, daß die Voraussetzungen in beiden Fällen nicht dieselben sind. Im Falle gelenkig gelagerter Längsränder erfüllt die antisymmetrische Beulung für jede Plattenhälfte dieselben Randbedingungen (gelenkig gelagerte Längsränder) wie die symmetrische Beulung für die ganze Platte. Durch Anordnung einer Längssteife mit der Mindeststeifigkeit kann also die Beulspannung um das Vierfache gegenüber der unverteiften Platte

vergrößert werden $\left(\frac{k_{\text{verteift}}^{\infty}}{k_{\text{unverteift}}^{\infty}} = \frac{16}{4} = 4 \right)$. Dagegen hat im Falle ein-

gespannter Längsränder die antisymmetrische Beulung für jede Plattenhälfte andere Randbedingungen (ein Rand gelenkig gelagert, der andere eingespannt) als die symmetrische Beulung für die ganze Platte (beide Ränder eingespannt). Mit $k = 7,0$ für die an den Längsrändern eingespannte unverteifte Platte ist daher das Verhältnis der Beulspannungen für die versteifte Platte zu der-

jenigen für die unverteifte Platte nur $\frac{k_{\text{verteift}}^{\infty}}{k_{\text{unverteift}}^{\infty}} = \frac{21,6}{7,0} = 3,09$.

3. Zwei Längssteifen in gleichen Abständen.

Für zwei Längssteifen mit gleichen Abmessungen in den Drittelpunkten der Plattenbreite b ist zu setzen $r = 3$; $b_1 = b/3$;

$$\xi = \frac{x}{b/3}; \quad \eta = \frac{y}{b/3}; \quad k_1 = \frac{k}{9}.$$

Die linke Seite der Knickbedingung (rechte Seite = 0) kann als Produkt von 4 Faktoren angegeben werden. Für den Fall gelenkiger Lagerung an den Längsrändern $\eta = 0$ und $\eta = 3$ lauten die Knickbedingungen⁶, die durch Nullsetzen jedes der 4 Faktoren erhalten werden:

$$(21) \quad \cos \frac{\alpha_2}{2} = 0 \quad \left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{Symmetrische} \\ \text{Beulung} \end{array}$$

$$(22) \quad -(\alpha_1^2 + \alpha_2^2) + \left(3 \nu^4 \gamma - \frac{\pi^2}{3} \nu^2 k \delta \right) \cdot U_s = 0$$

$$(23) \quad \sin \frac{\kappa_2}{2} = 0$$

$$(24) \quad -(\kappa_1^2 + \kappa_2^2) + \left(3\nu^4 \gamma - \frac{\pi^2}{3} \nu^2 k \delta\right) \cdot U_{as} = 0$$

Antisymmetrische Beulung (Knotenlinie in $\eta = 1,5$)

wobei abgekürzt sind

$$(25) \quad U_s = \frac{\sin \kappa_1}{\kappa_1 \left(4 \cos^2 \frac{\kappa_1}{2} - 3\right)} - \frac{\sin \kappa_2}{\kappa_2 \left(4 \cos^2 \frac{\kappa_2}{2} - 3\right)}$$

$$(26) \quad U_{as} = \frac{\sin \kappa_1}{\kappa_1 \left(3 + 4 \sin^2 \frac{\kappa_1}{2}\right)} - \frac{\sin \kappa_2}{\kappa_2 \left(3 - 4 \sin^2 \frac{\kappa_2}{2}\right)}$$

Die Lösungen $\frac{\kappa_2}{2} = \frac{\pi}{2}; \frac{3\pi}{2} \dots$ der Gl. (21) entsprechen den symmetrischen Beulungsformen mit Knotenlinien in den Drittelpunkten der Platte. Die zugehörigen kleinsten Knickspannungen sind für $\kappa_2 = \pi$

$$(27) \quad k = 9 \left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)^2 \text{ mit } \frac{\sqrt{(m_1-1)m_1}}{3} < \alpha < \frac{\sqrt{m_1(m_1+1)}}{3}$$

(Kleinstwert $k = 36$ für $3\alpha = 1, 2, 3 \dots$). Die Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ für symmetrische Beulung werden damit entsprechend 2α aus Gl. (22) zu

$$(28) \quad \min \gamma = \frac{2}{3\pi^2} \frac{\left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right) \left(\frac{3\alpha}{m}\right)^3}{U_s} + \frac{9\alpha^2}{m^2} \left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)^2 \delta$$

mit $\kappa_1 = \pi \sqrt{\frac{m}{3\alpha} \left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)}$

erhalten, wobei als Knickspannungen die Werte aus Gl. (27) eingesetzt sind, da für $\gamma > \min \gamma$ die Beulbedingung (21) die kleineren Beulspannungen enthält.

Entsprechende Überlegungen gelten für antisymmetrische Beulung in bezug auf die Achse $\eta = 1,5$. Die Lösungen der Gl. (23)

$$\frac{\kappa_2}{2} = \pi, 2\pi, 3\pi \dots$$

stellen die antisymmetrischen Beulungsformen mit Knotenlinien in den Drittelpunkten dar. Da die hierzu gehörigen Beul-

spannungen größer sind als die für den symmetrischen Beulungsfall nach Gl. (27), sind für die Berechnung der Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ bei antisymmetrischer Beulung aus Gl. (24)

$$(29) \quad \min \gamma = \frac{2}{3\pi^2} \frac{\left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right) \left(\frac{3\alpha}{m}\right)^3}{U_{as}} + \frac{9\alpha^2}{m^2} \left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)^2 \delta$$

mit $\kappa_1 = \pi \sqrt{\frac{m}{3\alpha} \left(\frac{3\alpha}{m} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)}$

als Knickspannungen ebenfalls die nach Gl. (27) eingesetzt.

Mindeststeifigkeiten in dem Bereich $0 < \alpha < \frac{\sqrt{2}}{3}$.

Innerhalb des Bereiches $0 < \alpha < \frac{\sqrt{2}}{3}$, d. h. für $m_1 = 1$ ist mit $m = 1$

$$\kappa_1 = \frac{\pi}{3\alpha} \sqrt{9\alpha^2 + 2}; \quad \kappa_2 = \pi.$$

Für den Fall symmetrischer Beulung ist also

$$(30) \quad \min \gamma = \frac{2}{\pi} \alpha (9\alpha^2 + 1) \sqrt{9\alpha^2 + 2} \cdot \frac{\cos \frac{3\kappa_1}{2}}{\sin \kappa_1 \cdot \cos \frac{\kappa_1}{2}} + (9\alpha^2 + 1)^2 \delta,$$

für den Fall antisymmetrischer Beulung

$$(31) \quad \min \gamma = \frac{2}{\pi} \alpha (9\alpha^2 + 1) \sqrt{9\alpha^2 + 2} \cdot \frac{\sin \frac{3\kappa_1}{2}}{\sin \kappa_1 \cdot \sin \frac{\kappa_1}{2}} + (9\alpha^2 + 1)^2 \delta$$

oder, da im vorliegenden Bereich

$$\frac{\cos \frac{3\kappa_1}{2}}{\sin \kappa_1 \cdot \cos \frac{\kappa_1}{2}} = \frac{\sin \frac{3\kappa_1}{2}}{\sin \kappa_1 \cdot \sin \frac{\kappa_1}{2}} \approx 2$$

ist, wird

$$(32) \quad \min \approx \frac{4}{\pi} \alpha (9\alpha^2 + 1) \sqrt{9\alpha^2 + 2} + (9\alpha^2 + 1)^2 \delta.$$

Mindeststeifigkeiten für $k = 36$.

Für $k = 36$, d. h. für Seitenverhältnisse $3\alpha = 1, 2, 3 \dots$ sowie in guter Annäherung für sehr lange Platten ist

$$\kappa_1 = \pi \sqrt{\frac{m}{3\alpha} \left(2 \pm \frac{m}{3\alpha}\right)}$$

und

$$(33) \quad \min \gamma = \frac{36}{\pi^2} \frac{\left(\frac{\alpha}{m}\right)^3}{U} + 36 \left(\frac{\alpha}{m}\right)^2 \delta,$$

wobei $U = U_s$ für den Fall symmetrischer, und $U = U_{as}$ für den Fall antisymmetrischer Beulung zu setzen ist. Entsprechend den Gl. (14a) und (16a) ist

(25a) bzw. (29a)

$$\min \gamma = \min \gamma_0 + \frac{9\alpha^2}{m^2} \left(\frac{3\alpha}{m_1} + \frac{m_1}{3\alpha}\right)^2 \delta$$

und

$$(33a) \quad \min \gamma = \min \gamma_0 + 36 \left(\frac{\alpha}{m}\right)^2 \delta \text{ (für } k = 36\text{)}$$

