

MODELLVERSUCHE ÜBER DAS VERHALTEN DER BEWEGLICHEN SOHLE IN GESCHIEBEFÜHRENDEN FLÜSSEN.

Von Hubert Engels.

In meinem Handbuch des Wasserbaues¹⁾ habe ich auf die Ergebnisse meiner früheren Modellversuche hingewiesen, wonach in gekrümmten Flußstrecken die Sinkstoffe unter Durchquerung des Flußbettes von einem ausbiegenden Ufer nach

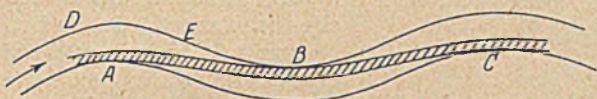


Abb. 1.

dem nächst unterhalb gelegenen gegenüberliegenden ausbiegenden Ufer wandern. Ich hatte damals in den Modellfluß der Abb. 1, dessen feste Sohle aus Kies hergestellt war, an verschiedenen Stellen gefärbten Sand eingebracht. Der bei A eingebrachte Sand wanderte von A nach B und von B nach C.

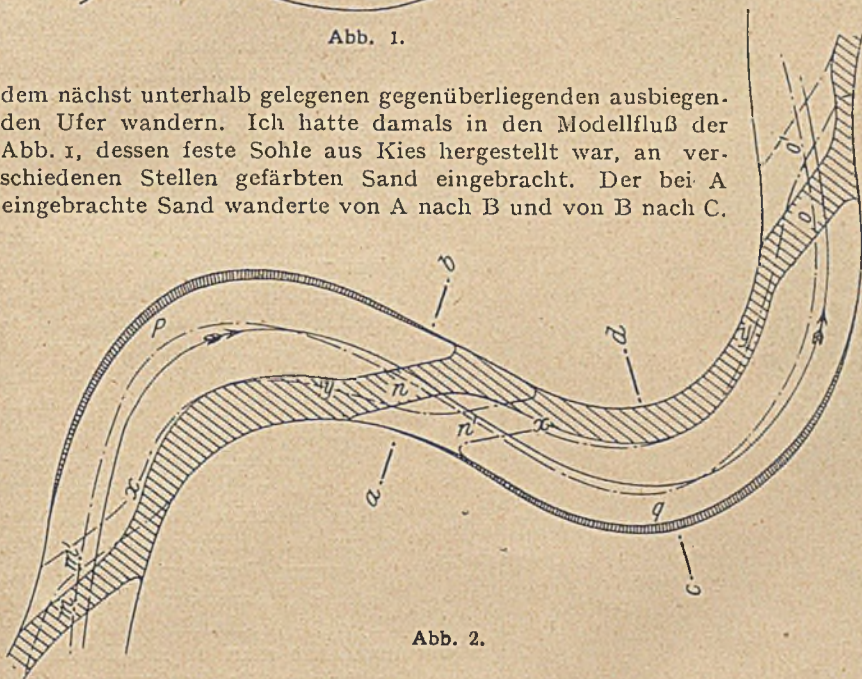


Abb. 2.

Bei D eingebrachter Sand schlug sofort nach A hinüber, um dann nach B und C weiterzuwandern, während bei E eingebrachter Sand nach B und von hier nach C wanderte.

Daß bei fester Sohle ein Überschlag der Sinkstoffe von

gewiesen worden.“ Hierzu hat sich Oberregierungsbaurat a. D. Rapp in einem an mich gerichteten Schreiben wiefolgt geäußert: „Daß das die Schwelle bildende Geschiebe das Flußbett während der Wanderung durchquert; hat Lavale nie behauptet, und konnte demgemäß auch in meiner Broschüre eine derartige Auffassung Lavales nicht Platz greifen. Darüber, ob dieses Geschiebe in der Richtung der Schwelle oder quer zu dieser wandere, und wie die Schwelle überhaupt zustande komme, äußerte sich L. nicht. Offenbar vermochte er sich über den Vorgang bei der Entstehung und Forterhaltung der Schwellen eine feste Meinung nicht zu bilden und unterließ es daher infolge seiner bei der Aufstellung von Behauptungen geübten, von mir oft bewunderten Vorsicht, irgendeine Meinung zu äußern.“