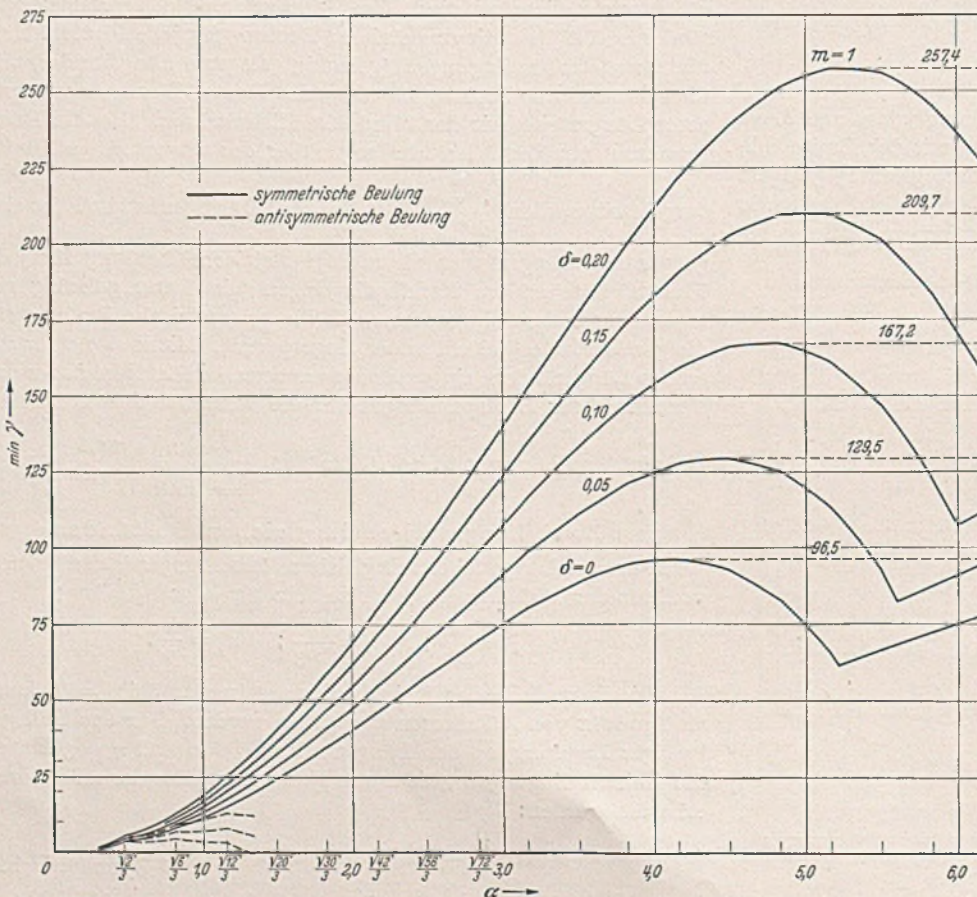


Abb. 7. Mindeststeifigkeiten bei Anordnung zweier Längssteifen (gelenkig gelagerte Ränder).

In Abb. 7 sind die so erhaltenen Mindeststeifigkeiten für die Fälle symmetrischer und antisymmetrischer Beulung aufgetragen. Wie für eine Längssteife ist von den verschiedenen Werten von γ , die bei symmetrischer oder antisymmetrischer Beulungsform sowie für $m = 1, 2, 3 \dots$ Halbwellen möglich sind, der jeweilige Größtwert gleich der gesuchten Mindeststeifigkeit. Innerhalb des Bereiches $0 < \alpha < \frac{\sqrt{2}}{3}$ liefert die antisymmetrische Beulungsform die größeren Mindeststeifigkeiten. Für Seitenverhältnisse $\alpha > \sim 0,5$ ist dagegen die symmetrische Beulungsform für die Berechnung maßgebend. Mit wachsendem δ nehmen die Werte $\min \gamma$ in wesentlich größerem Verhältnis zu als im Falle einer Längssteife. An den Höchstpunkten für $m = 1$, die je nach der Größe von δ bei $\alpha = 4$ bis 5 liegen, sind die Unstetigkeiten an den Übergangsstellen von m_1 zu $m_1 + 1$ Halbwellen kaum wahrnehmbar. Die Maximalwerte der Kurven $m = 1$ sind daher in guter Annäherung auch die Mindeststeifigkeiten für den ∞ langen Plattenstreifen.

Zahlentafel 3.

δ	$\min \gamma^{\max}$	α
0	96,53	4,16
0,05	129,52	4,49
0,10	167,17	4,83
0,15	209,72	5,0
0,20	257,40	5,16

In Zahlentafel 4 sind bis zum Seitenverhältnis $\alpha = 6$ die genauen Werte der Mindeststeifigkeiten angegeben, wobei entsprechend Zahlentafel 2 in dem Bereich des Überganges von $m = 1$ zu $m = 2$ Halbwellen die Mindeststeifigkeiten $\min \gamma_0$ (für $\delta = 0$) für $m = 1$ und $m = 2$ berücksichtigt sind.

4. Zahlenbeispiel.

Eine Blechplatte mit den Abmessungen

$a = 700 \text{ cm}, \quad b = 200 \text{ cm}, \quad \alpha = 3,5, \quad t = 1,5 \text{ cm}$

ist in Plattenmitte durch eine Längssteife auszusteifen. Wie groß ist der Querschnitt der Steife zu wählen, damit die erforderliche Mindeststeifigkeit vorhanden ist?

Für Baustahl ($\mu = 0,3$) gilt allgemein

$$\gamma = \frac{E J}{b D} = 10,92 \frac{J}{b t^3}, \quad \delta = \frac{F}{b t}.$$

Im Falle der Mindeststeifigkeit ist also

$$\min J = 0,0916 b t^3 \cdot \min \gamma$$

oder nach Gl. (14a) bzw. (16a)

$$(34) \quad \min J = 0,0916 b t^3 \left[\min \gamma_0 + \frac{4 \alpha^2}{m^2} \left(\frac{2 \alpha}{m_1} + \frac{m_1}{2 \alpha} \right)^2 \delta \right]$$

bzw.

Zahlentafel 4.
Mindeststeifigkeiten $\min \gamma$ bei zwei Längssteifen.

α	m	$\delta =$				
		0	0,05	0,10	0,15	0,20
0,3	1	1,162	1,326	1,490	1,654	1,818
0,4	1	2,323	2,621	2,918	3,216	3,514
0,5	1	3,69	4,17	4,66	5,15	5,64
0,6	1	4,55	5,20	5,86	6,51	7,17
0,7	1	5,94	6,82	7,71	8,59	9,47
0,8	1	7,89	9,08	10,27	11,46	12,65
0,9	1	9,53	11,01	12,48	13,96	15,43
1,0	1	11,44	13,24	15,04	16,84	18,64
1,5	1	24,52	28,61	32,71	36,80	40,90
2,0	1	40,31	47,51	54,71	61,91	69,11
2,5	1	58,35	69,64	80,94	92,24	103,53
3,0	1	75,11	91,31	107,51	123,71	139,91
3,5	1	89,13	111,23	133,33	155,42	177,52
4,0	1	95,90	124,70	153,50	182,30	211,10
4,5	1	92,95	129,45	165,94	202,44	238,94
5,0	1	74,72	119,72	164,72	209,72	254,72
5,5	1	37,78	92,27	146,77	201,27	255,77
5,5	2	66,89	—	—	—	—
6,0	1	(-24,32)	—	—	170,08	234,88
6,0	2	75,11	91,31	107,51	—	—

$$(35) \quad \min J = 0,0916 b t^3 \left[\min \gamma_0 + 16 \left(\frac{\alpha}{m} \right)^2 \delta \right].$$

Für das vorliegende Beispiel wird als Querschnitt ein Z 14 gewählt ($F_{\text{vorh}} = 22,9 \text{ cm}^2, \delta = \frac{22,9}{200 \cdot 1,5} = 0,0763$).

Das Trägheitsmoment in bezug auf die Berührungsfaser von Z-Eisen und Blech ist

$$\begin{array}{r} J_{\text{vorh}} \dots \dots \dots 676 \text{ cm}^4 \\ + 7^2 \cdot 22,9 \dots \dots 1122 \text{ ,,} \\ \hline 1798 \text{ cm}^4 \end{array}$$

Da bei dem vorliegenden Seitenverhältnis je nach der Größe von δ ein Ausbeulen nach $m = 1$ oder $m = 2$ Halbwellen möglich ist (vgl. Abb. 4), wird der Nachweis der Mindeststeifigkeit für beide Fälle durchgeführt.

a) $m = 1: \min \gamma_0 = 10,22$ (nach Zahlentafel 2).

Nach Gl. (35) ist

$$\min J = 0,0916 \cdot 200 \cdot 1,5^3 [10,22 + 16 \cdot 3,5^2 \cdot 0,0763] = 1556 \text{ cm}^4.$$

b) $m = 2: \min \gamma_0 = 17,11$.

$$\min J = 0,0916 \cdot 200 \cdot 1,5^3 [17,11 + 16 \left(\frac{3,5}{2} \right)^2 \cdot 0,0763] = 1289 \text{ cm}^4.$$

Es ist also ein Trägheitsmoment von $J = 1556 \text{ cm}^4$ erforderlich; das gewählte Profil ($J_{\text{vorh}} = 1798 \text{ cm}^4$) ist demnach ausreichend.

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Hundert-Jahrfeier der Technischen Hochschule Darmstadt und

Achtzig-Jahrfeier des Vereins Deutscher Ingenieure.

Die Jubiläumssitzung des VDI fand in der Otto-Berndt-Halle am Mittwoch, dem 27. Mai, 18,30 Uhr, statt. Nach einem musikalischen Vorspiel begrüßte der Vorsitzende des Vereins, Dr.-Ing. H. Schult, VDI, die Erschienenen, vor allem den Stellvertreter des Reichsstatthalters, Staatsrat Reiner, den Beauftragten für die Technik und deren Organisationen und Präsidenten der Reichsgemeinschaft der technisch-wissenschaftlichen Arbeit, Generalinspektor Dr.-Ing. Todt, und die Vertreter von Staat und Partei, der Wehrmacht und Behörden, der Technischen Hochschulen und der technisch-wissenschaftlichen Vereine. Besonders begrüßte er den Rektor der Technischen Hochschule Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Hübener, VDI, dem er für die Überlassung des schönen Tagungsraumes dankte.

Als Vertreter des Reichsstatthalters Gauleiter Sprenger überbrachte Staatsrat Reiner dem VDI die besten Wünsche für eine erfolgreiche Tätigkeit unter dem Leitgedanken, daß die Technik wie die Wirtschaft nicht Herrin, sondern Dienerin des Volkes sei.

Mit seinem Glückwunsch zum Geburtstag des VDI verband Generalinspektor Dr.-Ing. Todt die Erinnerung an die Geburtsstunde des Vereins. Schon damals, 15 Jahre vor der Reichsgründung, haben sich die Gründer des Vereins zur Einheit des Reiches bekannt und nicht irgendwelchen Sonderinteressen, sondern dem Vaterlande dienen wollen. Heute sei die deutsche Technik vor solche gewaltige Aufgaben gestellt wie nie zuvor. Unser Kampf um die Rohstoffe wird nicht in Kolonialkriegen, sondern in unsern technischen und chemischen Laboratorien ausgetragen. Eine große Verpflichtung sei die Erziehung des Nachwuchses und die Heranbildung von technischen Führern, zu deren Aufgaben es gehöre, das nationalsozialistische Gedankengut in der Technik durchzusetzen und in die Tat zu überführen. Die Technik dürfe sich weder von anderen Lebensgebieten absondern, noch sich in unzählige Fachgebiete aufspalten. Der VDI habe bisher in diesem Sinne guten Kurs gehalten und er wünsche ihm auch für das neunte Jahrzehnt guten Erfolg.