In der Lavale-Rappschen Abhandlung heißt es nun: „Meistens, ja fast immer entsteht unterhalb einer Konkaven auf der entgegengesetzten Seite eine zweite Konkave, und es liegen die beiden Konkaven resp. Konvexen einander schräg gegenüber. Die Materialbänke, welche sich an den Konvexen bilden, stehen dann gewissermaßen miteinander in Verbindung, indem sich von einer Materialbank quer durch den Strom bis zur anderen eine Schwelle bildet. Läuft die eine Bank oben ab und verlängert sich dieselbe nach unten, dann geschieht das gleiche an der schräg abwärts liegenden Bank. Ebenso verhält es sich, wenn die eine Bank aufwärts wieder anwächst und abwärts abläuft. Mit diesen Bewegungen steht die quer durch den Strom liegende Kiesbank (Schwelle) ebenfalls in Verbindung derart, daß dieselbe von oben nach unten (von n nach n') abwärts rückt und später unten bei n' wieder abtreibt und oben bei n anläuft. Mit den Änderungen der Bänke und der Schwelle hängt immer auch eine entsprechende Änderung des Talweges zusammen. Die Abb. 2 versinnlicht durch



Abb. 3. Querschnitt a-b der Abb. 2.

Abb. 4. Querschnitt c-d der Abb. 2.



Abb. 5.

D nach A stattfindet, fand durch spätere Modellversuche²⁾ eine sehr schöne Bestätigung.

Nun habe ich in meinem Handbuch daran die Bemerkung geknüpft: „Daß die Sinkstoffe tatsächlich in der beschriebenen Weise wandern, ist durch Beobachtungen von Lavale³⁾ nach-

ausgezogene und punktierte Linien das Gesagte. Auch hier ist die Stromtiefe an den Übergängen über die Schwelle bei m, n und o am kleinsten, in den Konkaven bei p und q am größten.“

Glaube ich somit, zu meiner eingangs erwähnten Schlußfolgerung berechtigt gewesen zu sein, so erschien mir der Einspruch von solch beachtenswerter Seite doch so gewichtig, daß ich mich veranlaßt gesehen habe, durch neue Versuche mit einem beweglichen Sohle aufweisenden Modellfluß diese Frage nachzuprüfen. Auch diese Versuche haben meine Auffassung bestätigt, daß in gekrümmten Flußstrecken die Geschiebe von

¹⁾ 1. Aufl. S. 320/321, 2. Aufl. S. 322, 3. Aufl. S. 326.

²⁾ H. Engels, Mitteilungen aus dem Dresdener Flußbau-Laboratorium-Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens, Heft 200/201, S. 24; Berlin 1917.

³⁾ Georg Lavale, Unsere natürlichen Wasserläufe. Hydrotechnische Studien. Herausgegeben von Jakob Rapp, Weilheim 1883.



Abb. 6—8. Die Zahlen geben die Tiefen in cm an.

oberen konvexen Ufer zum nächstfolgenden gegenüberliegenden konvexen Ufer unter Durchquerung des Flußbettes überschlagen.

Muß ich daher bis auf weiteres an meiner Auffassung festhalten, so glaube ich, doch anderseits verpflichtet zu sein, die folgende Anschauung Rapps nach seinem an mich gerichteten Schreiben hier mitzuteilen.

„Es dürfte kaum fehlgegriffen sein, wenn man annimmt, daß, da der Talweg bei a, Abb. 5, die Schwelle kreuzt, auch dort eine größere Geschwindigkeit herrscht als bei den unmittelbar benachbarten Stellen b und c. Ist dem aber so, dann würde ein bei b im Wasser mit geringerer Geschwindigkeit treibendes Geschiebestück durch den größeren Stoß des Wassers links von ihm wohl in eine Art drehender Bewegung — hier im Sinne des Zeigers einer Uhr — versetzt und zugleich nach rechts gestoßen und somit an der Durchquerung der Wasserfäden mit größerer Geschwindigkeit bei a verhindert werden. In dieser Anschauung wurde ich auch durch die Besichtigung der Lagerung der Geschiebestücke auf den Kiesbänken — allerdings naturgemäß erst nach Ablauf der höheren Wasserstände — noch stets bestärkt. Es wäre denkbar, daß die Laboratoriumsversuche hierüber doch nicht den gewünschten klaren Aufschluß zu bringen vermögen. — Ich finde immer wieder, daß unser Forschungsgebiet das denkbar undankbarste ist. In der Physik, Mechanik, Astronomie usw. hat man es mit faßbaren, bestimmten Kräften zu tun. Bei der Wasser- und Geschiebebewegung herrscht ein Wirrwarr von wirkenden Kräften.“