Nach Behandlung der vereinsgeschäftlichen Fragen gab Dr.-Ing. H. Schult, VDI, einen Überblick über die Aufgaben des Vereins im 80. Jahr seines Bestehens. Er führte aus, daß der Arbeitsplan des Vereins Deutscher Ingenieure in die Worte gefaßt werden könne: „Schaffung der deutschen Unabhängigkeit und Steigerung der Güte deutscher Waren.“

Unabhängigkeit bedeute, daß Deutschland jederzeit unabhängig bleiben könne von außerdeutschen Einflüssen, mögen sie im Kriege oder im Frieden ausgeübt werden. Das soll aber nicht heißen, daß Deutschland eine von der übrigen Welt abgetrennte Insel bilden will, sondern es gilt nur Vorsorge zu treffen, daß die Versorgung des deutschen Volkes mit Nahrungsmitteln, der deutschen Industrie und des deutschen Verkehrs wesens mit Rohstoffen und Treibstoffen unter allen Umständen gesichert ist.

Wirtschaftliche Unabhängigkeit müsse nur in den lebensnotwendigen Gütern erzielt werden, um die politische Unabhängigkeit wahren zu können. Weiterhin sei den deutschen Ingenieuren die Aufgabe gestellt, die Güter zu schaffen, die das deutsche Volk zur Erhaltung seines hohen Kultur- und Lebensstandes bedarf, und den Gütertausch mit dem Auslande zu fördern. Das wichtigste Mittel hierzu sei, die Güte der deutschen Erzeugnisse auf das Höchste zu steigern. Unsere Knappheit an Rohstoffen muß durch die Tüchtigkeit der deutschen Männer der Technik ausgeglichen werden. Die technisch-wissenschaftliche Gemeinschaftsarbeit des Vereines Deutscher Ingenieure, die Tausende von Fachleuten in ehrenamtlicher Arbeit zusammenführt, hat maßgebenden Anteil an der Lösung dieser für Volk und Staat lebenswichtigen Fragen. Allen den deutschen Ingenieuren, die sich in aufopferungsvoller Tätigkeit für diese Gemeinschaftsarbeit eingesetzt haben, spricht Dr.-Ing. Schult den Dank des Vereines aus. „Unsere Lebensaufgabe gehört zu den höchsten, die sich die Poesie je gestellt hat: Nicht der Materie zu dienen, sondern sie zu beherrschen.“ (Max Eyth.)

Dann leitet Dr. Schult mit einführenden Worten den Festvortrag der Hauptversammlungssitzung von Landrat Bergassessor a. D. Tengelmann ein. Er weist darauf hin, daß es der Anspannung aller im deutschen Volke vorhandenen Kräfte bedarf, um das Ziel des Führers, ein einiges und unabhängiges deutsches Reich zu schaffen, zu vollenden. Es ist daher von größter Bedeutung, daß wir die wichtigsten Reichtümer unseres Volkes, seine geistige Kraft und sein stets um Wahrheit ringendes forschendes Wesen für diese Aufgabe einsetzen. Vor allem sei es notwendig, für kommende Zeiten diesen Schatz immer wieder aufzubauen und Forschungsaufgaben in Angriff zu nehmen, die nicht unmittelbar auswertbare Erfolge bringen. Aus solchen zuerst rein theoretisch aussehenden Aufgaben seien schon oft ungeahnt praktische Möglichkeiten, Industrien mit Arbeitsplätzen für Hunderttausende erwachsen. Der Strom frischen Blutes in unseren Forschungsanstalten darf nicht versiegen, und die Jugend muß die Wichtigkeit selbstloser Forschungsarbeit erkennen und erleben.

In seiner Festrede „Sinn und Bedeutung der technischen Forschung“ ging Landrat Bergassessor a. D. Tengelmann von Deutschlands Armut an Boden und Bodenschätzen aus, der aber ein Reichtum an handwerklichem und geistigem Können gegenüberstehe. Es gilt heute, so führte der Redner aus, die geistigen Voraussetzungen einer zu Höchstleistungen befähigten deutschen Forschung bewußt zu betonen und sicherzustellen. Die Forschung darf niemals unterbrochen werden. Ausreichende und richtige Bereitstellung von Mitteln hierfür ist erforderlich. Das wissenschaftliche Niveau der Lehrer und Schüler unserer höchsten Bildungsstätten ist zu sichern. Die Forschung ist der lebendige Springquell unseres wirtschaftlichen Gedeihens. Ihre Förderung ist eine der wichtigsten Aufgaben, um ein Gegengewicht gegen das zu schaffen, was dem deutschen Volke an günstigen Lebensbedingungen fehlt, und das nicht nur für die Gegenwart, sondern auch für die kommenden Geschlechter. In seinem Schlußwort bringt Dr. Schult zum Ausdruck, daß der VDI tief die Verpflichtung fühle, im Sinne des Vortrags tätig zu sein. Er weist auf die wertvolle Hilfe hin, die die große Stiftung der Witwe des verstorbenen Inhabers der Grashof-Denkstätte, Prof. Hugo Junkers, dafür darstelle, und spricht ihr noch einmal den herzlichsten Dank des Vereines aus. Weiter teilt er mit, daß Kommerzienrat Hermann Röchling, Ehrenmitglied des Vereines und Inhaber seiner Grashof-Denkstätte, ebenfalls eine bedeutende Stiftung zur Förderung der technisch-wissenschaftlichen Arbeit gemacht habe, und dankt ihm dafür.

Mit einem „Sieg Heil“ auf den Führer und das deutsche Vaterland sowie mit dem gemeinsamen Gesang des Deutschland- und Horst-Wessel-Liedes schloß die Sitzung.

Am Donnerstag, dem 28. Mai, fand morgens eine Feierstunde anlässlich der 100-Jahrfeier der Technischen Hochschule Darmstadt in der Festhalle an der Rheinstraße statt. Zunächst sprach der Vorsitzende des VDI, Dr.-Ing. Schult, der T. H. Darmstadt herzliche Glückwünsche des Vereines zu ihrer 100-Jahrfeier aus und stellte ihr zehn Reisestipendien zum Deutschen Museum in München für besonders tüchtige Studierende zur Verfügung. In der gemeinsamen Feier des hundertjährigen Bestehens der Technischen Hochschule und der 80-Jahrfeier des VDI drückt sich eine dreifache Verbundenheit aus:

1. Der VDI baut an dem wissenschaftlichen Rüstzeug der Ingenieure weiter, wenn sie die Hochschule verlassen haben. In gemeinsamer freiwilliger Arbeit finden sich die Ingenieure im Rahmen des VDI zusammen, um sich durch Zeitschriften, Vorträge und Erfahrungsaustausch fortzubilden.

2. Zwischen der technischen Wissenschaft und der schaffenden Praxis nimmt der VDI eine Mittlerstellung ein, indem er die Forschungsergebnisse und wissenschaftlichen Erkenntnisse verarbeitet und an den in der Praxis tätigen Ingenieur heranbringt, wie er umgekehrt der Wissenschaft die sich aus dem schaffenden Leben ergebenden Forschungsaufgaben zulieft.

3. Weiterhin besteht eine persönliche Verbindung dadurch, daß die Lehrer an den technischen Bildungsstätten in den Ausschüssen durch Vorträge und Veröffentlichungen tatkräftig mitarbeiten.

In seiner Ansprache ging der Rektor der Technischen Hochschule Darmstadt, Professor Dr.-Ing. Hübner, VDI, von dem Werdegang der Technischen Hochschule aus, die ein Kind des 19. Jahrhunderts ist und sich gemäß den Bedürfnissen der jungen deutschen Technik aus den Gewerbeschulen über die polytechnischen Schulen zu ihrer heutigen Form entwickelt hat. An der Schwelle des ersten Jahrhunderts ist die Frage nach der weiteren Gestaltung der Hochschule in bezug auf Lehre und Forschung zu beantworten. Die Entwicklung der Technik in den letzten Jahrzehnten ist nicht planmäßig zum Wohle des Ganzen gelenkt worden. Der schöpferische Ingenieur war letzten Endes ein Werkzeug der Wirtschaft, die nur erwerbsmäßig eingestellt war. Heute haben Technik und Industrie der Erfüllung gemeinnütziger Ziele zu dienen. Man hat der Technik den Vorwurf gemacht, daß sie die Ursache des kulturellen und wirtschaftlichen Elends gewesen sei, vornehmlich infolge rücksichtsloser Verwendung von Maschinen. Es hat sich aber gezeigt, daß eine Bekämpfung des technischen Fortschrittsgeistes falsch ist. Lediglich seine Auswüchse sind zu beseitigen. Durch verständige Weiterbildung der Ingenieurkunst werden wir den Lebensstand des deutschen Volkes verbessern. Zur Erreichung dieses Zieles haben die Hochschulen das Ihre durch Ausbau von Forschung und Lehre beizutragen. Der deutschen Forschung muß die größtmögliche Unterstützung zum Nutzen von Volk und Staat gewährt werden. Neben der reinen wissenschaftlichen Forschung auf Neuland ist die Lösung bestimmter Aufgaben z. B. auf dem Gebiete der Rohstoffschaffung, der Schaffung hochwertiger Erzeugnisse zum Zwecke des Exportes ins Auge zu fassen. Daneben hat die Forschung für die Hochschule noch eine besondere Bedeutung in Hinsicht auf den Unterricht. Lebendiger Lehrstoff kann nur erarbeitet werden durch Versuche oder durch Betriebserfahrung und erfinderische Gestaltung.