Gewiß vermag der Versuch im Kleinen ohne mit ihm Hand in Hand gehende Beobachtungen und Messungen in unseren natürlichen Wasserläufen uns nicht zur Klarheit zu verhelfen, und nur dann verdienen seine Ergebnisse Vertrauen, wenn sie durch Beobachtungen im Großen bestätigt werden. Dievorstehend behandelte Frage muß daher solange als eine offene angesehen werden, solange nicht durch Beobachtungen im Großen die bisherigen Ergebnisse der Modellversuche eine Bestätigung gefunden haben.

2. G. E. Schmidt u. A. Klotsky haben festgestellt, daß durch ihre Weichselmessungen während des Sommerhochwassers 1913⁴⁾ meine

⁴⁾ Zentralblatt der Bauverwaltung 1922, S. 620.

Auffassung bestätigt worden ist, wonach das Hochwasser die Kolke vertieft und die die Kolke trennenden Furt-
rücken erhöht, daß also die Unregelmäßigkeiten der
Sohlengefällelinie im Talweg bei steigendem Wasser zu-

der Einwirkung des durchfließenden Wassers in Bewe-
gung geriet. Die Niedrigwassermenge betrug 3,5 sl, die
Hochwassermenge war mit 8,7 sl so bemessen, daß das
Hochwasser noch bordvoll, also ohne auszufern, abfloß.

Der erste Niedrigwasserdurchfluß,
„N. W. I“, bildete zunächst in
14 Stunden die in Abb. 6 dar-
gestellte Bettform aus. Das nunmehr
zweistündige Hochwasser, „H. W.“,
ergab die Bettform der Abb. 7, wäh-
rend das diesem folgende Niedrig-
wasser, „N. W. II“, von 3,5 sl in zwei
Stunden die Bettform der Abb. 8
hervorrief.

Aus den hier nur zum Vergleich
in Frage kommenden Abb. 7 und 8
und den Längsschnitten der Sohle
im Talweg der Abb. 10 für „H. W.“
und „N. W. II“ ergibt sich eine Be-

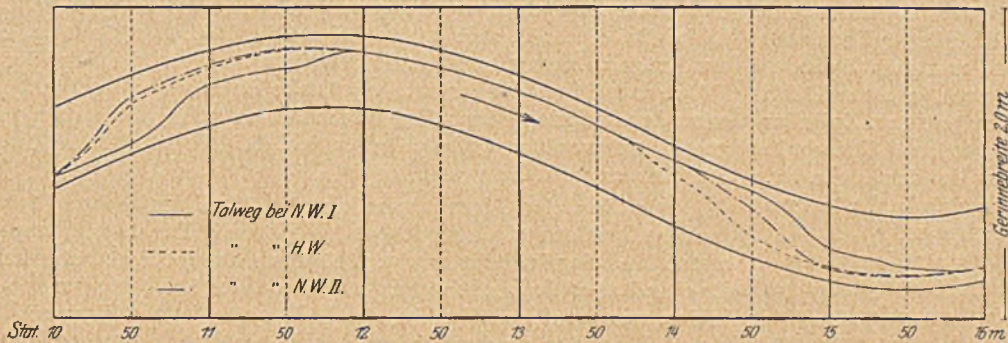


Abb. 9.

und bei fallendem Wasser
abnehmen. Auf Grund einer
kritischen Prüfung dieser
Weichselmessungen gelangt
aber einer unserer ersten Fluß-
bauer, Dr.-Ing. e. h. Eduard
Faber, zu einer entgegen-
gesetzten Schlußfolgerung:
daß nämlich bei steigendem
Wasser eine Verflachung des
Strombettes eintrete⁵⁾. Das
hat mich veranlaßt, dahin-
gehende Versuche im Dres-
dener Flußbaulaboratorium
anzustellen, deren Ergeb-
nisse ich hiermit zur Kennt-
nis der Fachgenossen bringe.