Der Redner ging dann auf die Frage der künftigen Gestaltung von Lehre und Erziehung auf den Hochschulen ein. Die Lösung der Aufgabe ist schwierig, denn der Unterricht der Hochschule ist stark von der schnellen Entwicklung der Technik abhängig. Daher darf die Hochschule ihren Organismus nicht veralten lassen; nur so läßt sich das Ziel der Hochschule erreichen, Ingenieure heranzubilden, die später im Leben befähigt sind, umfassend zu urteilen und eigene Lösungen zu finden. Dieser Aufgabe wird ein Unterricht, der nur Sonderforschung ohne Einblick über das Gesamtgebiet bringt, nicht gerecht. Es ist bei dem umfangreichen Stoffe gründliche Arbeit nur in einigen wenigen Lehrfächern möglich, dies jedoch mit Kenntnis des Zusammenhangs mit dem praktischen Leben und mit der Gewöhnung an eigenes Beobachten und selbständiges Überlegen und Gestalten.

Eine weitere Aufgabe hat die Hochschule erfüllt, wenn der Studierende sie mit dem Gefühl verläßt, daß nicht materielle Erfolge, sondern ideelle Befriedigung in der Berufstätigkeit sein Endziel sein muß im Dienst am deutschen Volke.

Diese hohen Aufgaben stellen auch an den Lehrer hohe Anforderungen. Nicht allein der Stundenplan und die Wahl der Lehrfächer, sondern in erster Linie die Persönlichkeit des Lehrers entscheidet den Erfolg.

Das Ziel muß sein, daß unser Stand wieder führende Persönlichkeiten hervorbringt, die schöpferische Gestaltungskraft mit tiefem Verantwortungsfühl gegenüber ihrem Volk vereinen.

Die Festrede hielt Direktor Dipl.-Ing. Jähne, VDI, Frankfurt/Main, über „Aufgaben des Ingenieurs in der chemischen Industrie“. Die Aufgaben des Ingenieurs in der chemischen Industrie liegen in der besonderen Eigenart, der Mannigfaltigkeit und Vielgestaltigkeit dieser Betriebe und ferner in den besonderen Anforderungen, die sie an die allgemeine Technik stellen. Sie umfassen fast alle Fachrichtungen der Ingenieurwissenschaft, insbesondere die Energiewirtschaft, die Gestaltung und die Betriebstechnik.

Bei der Energiewirtschaft liegt die besondere Eigenart des chemischen Betriebes in der Anwendung der Energien in den verschiedensten Formen und zu besonderen Zwecken. So wird die Wärmeenergie bei höchsten Dampfdrücken erzeugt, die Kälte bei den tiefsten Temperaturen gebraucht. Elektrizität, Gas und Kohle werden nebeneinander verwendet. Der Hochdruckdampf mit seinem Vorzug der besonders hohen Temperatur gibt die Möglichkeit, bei gegebenem Dampfverbrauch die größten Energiemengen zu gewinnen. Deshalb hat er gerade in der chemischen Industrie das weiteste Anwendungsgebiet gefunden.

Auf dem Gebiete der Gestaltung hat die Einführung des Einzelantriebes, die starke Anwendung der Schweißtechnik, der Sonderstähle und des Oberflächenschutzes umwälzend gewirkt.

Die besondere Aufgabe des Ingenieurs in der Betriebstechnik besteht heute darin, den chemischen Betrieb, das wissenschaftliche Laboratorium, den Versuchsraum technisch zu beraten, wenn es gilt, ein Verfahren betriebsmäßig auszugestalten, oder ein wissenschaftlich und chemisch durchgearbeitetes Verfahren in die Fabrikation zu überführen.

Die Aufgaben, die die chemische Industrie der allgemeinen Technik stellt, erwachsen vor allem daraus, daß sie hohe Anforderungen an die Eigenschaften der Werkstoffe, an ihre Verarbeitung und an ihre Gestaltung richten muß. Ferner braucht der chemische Betrieb eine aufs Äußerste verfeinerte und sichere Meßtechnik, und darauf aufbauend

Steuer- und Regeleinrichtungen von höchster Genauigkeit und Zuverlässigkeit.

In größeren Betrieben und Großbetrieben sind diese Aufgaben nur lösbar in recht verstandener Gemeinschaftsarbeit aller und in der Freiheit für die Entwicklung der Spitzenleistung des einzelnen.

Während der Feierstunde anlässlich der 100-Jahrfeier der T. H. Darmstadt wurden vom VDI folgende Ehrungen verliehen:

Der VDI verlieh dem Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn und Vorsitzenden des Verwaltungsrates und Vorstandes der Gesellschaft Reichsautobahnen Herrn Dr.-Ing. E. h. Julius Dorpmüller, VDI, seine höchste Auszeichnung, die Grashof-Denk Münze. Die silberne Kasette, in der die Denkmünze in der gemeinsamen Feierstunde der Technischen Hochschule Darmstadt und des Vereins deutscher Ingenieure in der Festhalle am 28. Mai überreicht wurde, trägt folgende Worte: „Der Verein deutscher Ingenieure hat in seiner 74. Hauptversammlung in Darmstadt, Herrn Dr.-Ing. E. h. Julius Dorpmüller, VDI, dem Führer der Deutschen Reichsbahn in dankbarer Anerkennung seiner großen Verdienste um das Ansehen deutscher Ingenieurarbeit im In- und Auslande die Grashof-Denk Münze verliehen.

Von Jugend an mit der Eisenbahn verbunden, hat Julius Dorpmüller, durchdrungen von der entscheidenden Bedeutung der Ingenieurarbeit für das Verkehrswesen, die technische Entwicklung hervorragend gefördert. Mit großen Aufgaben tritt unter seiner Führung die Deutsche Reichsbahn in ihr zweites Jahrhundert.“

Zum Ehrenmitglied des Vereins deutscher Ingenieure wurde Herr Generaldirektor Dr.-Ing. E. h. Karl Reinhardt, VDI, ernannt, für seine hervorragenden Leistungen auf den Gebieten des Kraftmaschinenbaues und der Aufbereitungstechnik sowie für seine großen Verdienste als Vorsitzender des Vereins deutscher Ingenieure in den vier schicksalsschweren Jahren 1918—1921.

Der VDI-Ehrenring für Arbeit und Leistung, der an deutsche Ingenieure verliehen wird, die bereits in jungen Jahren wichtige technische Leistungen vollbracht, wurde verliehen: Herrn Dipl.-Ing. Kurt Erhard Wolfram Hirth.

Wolfram Hirth hat die technischen und physikalischen Grundlagen des Segelfluges in praktischer Fliegertätigkeit und wissenschaftlicher Arbeit hervorragend gefördert. Er hat der deutschen Segelfliegerei durch seine Flugleistungen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, in Südamerika und in Japan Weltruf verschafft. Sein unbeugsames Vorwärtstreben, das auch schwere Unglücksfälle nicht brechen konnten, hat ihm in Verbindung mit seiner Achtung gebietenden Persönlichkeit hohes Ansehen über den Kreis seiner engeren Fachgenossen hinaus eingetragen.

Herrn Dr.-Ing. Heinrich Leo Korschan, VDI.

Heinrich Leo Korschan hat in zielbewußter Arbeit hervorragende Leistungen auf wehrtechnischem Gebiete vollbracht. Er hat es verstanden, als Führer eines bedeutenden Stahl- und Walzwerkes seine Gefolgschaft zu gemeinsamer Arbeit im Geist des neuen Deutschlands einheitlich zusammenzufassen.
Mehmel, Berlin.

Einzelheiten über die Urkundensteuerpflicht von Bauverträgen.

Für das Baugewerbe ist aus dem Urkundensteuergesetz vom 5. Mai 1936, das vom 1. Juli ds. Js. an für das ganze Reich in Kraft tritt, die weitgehende Steuerpflicht der Bauverträge von ausschlaggebender Bedeutung. Das Herstellerprivileg, das sonst im Urkundensteuergesetz regelmäßig die Steuerbefreiung zur Folge hat, gilt aus dem Grunde für Bauverträge nicht. Es ist ausdrücklich bestimmt, daß ein Vertrag über Errichtung eines Bauwerks auf nicht dem Unternehmer gehörenden Grund und Boden keinen steuerfreien Werklieferungsvertrag, sondern einen bei Beurkundungen steuerpflichtigen Werkvertrag darstellt. Die Errichtung des Bauwerks seitens des Unternehmers gilt gewissermaßen nur als Beschaffung einer Zutat oder Nebensache gegenüber dem Grund und Boden. Auf diese Weise stellt sich der Bauvertrag über ein Bauwerk als steuerpflichtiger Werkvertrag, bei dem der Unternehmer neben Arbeitsleistungen nur Zutaten oder sonstige Nebensachen liefert, nicht als Werklieferungsvertrag dar, bei dem der Unternehmer auch den Hauptstoff zu beschaffen hat; letzteres trifft nur zu, wenn auch der Grund und Boden mit veräußert wird. Bei Verträgen über Schiffbauten und sonstige bewegliche Gegenstände liegen steuerfreie Werklieferungsverträge vor, wenn die Baumaterialien oder sonstigen Hauptstoffe vom Hersteller mitgeliefert werden.

Mit den bisher in Preußen für die sog. Werkverdingungsverträge, die das neue Urkundensteuergesetz nicht kennt, geltenden Steuersätzen, ist die neue Urkundensteuer nicht ohne weiteres zu vergleichen. Eine Trennung in einen Arbeitsvertrag, der den Feststempel von 3 RM erforderte, und einen Lieferungsvertrag für die Baumaterialien, der mit dem Kaufstempel von $\frac{2}{3}\%$ stempelspflichtig war, läßt sich der nunmehr für Bauverträge geltende Steuersatz von $1\frac{0}{100}$ nicht ohne weiteres vergleichen. Der Fortfall der früheren Trennung bei Werkverdingungsverträgen stellt aber jedenfalls eine erfreuliche Vereinfachung dar.

Wann sind Bauverträge urkundensteuerpflichtig?

Der Bauunternehmer muß vom 1. Juli ds. Js. an bei allen Bauverträgen und sonstigen Werkverträgen, sofern eine Beurkundung stattfindet, mit einer Versteuerung in Höhe von $1\frac{0}{100}$ der vereinbarten Vergütung rechnen. Wird ein Bauwerk mit Grund und Boden verkauft, so scheidet, da es sich um einen steuerfreien Werklieferungsvertrag handelt, die Urkundensteuerpflicht aus. Statt dessen ist Grunderwerbsteuer in Höhe von 5% des Gesamtveräußerungspreises, d. h. des Veräußerungspreises für den Grund und Boden zuzüglich der Vergütung für das Bauwerk zu entrichten.

Mit der Umsatzsteuer kann die Urkundensteuer gleichzeitig erhoben werden, da die letztere den Bauvertrag als solchen, die Umsatzsteuer die daraufhin erfolgte Errichtung des Bauwerks erfaßt. Wenn jedoch das Bauwerk mit dem Grund und Boden veräußert wird, liegt ein umsatzsteuerfreier Grundstückskaufvertrag vor (Ums.St.G. § 9).

Wann liegt eine steuerpflichtige Beurkundung vor?

Voraussetzung für die Urkundensteuerpflicht von Bauverträgen ist, daß entweder ein schriftlicher Vertrag aufgesetzt und von beiden Teilen unterzeichnet wird — die Unterzeichnung kann auch auf gleichlautenden Schriftstücken erfolgen — oder das Schriftstück von einem Vertragsteil unterschrieben und dem anderen Teil, einem Dritten oder einer Behörde nach dem Zustandekommen des Vertrags zur rechtserheblichen Verwendung, nicht nur zur Aufbewahrung ausgehändigt ist. Als Unterzeichnung gilt auch mechanisches Herstellen der Unterschrift. Die wesentlichen Bedingungen des Bauvertrages, insbesondere bezüglich Herstellung des Bauwerks und Vergütung, sowie sonstigen Bedingungen, von denen das Zustandekommen des Vertrags nach Auffassung der Beteiligten abhängt, müssen beurkundet sein. Für Auftragsbestätigungen insbesondere ist von Bedeutung, daß sich der erfolgte Vertragsabschluß daraus ergeben muß. Gegenüber der bisherigen Rechtslage ist bemerkenswert, daß die sog. Korrespondenzverträge — die durch Briefwechsel oder Austausch sonstiger schriftlicher Mitteilungen zustande gekommen sind — bei Werkverträgen ebenfalls steuerpflichtig sind. Es ist also nicht erforderlich, daß sich die Bedingungen und der erfolgte Vertragsabschluß aus einem Schriftstück oder gleichlautenden Schriftstücken ergeben. Vielmehr genügt es, wenn eine Beurkundung der wesentlichen Vertragsbedingungen und des Abschlusses aus verschiedenen ausgetauschten Briefen oder sonstigen Schriftstücken zu ersehen ist. Auch Verhandlungsniederschriften (z. B. durch Angestellte) sind steuerpflichtig, wenn sie nur durch einen Vertragsteil unterzeichnet sind.

Die Hinzufügung von aufzuschiebenden oder auflösenden Bedingungen sowie Vorbehalte einer mündlichen Bestätigung sind auf die Entstehung der Steuerschuld ohne Einfluß. Auch die spätere Vernichtung der Urkunde oder die Wiederaufhebung des Geschäfts und das Unterbleiben der Ausführung läßt die Steuerpflicht unberührt, wenn die Steuerschuld durch die Beurkundung bereits entstanden ist. Bedarf der Bauvertrag jedoch einer Genehmigung oder Bestätigung einer Behörde oder eines Dritten, so entsteht die Steuerschuld für den beurkundeten Bauvertrag erst mit der Genehmigung bzw. Bestätigung.

Wann sind Nebenabreden urkundensteuerpflichtig?

Für Nebenabreden in Bauverträgen ist beachtlich, daß bei Aufnahme mehrerer Rechtsgeschäfte in eine Urkunde jedes Rechtsgeschäft urkundensteuerpflichtig ist, soweit es sich nicht um Bestandteile eines im bürgerlichen Recht besonders genannten und im Urkundensteuerrecht ausdrücklich aufgeführten Geschäfts, z. B. eines Werkvertrages handelt. So ist für Vereinbarungen über die Gewährleistung bei Bauwerken eine besondere Steuer nicht zu entrichten, da sie Bestandteil des Werkvertrages bilden, auch wenn die gesetzliche Regelung vertraglich geändert wird (BGB. §§ 633 ff.). Rechtsgeschäftliche Erklärungen dagegen, die nach den Grundsätzen des bürgerlichen Rechts nicht als Teile des Werkvertrages anzusehen sind, werden für sich steuerpflichtig. Dies gilt vor allem für rechtsgeschäftliche Erklärungen, die zu dem Hauptvertrage in einem nahen wirtschaftlichen und rechtlichen Verhältnis stehen, z. B. zur Sicherstellung der Hauptverbindlichkeit über die gesetzliche Sicherung hinaus dienen, wie gegebenenfalls Bürgschaftserklärungen, Pfändungserklärungen, Sicherungsübereignungen, Sicherungscessionen, Bestellung von Hypotheken. Urkundensteuerpflicht kommt hier auch bei an sich steuerfreien Werklieferungsverträgen in Betracht.

Verpfändungserklärungen unterliegen einer Urkundensteuer von $1\frac{0}{100}$ vom Wert der gesicherten Forderung (ohne Zinsen und Kosten) oder vom niedrigeren Wert des verpfändeten Gegenstandes, bei Unschätzbarkeit sowohl der Forderung wie des verpfändeten Gegenstandes von 3 RM (Ges. § 23).

Sicherungsübereignungen sind wie unbeschränkte Abtretungen mit $1\frac{0}{100}$ des abgetretenen Rechts steuerpflichtig. Dieser Steuersatz gilt, sofern es sich um Geldforderungen einschließlich Hypothekenforderungen handelt. Bei Abtretung sonstiger Rechte (z. B. Patentrechte) beträgt die Steuer $5\frac{0}{100}$, bei Unschätzbarkeit in jedem Falle 3 RM.

Bei Bürgschaftserklärungen und Schuldübernahmen stellt sich die Steuer auf $1\frac{0}{100}$ (bei Unschätzbarkeit 3 RM) vom Wert der Hauptverbindlichkeit ohne Zinsen und Kosten. Ist die Bürgschaftssumme niedriger, so ist diese maßgebend.

Die Erklärung des Eigentumsvorbehalts ist steuer-

frei. Das gleiche gilt für Vereinbarungen des Erfüllungsorts und Gerichtsstands, auch wenn sie in einem besonderen Verträge getroffen werden (Ges. § 20 Abs. 4).

Schiedsverträge und Vereinbarungen über das Wettbewerbsverbot (Konkurrenzklausele; HGB. § 74) unterliegen dem allgemeinen Vertragsstempel von 3 RM, der jedoch, falls beide Vereinbarungen zusammentreffen, nur einmal erhoben wird.

Wann ist Urkundensteuer zu entrichten?

Allgemein befreit von der Urkundensteuer sind Werkverträge und sonstige an sich steuerpflichtige Beurkundungen mit einem Gegenstandswert von nicht mehr als 150 RM. Für steuerpflichtige Beurkundungen ist die Urkunde grundsätzlich zwei Wochen nach Errichtung oder, falls die Aushändigung erst die Steuerpflicht herbeiführt, nach Aushändigung der Urkunde steuerpflichtig. Die Steuerentrichtung erfolgt durch Verwendung von Steuermarken oder Steuerbogen (bei über 1000 RM Steuer), die bei den Finanzämtern oder Steuermarken-Verwaltern herbeizuführen ist. Steuerschuldner ist bei öffentlichen Urkunden, wer die Errichtung veranlaßt hat; sonst sind Steuerschuldner die Unterzeichner und auch die Empfänger (die letzteren mit Ausnahme von Behörden), wenn die Steuerpflicht durch die Aushändigung der Schriftstücke entstanden ist. Auch das Reich, die Länder, die Gemeinden, diese wie bisher, und sonstigen öffentlichen Körperschaften sind nicht von der Urkundensteuer befreit. Staatliche Hoheitsakte kommen jedoch für die Urkundensteuer nicht in Betracht (hier nur Gebühren!). Keine Steuerfreiheit besteht auch für gemeinnützige Unternehmungen.

Dr. W u t h, Berlin W 9.

Dauernde Schäden durch zu raschen Hausbau im Winter.

Im Anschluß an den Bau eines Miethauses, der auf ausdrücklichen Wunsch der Auftraggeber während der Wintermonate 1929/30 ausgeführt wurde, kam es wegen gewisser Mängel des Hauses zu einem Prozeß, der unlängst das Reichsgericht beschäftigte. Die Hauseigentümer verlangten von dem Baumeister die Rückzahlung bestimmter Beträge, Löschung einer zu seinen Gunsten eingetragenen Hypothek usw., weil das Haus zahlreiche und erhebliche Mängel aufweise und gegenüber den rd. 67 000 RM betragenden Baukosten nur einen Bauwert von 25 000 RM habe. Das Oberlandesgericht Düsseldorf verurteilte den beklagten Baumeister zwar nicht im vollen mit der Klage begehrten Umfang, aber doch zu einem erheblichen Teile. Es nahm an, daß den Klägern wegen der Mängel Mietaufälle entstanden sind, für die der Beklagte ebenso einzustehen habe, wie für die Beseitigung von Mängeln sowie für den Minderwert des Hauses wegen nicht abstellbarer Mängel. Für die tatsächlich vorhandenen Mängel hafte der Beklagte; die Kläger könnten Schadensersatz wegen Nichterfüllung des Bauvertrages verlangen, da der Beklagte sich mit der Mängelbeseitigung im Verzuge befunden habe.