Von der 25 m langen
eingebauten Flußstrecke ist
in den Abb. 6 bis 8 die aus-
gewertete mittlere Modellstrecke von 6 m Länge dargestellt.
Das sandige Flußbett war mit in der Querrichtung wage-
rechter Sohle und mit unter 1:1 geböschten Ufern, also
mit trapezförmigem Querschnitt, eingebaut. Die Ufer
waren mit Zement glatt und tief unter die Sohle hinab
befestigt. Das Gefälle wurde so bemessen, daß der Sand unter

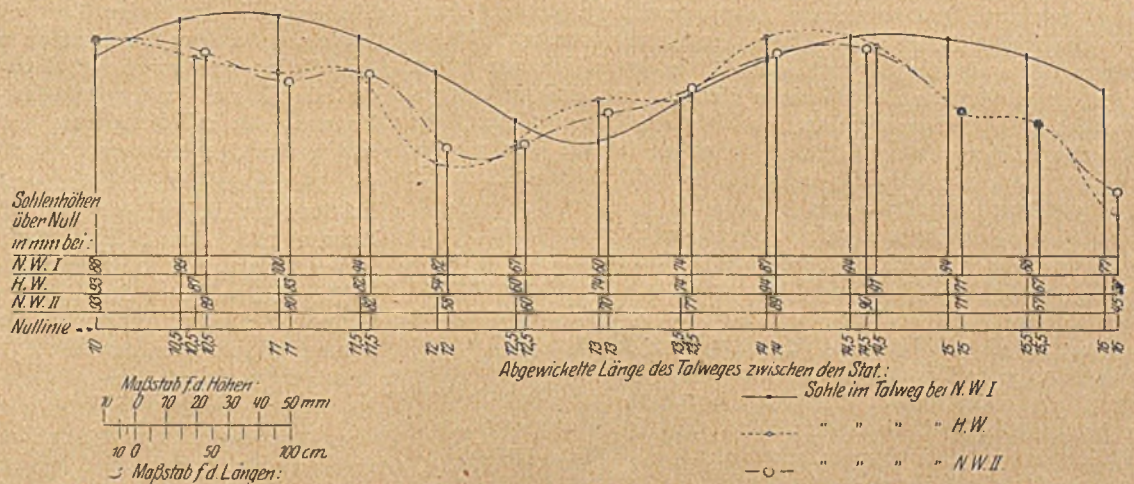


Abb. 10.

stätigung meiner Auffassung in Übereinstimmung mit der
von Schmidt und Klotsky aus ihren Weichselmessungen ge-
zogenen Schlußfolgerung.

Die Versuche wurden mit Mitteln aus der Stiftung der
Gesellschaft von Förderern und Freunden der Technischen
Hochschule Dresden im Juni 1923 ausgeführt.

ANWENDUNGSGEBIETE DER DRUCKLUFT IM BAUBETRIEB.

Nach dem Vortrag in der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen in Berlin am 14. März 1924.

Von Direktor Dr.-Ing. e. h. Hübler, Mannheim, Vorstandsmitglied der Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim.

Die mannigfachen Anwendungsmöglichkeiten der Druck-
luft im Baubetrieb lassen sich je nach ihrem Zweck in folgende
drei Gruppen einteilen:

Gruppe 1: Druckluft zur Schaffung eines wasserfreien Arbeits-
raumes,

Gruppe 2: Druckluft zum Antrieb von Arbeitsmaschinen und

Gruppe 3: Druckluft zur Förderung von Stoffen aller Art.

In Gruppe 1 kommt Niederspannung in Höhe des vom
menschlichen Organismus tragbaren Überdrucks, in Gruppe 2
hochgespannte Druckluft bis zur Verflüssigungsgrenze zur
Anwendung, während in Gruppe 3 zur Zeit noch vorwiegend
mit geringer Spannung (meist unter 10 at) gearbeitet wird.