Diese Entscheidung des OLG. wurde von dem Beklagten unter Berufung auf § 286 ZPO. mit Erfolg beim Reichsgericht angefochten; die Sache ist vor dem OLG. erneut zu verhandeln. Nach § 286 ZPO. hat das Gericht unter Berücksichtigung des gesamten Inhalts der Verhandlungen und des Ergebnisses der Beweisaufnahme nach freier Überzeugung zu entscheiden, ob eine tatsächliche Behauptung als wahr oder unwahr anzusehen ist usw. Das Reichsgericht führt hierzu aus: Das OLG. hat zu der Behauptung des Beklagten keine Stellung genommen, ein Teil der Mängel sei dadurch entstanden, daß der Bau auf Verlangen der Kläger im Winter zu schnell errichtet worden sei. Allerdings mußte der Beklagte die Kläger auf die ungünstigen Folgen einer besonders raschen Bauausführung während der Wintermonate aufmerksam machen. Er hat aber in einem Schriftsatz behauptet und unter Beweis gestellt, daß die Kläger auf die Gefahren des Winterbaues von ihm hingewiesen worden seien, aber gleichwohl verlangt hätten, das Haus unbedingt sofort zu errichten und bezugsfertig zu machen. Dieses Vorbringen des Beklagten dürfte das OLG. nicht übergehen, da es möglicherweise dahin aufzufassen war, daß die Kläger die Gefahren des Winterbaues bewußt auf sich nehmen wollten; in diesem Falle müßte die Verpflichtung des Beklagten zum Ersatz des Schadens unter dem Gesichtspunkt des § 254 BGB. (mitwirkendes Verschulden — Schadensteilung)

gewürdigt werden. Dem steht auch nicht etwa die im Bauvertrag vom Beklagten übernommene Verpflichtung entgegen, die aufgetretenen Mängel zu beseitigen, nachdem der Bau ausgetrocknet ist. Ein derartiges etwa vorliegendes Mitschulden der Auftraggeber kann sowohl für die zu beseitigenden als auch für die nicht zu beseitigenden Mängel in Betracht kommen. Außerdem ist das Vorbringen des Beklagten nicht gewürdigt worden, die Kläger hätten das Schutzgeländer an den Treppen mutwillig beschädigt. „Reichsgerichtsbriefe.“

K. Mißlack.

Normgrößen für Emailschilder.

Ergänzung zu DIN 825.

Emailschilder lassen sich, besonders wenn größere Mengen in Frage kommen, in den bisher genormten Schildformaten nach DIN 825 (die aus den Papierformaten DIN 476 entwickelt wurden) nicht ohne Abfall aus der handelsüblichen Blechtafel 1000 × 2000 mm herstellen.

Da Normen nicht nur technisch bedingt sein sollen, sondern auch der höchstmöglichen Wirtschaftlichkeit bei der Herstellung entsprechen müssen, war es notwendig, bei dem einsetzenden großen Bedarf an genormten Emailschildern (z. B. Hinweisschilder für Gas, Wasser, Abwasser usw. nach DIN 4066 u. f.) dem Verlangen der Hersteller nach einer Formatreihe, die sich wirtschaftlich, d. h. durch Teilung aus der Lagergröße für Stahlbleche 1000 × 2000 mm nach DIN 1541 ergibt, zu entsprechen. Der Arbeitsausschuß für Schildformate veröffentlicht deshalb jetzt den Entwurf einer Ergänzung zu DIN 825, der außer den Formaten auch Angaben über Befestigungslöcher und Eckenrundungen enthält, die der Herstellung von Emailschildern angepaßt sind.

Eine neue Arbeitererleichterung beim elektrischen Stocken.

Beim Stocken an senkrechten Wänden mit elektrischen Bohr- und Meißelhämmern lastet bekanntlich das ganze Gewicht in den Händen des Arbeiters. Das wirkt störend und hemmend, und man hat deshalb nach Verbesserungen gesucht. Soeben ist eine solche Neuerung herausgekommen, die das elektrische Stocken sehr erleichtert: ein kräftiger Traggurt, in den der Elektrohammer eingeschnallt wird. Dieser Traggurt



wird ähnlich wie ein Rucksack über die Schulter gelegt. Er verlegt das Gewicht des Bohr- und Meißelhammers auf den Rücken und befreit dadurch Hände und Arme von der mühseligen Tragarbeit. Das hat außerdem noch den Vorteil, daß mit Traggurt schneller und vor allem gleichmäßiger gestockt wird. — Die Hersteller der elektrischen Bohr- und Meißelhammer liefern den Traggurt auf Wunsch. Er kann aber auch von jedem Sattler leicht und billig angefertigt werden.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Madelung, E.: Die mathematischen Hilfsmittel des Physikers. (Die Grundlehren der mathematischen Wissenschaften in Einzeldarstellungen, Band IV.) Mit 25 Textabb. 3. vermehrte u. verbesserte Aufl. Unter Mitarbeit von K. B o e h l e und S. F l ü g g e. Julius Springer, Berlin 1936. XIII/381 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 27,—, geb. RM 28,80.

Dieses Buch, das nun in dritter Auflage vorliegt (1. Aufl. 1922) entstand aus einer Materialsammlung, die der Verfasser durchführte, um bei seinen wissenschaftlichen Arbeiten das dauernde Nachschlagen in den verschiedensten Lehrbüchern zu ersparen. Es gliedert sich in zwei Teile: Mathematik (Differential- und Integralrechnung, Reihen und Reihenentwicklungen, Funktionen, Algebra, Transformationen, Vektoranalysis, spezielle Koordinatensysteme, Gruppentheorie, Differentialgleichungen, Integralgleichungen, Variationsrechnung, Wahrscheinlichkeitsrechnung) und Physik (Mechanik, Elektrodynamik einschl. Optik, Relativitäts-

theorie, Quantentheorie, Thermodynamik, statistische Methoden). Ein Anhang gibt Beispiele, Sonderfälle u. dgl.

Es würde hier zu weit führen, auf die wichtigsten Verbesserungen und Ergänzungen der neuen Auflage im einzelnen näher einzugehen. Festgestellt muß jedoch werden, daß das Buch gerade auch in den Teilen stark bereichert wurde, die für den wissenschaftlich arbeitenden Ingenieur besonders in Frage kommen. Der theoretisch interessierte Bauingenieur findet in dem Buch wohl alles, was er in der Regel überhaupt an mathematischen Hilfsmitteln benutzt.

Der Unterzeichnete verwendet das Buch seit fast anderthalb Jahrzehnten selbst sehr viel. Er hat es dabei als zuverlässig und brauchbar schätzen gelernt.

Die neue Auflage des „Madelung“ trägt voll den Fortschritten der theoretischen Physik Rechnung, ebenso sehr aber auch denen der rechnenden Ingenieurwissenschaften. Das Buch verdient in den Kreisen der

wissenschaftlich arbeitenden Ingenieure noch viel stärkere Verbreitung, es wird bestimmt jedem Benutzer wertvollste Unterstützung bieten.

Zu bedauern ist nur, daß der Preis des Buches durch den größeren Umfang erheblich gestiegen ist und zwar leider in noch stärkerem Maße als dieser.

Ferd. Schleicher, Hannover.

Pöschl, Theodor: *Elementare Festigkeitslehre*. Zum Gebrauche bei Vorlesungen und zum Selbststudium. Mit 156 Textabb. J. Springer, Berlin 1936. VI, 218 S. 15,5 × 23,5 cm. Preis geh. RM 12,60; geb. RM 14,25.

Als zweiter Band eines „Lehrbuches der technischen Mechanik“ des Verfassers erschien nunmehr die „Elementare Festigkeitslehre“, die geeignet ist, einem empfundenen Bedürfnis abzuhelfen. Die meisten der vorhandenen Lehrbücher auf diesem Gebiete sind für den Gebrauch durch Anfänger etwas zu unhandlich oder auch in gewissem Umfange veraltet. Der angehende Bauingenieur findet in dem neuen Lehrbuch der Festigkeitslehre wohl alles, was für eine erste Unterrichtung und auch für den Anschluß an die Baustatik im engeren Sinne notwendig ist.

Das Buch enthält außer einer neuzeitlichen Darstellung der üblichen Grundlagen der Festigkeitslehre auch Abschnitte über das Verhalten fester elastischer Körper bei Belastung, die Verdrehung zylindrischer Stäbe, die Biegung von Stäben mit gekrümmter Mittellinie, den Träger auf elastisch nachgiebiger Unterlage und die Grundlagen für die Untersuchung elastischer Schwingungen. Besondere Erwähnung verdient der Abschnitt über die Knickung gerader Stäbe, auch für den unelastischen Bereich und mit dem Anschluß an die in der Technik üblichen Berechnungsweisen. Auch die immer mehr an Bedeutung gewinnenden Methoden für die angenäherte Bestimmung von Knickgrenzen sind erfreulicherweise berücksichtigt worden.

Für die späteren Auflagen sei angeregt, daß bei der Behandlung der Durchbiegungen von Balken infolge von Schubspannungen neben der alten Näherungstheorie für die z. B. im Stahlbau vorkommenden Streifenquerschnitte auch die Ergebnisse der Untersuchungen nach der Elastizitätstheorie berücksichtigt werden, etwa in der einfachen Form, wie sie von R. Grönlsson (Stahlbau 7 [1934] S. 93) gegeben wurden. Weiter wäre zu wünschen, daß das heute allbeherrschende Prinzip der virtuellen Arbeiten in noch viel stärkerem Maße hervortreten würde.

Die obigen Ergänzungswünsche vermindern nicht den Wert der Neuerscheinung. Die vom Verfasser getroffene Stoffauswahl muß als gut bezeichnet werden. Es ist alles weniger wichtige weggelassen, so daß ein Lehrbuch der Grundlagen der Festigkeitslehre entstanden ist, das sich wegen seiner geschickten Darstellung, aber auch wegen seines handlichen Umfanges, in den Händen unserer Studierenden wie für den Selbstunterricht als nützlich erweisen wird.

F. Schleicher, Hannover.

Hundert Jahre deutsche Eisenbahnen. Jubiläumsschrift herausgegeben von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn. Verlag: Verkehrswissenschaft. Lehrmittelgesellschaft bei der Deutschen Reichsbahn. 543 S. mit zahlr. Abb. u. 1 Karte. 22 × 28 cm.

Das rd. 500 Seiten starke Werk ist nicht für den Eisenbahnfachmann bestimmt, der sich über die Einzelfragen seines Sondergebieten unterrichten will; sondern es wendet sich an jeden Volksgenossen, der über die gewaltige Erscheinung der Eisenbahn einen Überblick gewinnen will. In diesem Sinn werden die Hauptgebiete des Eisenbahnwesens übersichtlich dargestellt, als da sind: die Geschichte, der Eisenbahnbau, das Sicherungswesen, das Eisenbahnmaschinenwesen (einschl. Kraftwagen und Werkstätten), die Tarife, der Abfertigungs- und Beförderungsdienst, der Eisenbahnbetrieb und die Bahnhofsanlagen, die Eisenbahnfinanzen und die Buchführung, die Personalverhältnisse und das Eisenbahnrecht. Man erkennt, wie umfangreich der Stoff ist. Unserm Empfinden nach fehlt hierbei leider ein Abschnitt über die Wirkungen der Eisenbahn auf das wirtschaftliche, kulturelle und völkische Leben.

Dem Leserkreis des „Bauingenieur“ werden besonders die Darstellungen des Eisenbahnbaus willkommen sein, in denen u. a. besonders der Oberbau, der Brücken- und Eisenbahn-Hochbau erörtert werden.

Die Ausstattung des ganzen Werkes ist vortrefflich.

Blum, Hannover.

Haeger, Heinr.: *Statik in Bild und Gleichung*. Tafeln zur allgemeinen Berechnung und Querschnittsbemessung einfacher und unbestimmter Systeme. Mit 140 Abbildungen und 80 Tafeln. VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin 1935. VIII/57 S. DIN A 4. Preis geh. RM 48,—.

Das Buch behandelt die im Eisenbetonbau am häufigsten vorkommenden statischen Systeme einfacher Art, die Dimensionierung und Spannungsermittlung. Zahlreiche Zahlen- und Kurventafeln sind dazu bestimmt, dem Konstrukteur die Rechenarbeit zu erleichtern.

Mehmel, Berlin.

Jahrbuch des Amtes für Gewässerkunde des Landes Sachsen. Abflußjahr 1934. Mit 2 Beilagen von R. Fickert und einer Übersichtskarte und 7 Ergänzungsblättern. Dresden Wasserbauverwaltung, 1935. 163 S. DIN A. (21 × 30 cm.) Schreibmaschinenumdruck.

Das Jahrbuch für das Abflußjahr 1934 bringt in Tabellen hydrologisch wichtige Werte der Abflußvorgänge insbesondere die Wasserstände für jeden Tag des Jahres sowie die Tages-, Monats- und Jahresabflußmengen der einzelnen Flüsse in Sachsen.

Ein als Beilage mitgegebener Bericht „Der Mengenschreiber“ von Dr.-Ing. R. Fickert beschreibt einen vom Amt für Gewässerkunde entworfenen und in eigener Werkstätte hergestellten Apparat zur selbsttätigen Umzeichnung der Wasserstands-Ganglinien in die entsprechenden Wassermengen-Ganglinien nach der jeweils bekannten Eichlinie ($Q; z = \text{Linie}$). Da außerdem noch ein Polarplanimeter mit dem Apparat in Verbindung gebracht wurde, lassen sich dabei auch die zugehörigen mittleren Tagesabflußmengen bestimmen. — Da dieser Mengenschreiber eine schnelle und zuverlässige Auswertung der Pegelbeobachtungen zur Ermittlung der Abflußmengen ermöglicht, ist der Bericht und die Beschreibung des Apparates sehr beachtenswert.

R. Winkel, Danzig.

Mayer, Max, und Bellstedt, G. A.: *Untersuchungen von Schalungen*. Vierzehnte Folge der Schriftenreihe „Vom wirtschaftlichen Bauen“, herausg. v. R. Stegmann, Leipzig. Mit 169 Abb. Dresden, Laube Druck-G. m. b. H., 1935. 160 S. 8°. Preis RM 4,— geb.

Das Werk gibt eine durch zahlreiche Skizzen unterstützte Übersicht über die im Hochbau verwendeten Schalungsarten und Verspricungen. Auch die Baustoffe für die Schalungen (Holz, Blech, Fertigteile aus Eisenbeton usw.) und die Verbindungsmittel werden kurz behandelt. Anschließend sind die Vor- und Nachteile der einzelnen Schalungsarten in konstruktiver und wirtschaftlicher Hinsicht kurz aufgeführt und verglichen. Wertvoll ist die wohl lückenlose Aufzählung und Beschreibung der verschiedenen Systeme und Erfindungen auf diesem Gebiet, allerdings nur für den Hochbau (Decken, Säulen und Wände); die Ausbildung der Schalung für große Ingenieurbauten wird kaum gestreift.

Gegenüber der reinen Beschreibung, die sich größtenteils auf die betr. Patentschriften stützt, ist die vergleichende Beurteilung der einzelnen Schalungsarten und systeme verhältnismäßig kurz ausgefallen. Vor allem wäre ein stärkeres Herausstellen der mit ihnen gemachten praktischen Erfahrungen wünschenswert gewesen, desgleichen zahlenmäßig ausgewertete Vergleiche hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der wirklich erprobten Systeme (Lohn-, Baustoff- und Kapitalaufwand).

Der im Hochbau tätige Ingenieur wird aus der Fülle der dargestellten Lösungsmöglichkeiten sicher manche Anregung für die Ausführung gewinnen können. Für die weitere Bearbeitung des Gebietes kann die Arbeit durch ihre Vollständigkeit eine gute Grundlage bilden.

H. Simons, Hannover.

Thum, A. und K. Oeser: *Gummifederungen für ortsfeste Maschinen*. Heft 6 der Mitteilungen der Materialprüfungsanstalt an der Techn. Hochschule Darmstadt. Mit 52 Abb. und 7 Zahlentafeln. Berlin: VDI-Verlag 1935. VIII/72 S. DIN A 5. Preis brosch. RM 6,50.

Die Anwendung von Gummi als Federwerkstoff entbehrt bisher einer exakten rechnerischen Grundlage. In dem vorliegenden Heft wird nun erstmalig das elastische Verhalten des Gummis bei statischer und dynamischer Belastung untersucht. Als Ergebnis der Versuche wird eine Formel aufgestellt, die die Vorausberechnung der Federungseigenschaften von voll- und hohlzylindrischen Gummikörpern mit großer Genauigkeit gestattet. An Hand von Beispielen wird dann die Verwendung dieser Unterlagen für die Berechnung und Ausbildung von Gummifederungen zur schwingungstechnisch einwandfreien Gründung von ortsfesten Maschinen gezeigt.

Auch der Bauingenieur erhält durch die Arbeit, die durch eine knappe, klare, leichtverständliche Darstellungsweise ausgezeichnet ist, die Anregung und die Möglichkeit, den Gummi überall dort zu verwenden, wo er einen federnden Werkstoff höchster Dämpfungsfähigkeit braucht.

A. Vierling VDI, Hannover.

Stiller, Gerhard: *Erwärmungs- und Trocknungsvorgänge in Gesteinstrockentrommeln beim Gegen- und Gleichstromverfahren*. Mitt. d. Forschungs-Instituts für Maschinenwesen beim Baubetrieb. Herausgeber: Prof. Dr. G. Garbotz. Berlin, Heft 8, mit 67 Abbildungen und 17 Tabellen. In Komm. beim VDI-Verlag G. m. b. H., Berlin. 1935. II/42 S. DIN A 4. Preis RM 9,—.

Die Reihe verdienstvoller Veröffentlichungen über Fragen des Maschinenbetriebs auf Baustellen, die das Forschungsinstitut für Maschinenwesen beim Baubetrieb an der Technischen Hochschule Berlin seit einigen Jahren herausgibt, ist um eine weitere beachtenswerte Arbeit bereichert worden.

Beim Bau schwarzer Straßendecken spielt die Trocknung und Erwärmung des Steinmaterials eine entscheidende Rolle für das Gelingen der Arbeit. Über die verwickelten, in Trockengeräten sich abspielenden Vorgänge bestehen vielfach sehr unklare Vorstellungen.

In der Erkenntnis, daß es wegen der vielen gleichzeitig wirkenden Einflüsse aussichtslos erscheint, den Trocknungs- und Erwärmungsvorgang auf theoretischem Wege zu erforschen, hat Stiller auf Anregung von Herrn Prof. Dr. Gabotz es unternommen, durch Versuche

die notwendige Klärung herbeizuführen. Er benutzte dabei eine kontinuierlich arbeitende Gesteinstrockentrommel, bei der die Trommellänge, die Richtung und die Geschwindigkeit des Gesteinsdurchganges, die Trommeldrehzahl, die zugeführte Wärme- und Luftmenge verändert werden konnten. Die Wärme und der Feuchtigkeitsgehalt des Trockengutes und der Heizgase konnten an mehreren Stellen der Trommel während des Betriebes gemessen werden. Die Ergebnisse der umfangreichen, sorgfältig durchgeführten Versuche sind in zahlreichen Tabellen und Schaubildern wiedergegeben und werfen ein helles Licht auf bisher unerkannte Zusammenhänge. Besondere Aufmerksamkeit wurde der Frage der Überlegenheit des Gleich- oder Gegenstromverfahrens — die Heizgase strömen in der Bewegungsrichtung des Trockengutes oder umgekehrt — gewidmet, mit dem Ergebnis, daß beide Verfahren ihre Vorteile haben und je nach den zu stellenden Anforderungen den Vorzug verdienen.

Die aufschlußreiche, die Ergebnisse der zahlreichen Versuche klar herausstellende Arbeit wird bei allen Herstellern und Benutzern von Erwärmungs- und Trockengeräten, insbesondere für den Straßenbau, starke Beachtung finden und wird jedem Ingenieur, der schwarze Straßendecken zu bauen hat, wertvolle Aufklärung und Anregung geben.

Prof. Dr. G a e d e, Hannover.

NEUERSCHEINUNGEN.

Asphalt-Merkbuch. Herausgegeben von der Beratungsstelle für Verwendung von Naturasphalt im Straßenbau und Baugewerbe E. V. Ein Handbuch für Handwerksmeister über die Anwendung von Asphalt im Hochbau. Mit 50 Abb. Druck Vieweg u. S., Braunschweig 1936. 100 S. DIN A 5. Kostenlos zu beziehen von der Beratungsstelle Braunschweig, Garküche 3.