I. Druckluft zur Schaffung eines wasserfreien Arbeitsraumes.

Zunächst wurde die Druckluft nur gebraucht, um im Wasser
arbeiten zu können. Von der einfachen Taucherarbeit, die

heute noch in all den Fällen geleistet wird, wo die Kraft und
die Geschicklichkeit des einzelnen Mannes ausreicht, um die
Arbeiten unter Wasser auszuführen, bis zur modernen Taucher-
glocke und zur Druckluftgründung mit Senkkasten, war ein
weiter Weg zurückzulegen. Allen diesen Arbeitsweisen gemein-
sam ist aber, daß die Druckluft nur der Verdrängung des Wassers
dient, um einen Arbeitsraum zu schaffen, in dem nicht nur
bis zu beliebiger Zahl Arbeiter angesetzt werden können,
sondern vor allem auch die Beschaffenheit des Untergrundes
mit untrüglicher Sicherheit erforscht werden kann, um hier-
nach die Anordnungen des Bauwerkes zu bestimmen.

Die älteste Form der Taucherglocke ist ein wasser-
dichter, unten offener Kasten, dessen Luftinhalt sich beim
Absenken ins Wasser entsprechend der Wassertiefe ver-
dichtete, dabei aber auch sein Volumen verringerte. Diese
Einrichtung gestattete mangels ständiger Luftzufuhr nur
kurzes Arbeiten in geringer Tiefe. Schon zu Beginn des
18. Jahrhunderts ging man dazu über, mittels Blasebälgen

⁵⁾ Die Bautechnik 1923, S. 149.

dauernd frische Luft zuzuführen. Die Anfänge der heute gebräuchlichen Druckluftgründungsweisen fallen aber erst in die Mitte des 19. Jahrhunderts.

Die Urform unseres heutigen Druckluftgründungsgerätes bildete ein unten offener, oben geschlossener Zylinder aus Eisenblech, auf welchen sich eine gleichfalls zylindrische Kammer setzte, die durch je ein Mannloch mit dem Zylinder und mit dem Freien verbunden waren. Durch je einen Hahn im Boden und der Decke konnte die Kammer mit dem Zylinder oder dem Freien in Verbindung gebracht werden. Unterhalb der Kammer mündete die Druckluftleitung in den Zylinder. Die Übergangskammer zwischen dem Druckluftarbeitsraum und der freien Luft ist das Urbild der Luftschleuse.

Die Taucherglocke eignet sich besonders für den Grundbau in der verschiedenartigsten Gestalt und Größe. Wo es gilt, unter Wasser einzelne Mauerkörper mit einander zu verbinden, eine Arbeit, die vor allem bei Wehrbauten zur Verbindung der Wehrpfeiler und Wehrschwelfundamente auszuführen ist, sind Taucherglocken mit kleiner Grundfläche von wenigen Quadratmetern sehr vorteilhaft, ebenso dort, wo die felsige Sohle eines Flusses zum Aufsetzen von Betonkörpern vor dem Einbringen des Betons gründlich von losem Gestein zu säubern ist, um einen dichten Anschluß an den gewachsenen Felsen zu erzielen. In solchen Fällen ermöglicht die Taucherglocke, die schwimmend oder an festem Gerüst verwendet wird, den Verzicht auf die sonst mühselige und schwer nachprüfbare Taucherarbeit.

Die großen Glocken werden im allgemeinen dort am Platze sein, wo die Bauwerksmassen im Vergleich zur Grundfläche gering sind; deshalb kamen sie namentlich bei Trockendocks und Schleusen zur Anwendung. Die Taucherglocken für solche Zwecke sind selbsttätig schwimmend ausgebildet und haben über der Arbeitskammer eine allseitig abgeschlossene Gleichgewichts- oder Schwimmkammer, durch welche die Schachtröhre in die Arbeitskammer führen. Zur Erhöhung der Stabilität wird die Schwimmkammer durch Querwände mehrfach unterteilt; als Ballast dient Wasser.

Die Ausführung sehr großer Gründungskörper mittels großer Taucherglocken geschah in der Weise, daß man in einzelnen Schichten betonierte und die zwischen je zwei Glockenstellungen bleibenden Schlitzschichtweise versetzte. Das Ziel, durch dieses Verfahren homogene Körper von beliebig großer Grundfläche schaffen zu können, wurde indessen nicht in erwünschtem Maße erreicht, so daß man neuerdings in solchen Fällen, ungeachtet der höheren Kosten für die Einrichtung, die später erörterte Bauweise mit verlorener Arbeitskammer mehr und mehr ins Auge faßt.

Als besondere Art der Taucherglocke sind noch die namentlich auf dem Rheinstrom zu Sprengungen zwecks Regelung des Fahrwassers dienenden Taucherschächte zu nennen. Sie sind auf Schiffen aufgestellt und werden durch Einschnitte im Schiffsrumpf durch diesen herabgeführt. Die Aufhängung auf dem Schiffe mittels Gelenkketten erfolgt derart, daß, wenn der Taucherschacht auf dem festen Boden aufsitzt, das Schiff gegenüber dem Schacht angehoben werden kann und so den Ballast des Taucherschachtes bildet. Diese Anordnung ermöglicht ein sehr rasches Entlasten und Heben des Schachtes, was in belebten Schiffahrtsstraßen wichtig ist.

Der Gedanke lag nahe, den untersten Teil des künftigen Bauwerkes selbst zur Arbeitskammer auszubilden. Hieraus ergab sich der Senkkasten, das ist eine Taucherglocke, die man verloren gibt und als Bauwerksteil im Baugrund beläßt unter Anpassung an die besondere Form des zu gründenden Bauteils. Hinsichtlich des Arbeitsvorganges entspricht er einem Senkbrunnen, in welchem durch eine eingebaute Bühne der untere Teil — der Arbeitsraum mit der Schneide — luftdicht abgeschlossen ist, derart, daß nach Einblasen der Druckluft das Eindringen und Hochsteigen von Wasser unter der Schneide verhindert wird. Entsprechend den starken Beanspruchungen während des Absenkens werden die Senkkasten und ganz besonders deren Schneiden kräftig ausgebildet.

Die ältesten Senkkasten waren eiserne Röhren von Kreisquerschnitt, die am Ufer zusammengesetzt, schwimmend zur Verwendungsstelle gebracht, dort versenkt und nach der Versenkung mit Beton ausgefüllt wurden, und zwar der untere Teil unter Druckluft, nach dessen Erhärtung der Rest in freier Luft. Bei dieser Bauart mußte, sobald der Reibungswiderstand am Erdreich zusammen mit dem Luftauftrieb das Gewicht der Röhre mit Zubehör übertraf, künstliche Belastung aufgebracht oder der Auftrieb durch Entweichenlassen von Luft zeitweise gemindert werden, wodurch aber viel Boden unnütz in den Senkkasten gerissen wurde.

Der Bau der Eisenbahnbrücke bei Kehl im Jahre 1859 brachte insofern einen bedeutenden Fortschritt, als hier zum ersten Male der Senkkasten der Pfeilergrundfläche angepaßt war. Er stand aber doch noch ganz im Banne des Senkbrunnenvorbildes, wie die durch Vertikalwände in verschiedene Kammern eingeteilten Senkkasten zeigen, deren jede vollkommen getrennte Einsteig- und Förderschächte besaß. Dabei hatten die aus 2,3 m weiten Röhren bestehenden Förderschächte Verbindung mit der freien Luft und tauchten mit dem unteren Ende in die vom Senkkasten angefahrte Bodenschicht ein. Der Boden wurde von Arbeitern diesen Röhren so zugebracht, daß durch ein Becherwerk die Hebung über Wasser erfolgen konnte. Als Belastung zum Absenken des Senkkastens wurde das endgültige Mauerwerk verwendet.

Die ersten einheitlichen Senkkasten kamen zur Anwendung bei der Aarebrücke Busswyl im Jahre 1862 und der Reußbrücke Luzern 1864 durch die Brückenbauanstalt Gebrüder Benkiser, Pforzheim, bzw. deren technischen Leiter, Bernhard Bilfinger, den Vater des Mitbegründers der Bauunternehmung Grün & Bilfinger, Mannheim, der auch in der gleichen Unternehmung den Bau der Wettsteinbrücke über den Rhein in Basel 1879 leitete.