Die Sterne. Monatsschrift über alle Gebiete der Himmelskunde. Herausgegeben von H. Brück und R. Müller. Verlag Joh. A. Barth, Leipzig 1936. 16. Jahrg. DIN A 5. Preis halbjährlich RM 5,40.

PATENTBERICHTE.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 22 vom 28. Mai 1936 und von gleichen Tage ab im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 a, Gr. 32/10. Sch 103 689. Günter Schulte-Loh, Balve, Sauerland. Biegsames Gestänge für drehendes Tiefbohren. 10. III. 34.
- Kl. 5 c, Gr. 11. Sch 105 113. Gottfried Schneiders, Berlin-Lichterfelde. Firstenschutzdecke beim Scheibenbau. 6. IX. 34.
- Kl. 19 a, Gr. 11. D 68 455. August Dettmer, Altona, Elbe. Schienenbefestigung auf Rippenplatten mit waagerechten Durchbrechungen zwecks Durchführung von Schienenfestklemmbolzen. 21. VII. 34.
- Kl. 35 b, Gr. 1/24. A 73 804. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa. Anordnung zum Belastungsausgleich bei mehr als zwei Fahrwerksgruppen für Förderbrücken o. dgl. 2. VIII. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 4. N 35 594. Emil Neupert, Hamburg. Hilfsgerät zur Ausführung eines Mauerverfahrens; Zus. z. Pat. 619 043. 10. VIII. 33.
- Kl. 37 a, Gr. 4. A 74 188. Dr. Ludwig Armbruster, Berlin-Zehlendorf. Gerippewand mit Isolierzellen. 5. X. 33.
- Kl. 37 d, Gr. 36/03. H 142 626. Dr. Walter Heinmüller, Hannover. Drahtspanner, dessen Spannstück mittels eines an einem Pfahl befestigten Schraubenbolzens bewegbar ist. 1. II. 35.
- Kl. 37 d, Gr. 40/05. M 123 786. Hans Mehrl, Grünbach b. Erding, Obbay. Mauersäge. 10. V. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 1/03. M 128 914. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Riesa, Elbe. Schaufelradbagger; Zus. z. Pat. 600 965. 23. X. 34.
- Kl. 84 d, Gr. 1/06. B 163 576. Frederik Hendrik Bakker, Haarlem, Niederlande; Vertr.: R. Stösling, Potsdam, Alleestr. 2. Baggergerät zum Abheben von dünnen Erdschichten mittels eines im Winkel zur Zugrichtung des Zugseils stehenden Schrepperkübels. 18. XII. 33. Niederlande 19. XII. 32.
- Kl. 94 d, Gr. 2. L 129 248. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Verfahrbares Fördergerät (z. B. Bagger, Absetzer o. dgl.). 1. III. 33.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 89 142. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Eimerkettenbagger mit einer wechselweise für den Hoch- und Tiefschnitt einstellbaren Knieeimerleiter. 6. XI. 35.
- Kl. 84 d, Gr. 2. M 123 909. Maschinenfabrik Buckau R. Wolf Akt.-Ges., Magdeburg. Eimerkettenbagger mit am Ende der Eimerinne angeordneten seitlichen Grabwerkzeugen. 22. V. 33.
- Kl. 85 d, Gr. 12. V 29 781. Vereinigte Armaturen-Gesellschaft m. b. H., Mannheim. Oberflurwasserpforten mit unten im Schachtröhren unmittelbar über dem Abschlußventil angeordnetem Spindelager. 27. VII. 33.

- Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 23 vom 4. Juni 1936 und von demselben Tage an im Reichspatentamt ausgelegt.
- Kl. 5 b, Gr. 19. B 171 155. Reginald Asline Bedford, Sheffield, England; Vertr.: Dr. R. Poschenrieder, Pat.-Anw., Berlin W 62. Teilverbindung für Stoßbohrer. 21. IX. 35. Großbritannien 26. IX. 34 u. 5. I. 35.

- Blum, Otto: Die verkehrspolitische Bedeutung des östlichen Mittelmeerraumes. Sonderdruck aus Archiv für Eisenbahnwesen, Heft 1 und 2. (Verlag J. Springer, Berlin.) Mit 22 Abb. 92 S. 16 × 23,5 cm.
- Ergebnis der Leipziger Frühjahrsmesse 1936. Einzelheiten über ihren erfolgreichen Verlauf. Grundsätzliches über die Bedeutung der Reichsmesse. Herausgegeben vom Werberat der deutschen Wirtschaft in Zusammenarbeit mit dem Leipziger Messeamt, Leipzig 1936. Mit Abb. 54 S. DIN A 4.
- Sonderschriften der Deutschen Maltechnischen Vereinigung.
- Nr. 30 Stein, Holz und Eisen als Werkstoffe der Anstrichtechnik von K. Würth. 12 S. DIN A 5.
- Nr. 32. Anstrichschäden als Folge schlechten Putzes von K. Würth. 8 S. DIN A 5.
- Nr. 33. Steinschutz und Anstrichforschung von K. Würth. 4 S. DIN A 5.
- Nr. 34. Die Normung der Mal- und Anstrichstoffe. von K. Würth. 8 S. DIN A 5.
- Tätigkeitsbericht Juli 1935. 4 S. DIN A 5.
- Verlag: Deutsche Maltechnische Vereinigung 1935. Auf Wunsch kostenlos zu beziehen von der Geschäftsstelle: Leverkusen-Schlebusch 2.
- Eternit-Druckrohre. Handbuch herausgegeben von der Deutschen Asbestzement A.-G. Berlin Rudow 1936. 60 S. mit Abb. DIN A 5. Preis RM 2,—.
- Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahngesellschaft über das 11. Geschäftsjahr 1935 (1. Januar bis 31. Dezember 1935). Berlin 1936. Gedruckt in der Reichsdruckerei. DIN A 4. 146 S. mit Abb.
- Geschäftsbericht der Gesellschaft „Reichsautobahnen“ über das 3. Geschäftsjahr 1935 (1. Januar bis 31. Dezember 1935). Berlin 1936. Gedruckt in der Reichsdruckerei. DIN A 4. 44 S. mit Abb.

- Kl. 5 c, Gr. 10/01. T 44 766. Hammerwerk Schulte m. b. H. Komm.-Ges., Plettenberg, Nachgiebiger Grubenstempel. 24. XII. 34.
- Kl. 19 c, Gr. 2/01. Sch 103 685. Rudolf Schwarten, Altona, Elbe. Pflasterung aus durch Nut und Feder verbundenen Betonplatten, Kunststeinen, Fliesen o. dgl. 10. III. 34.
- Kl. 20 i, Gr. 33. S 115 071. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Mechanische Zugsicherung von Schienenfahrzeugen mit zwei betriebsmäßig zusammenarbeitenden Fahrzeuganschlüssen. 30. IX. 29.
- Kl. 20 k, Gr. 9/01. A 77 731. Aktiengesellschaft Brown, Boveri & Cie., Baden, Schweiz; Vertr.: Dr. H. Wirth, Rechtsanw., Berlin W 50. Fahrleitung, insbes. für gleislose Bahnen. 21. XI. 35.
- Kl. 20 k, Gr. 10. S 115 799. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Isolierte Kreuzung für Straßenbahnfahrdrähte mit Fahrleitungen für Oberleitungsomnibusse. 19. X. 34.
- Kl. 37 a, Gr. 4. P 66 049. Georg Proeschold, Rudolstadt. Wand aus miteinander verbundenen Platten, die aus einem Rahmen und einer Betonausfüllung bestehen. 21. IX. 32.
- Kl. 37 b, Gr. 2/02. M 115 576. Eugen Müller, Stuttgart. Schall- und wärmeisolierende mehrschichtige Bauplatte. 1. VI. 31.
- Kl. 37 f, Gr. 2/02. R 76 890. August Rolf, Berlin-Charlottenburg. Blechbehälter für Getreide, Grünfutter o. dgl. 15. I. 29.
- Kl. 37 f, Gr. 7/03. K 139 483. Kurt Kickbusch, Tannenwalde, Samland. Garagentor für Tiefgaragen. 3. X. 35.
- Kl. 37 f, Gr. 8. M 126 018. Eugène Germain Paul Mopin, Paris, Frankr.; Vertr.: Dr. G. Döllner, E. Maemecke, Dr. W. Kühl, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Von einer mittleren Stütze aus allseitig vorkragende Decke für Flugzeug-, Fahrzeug- oder Markthallen aus Eisenbeton. 27. XII. 33. Frankreich 4. X. 33.
- Kl. 42 c, Gr. 10/02. Z 21 765. Fa. Carl Zeiß, Jena. Meßmarke zum Ausmessen von Bildern in einem photogrammetrischen Meßgerät. 18. V. 34.
- Kl. 80 b, Gr. 4/08. G 91 968. Georg Gurth, Hannover. Luftschutzeinrichtung an Gebäuden. 13. XII. 35.
- Kl. 80 b, Gr. 9/04. H 134 579. Harry Hallenberg, Wiipuri, Finnland; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Meurer, Pat.-Anw., Köln a. Rh. Isolationsplatten o. dgl. sowie Verfahren zu deren Herstellung. 21. XII. 32. Finnland 12. IV. 32.
- Kl. 80 b, Gr. 9/04. H 142 901. Harry Hallenberg, Wiipuri, Finnland; Vertr.: Dipl.-Ing. L. Meurer, Pat.-Anw., Köln a. Rh. Isolationsplatten o. dgl.; Zus. z. Anm. H 134 579. 13. X. 33.
- Kl. 80 b, Gr. 18/07. H 134 366. Dipl.-Ing. Erik Hüttemann, Berlin-Wilmersdorf, u. Dipl.-Ing. Wolfgang Czernin, Berlin-Lichterfelde. Verfahren zur Herstellung poriger Leichtsteinmassen. 8. XII. 32.
- Kl. 84 a, Gr. 3/07. V 26 273. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Dortmund. Schützenwehr. 23. I. 31.
- Kl. 84 d, Gr. 2. K 133 527. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen. Fahrwerksantrieb für schwere Geräte wie Bagger, Absetzer o. dgl. 16. III. 34.