Die weitere Entwicklung der Druckluftgründung mittels der Taucherglocke und Senkkasten hat sich im wesentlichen im Laufe der letzten zwei Menschenalter vollzogen, wobei man nicht nur zu ganz bedeutenden Abmessungen der einheitlichen Senkkasten, sondern auch zur Heranziehung anderer Baustoffe für ihren Bau schritt.

Die Taucherglocken werden zwecks Gewichtersparnis stets aus Eisen gebaut. Ursprünglich wurden auch die Senkkasten in der überwiegenden Mehrzahl aus Eisen hergestellt. Da aber häufig die Lieferzeit zu groß war, indem es entweder an einer Kesselschmiede fehlte, die eine luftdichte Arbeit einwandfrei lieferte, oder die betreffenden Werke überlastet waren, hat man des öfteren auch zum Holz als Senkkastenbaustoff gegriffen. Für große Senkkasten ist dies jedoch kein geeigneter Baustoff, weil das Verarbeiten der außerordentlich großen und schweren Hölzer zu einem luftdichten Kasten sehr viel Arbeitslöhne erfordert und überdies unverhältnismäßig viel Eisenteile verbraucht. Außerdem bringt das Verziehen des Holzes leicht so erhebliche Abweichungen der Schneide aus der wagrechten Grundfläche mit sich, daß sie ein Entweichen von Druckluft begünstigen. Die Zahlen für eine amerikanische Ausführung, wo — allerdings für eine Grundfläche von 1600 qm — allein für Bolzen zur Befestigung der Hölzer untereinander 180 000 kg Eisen und für eine innere Blechverkleidung als Schutz gegen Feuersgefahr weitere 81 000 kg benötigt wurden, haben nicht zur Nachahmung ermutigt. Kamen doch auf 1 qm Grundfläche an Eisen allein 164 kg für Bolzen und Blech, dazu noch rund 7 Festmeter Holz und die verschiedenen Dichtungsmittel.

Kleinere hölzerne Senkkasten lassen sich freilich erheblich leichter ausbilden, konnten sich aber bei uns nicht stark einbürgern und sind vorwiegend dort angebracht, wo das Holz in waldreichen, dem Verkehr noch wenig erschlossenen Gegenden sich als willkommener Baustoff darbietet. Der Gesichtspunkt der Brandgefahr, der früher eine große Rolle spielte, ist nach Einführung der elektrischen Beleuchtung nicht mehr von Belang.

Mehr Erfolg hatte in Deutschland die Anwendung von Eisenbeton für Senkkasten. Seine wesentlichsten Vorzüge sind die sehr einfache Dichtung des Arbeitsraumes, das monolitische Gefüge des Kastens, das zusammen mit seiner Steifigkeit große Widerstandsfähigkeit gegen unerwartete einseitige Beanspruchungen verbürgt, und die denkbar größte Einheitlichkeit des Bauwerks. Auch bedarf man zu ihrer Ausführung nicht des in schwer zugänglichen Gegenden oft sehr lästigen Transportes schwerer Eisenteile, und endlich ist die Ausführung mit ganz wenigen geschulten Kräften durchführbar, was für die Bautätigkeit im Auslande eine sehr große Rolle spielen kann.

Ein Senkkasten wird entweder von einem festen Gerüst aus — an Spindeln aufgehängt — frei durchs Wasser abgelassen oder ohne besondere Führung vom festen Boden aus. Letztere Arbeitsweise hat den Vorzug größerer Unabhängigkeit vom Wasser, weshalb zum Zweck dieser Absenkungsweise häufig besondere Inseln geschüttet werden.

Von erheblichem Einfluß auf Kosten und Zeitaufwand einer Druckluftgründung ist Sicherheit und Schnelligkeit der Aushubförderung.

Bei den ältesten Druckluftgründungen wurde der Aushub in kleinen Eimern mittels Rolle oder Winde im Schacht hochgezogen, eine Anzahl Eimerfüllungen in der Luftschleuse aufgestapelt und diese dann nach Abschluß gegen den Förderschacht ins Freie entleert. Bei diesem Verfahren wurde aber die Förderung aus dem Arbeitsraum immer wieder unterbrochen.

Diesen Mißstand behob eine von dem vorerwähnten Ingenieur B. Bilfinger im Jahre 1876 eingeführte und seitdem allgemein übernommene Fördereinrichtung, bei welcher zu beiden Seiten der Einsteigeschleuse je eine — bald schräg, bald senkrecht stehende — Röhre (sogenannte Materialhose) angeordnet ist. Wenn die eine Kammer mit Aushub gefüllt ist, wird sie gegen die Luftschleuse gut abgeschlossen, die Preßluft der Materialkammer abgeblasen und das Fördergut ins Freie ausgeleert. Für Dauerbetrieb wird während der Entleerung der ersten Kammer die zweite zum Füllen benützt. Dem Einbringen von Baustoffen dienen in der Regel besondere Schleusen.

Alle Verschlüsse am Druckluftgerät sollen so gebaut sein, daß sie entweder durch den Luftdruck selbst geschlossen werden oder eine ungewollte Öffnung ganz unmöglich gemacht ist. Bei den eben beschriebenen Materialhosen ist dieser Forderung durch besondere Sicherungsmaßnahmen genügt. Durch eine doppelte Abhängigkeit der Verriegelung der sich nach außen öffnenden Kammertüren können diese nämlich erst dann geöffnet werden, wenn der innere Abschluß geschlossen ist, so daß nicht plötzlich die gesamte Druckluft aus Schleuse und Arbeitsraum entweichen kann.

Zur Beschleunigung der Förderung und um die Schließung der Aushubmassen zu vermeiden, hat man auch Strahlpumpen benutzt, bei denen der Boden in einem Gemisch mit Druckluft und Wasser durch ein offenes Rohr ins Freie befördert wird. Dieses Verfahren leidet aber unter dem Mißstand, daß starke Luftentnahme aus dem Senkkasten eine Ausdehnung der zurückbleibenden Luft zur Folge hat, welche sich dabei abkühlt und im Arbeitsraum Nebel bildet. Dazu kommt noch, daß stärkere Schwankungen des Druckes den Arbeitern lästig, unter Umständen sogar gesundheitsschädlich sind. Die Förderung des Senkkastenaushubs mittels Strahlpumpe erfordert daher besondere, sicher wirkende Vorrichtungen zur Feinregelung des Luftdruckes, die in vollkommenem Maße noch nicht vorliegen.

Die Grenze der mit Druckluft erreichbaren Tiefe hängt ab von dem Überdruck, den der menschliche Organismus ohne ernstliche Gefährdung der Gesundheit zu ertragen vermag; sie kann im allgemeinen zwischen 20 und 25 m angenommen werden. Jede noch so geringe Steigerung über 25 m hinaus erfordert schon ganz besondere Vorsichtsmaßregeln. Die Arbeitszeit muß dann auf ein so geringes Maß (etwa 1 Stunde) verkürzt werden, daß die benötigte Belegschaft außerordentlich groß wird und infolge des häufigen Wechsels von dem ein-

zelnen Mann nur sehr wenig geleistet werden kann. Man sollte daher, wenn irgend möglich, nicht erheblich über 25 m hinausgehen — als Grenze, die schon ein nicht zu rechtfertigendes Opfer an Menschenleben bedingt, kann 30 m Überdruck angesehen werden. In hohem Maße ist eine Gefährdung dann vorhanden, wenn gleich zu Anfang mit großer Wassertiefe und entsprechendem Überdruck begonnen wird, denn es fehlt hier die bei Pfeilergründungen unter geringer Wassertiefe gegebene Möglichkeit, durch den geringen Anfangsdruck die Mannschaft für die Arbeit an die allmählich einsetzende Steigerung zu gewöhnen und die Unbrauchbaren auszuschalten. Die meisten Gesundheitsstörungen treten erfahrungsgemäß durch zu rasches Ausschleusen auf. Vielfach können diese Störungen dadurch behoben werden, daß der Erkrankte wieder unter den Arbeitskammerdruck gesetzt und äußerst langsam ausgeschleust wird. Um hierdurch den Senkkastenbetrieb nicht zu stören, hält man bei größeren Gründungstiefen eine besondere Krankenschleuse auf der Baustelle bereit.

Der Gedanke der Tiefgründung mittels Taucherglocke ließ sich unmittelbar bei dem Tunnelvortrieb in wasserreichem oder schwimmendem Gebirge anwenden. Nur erfolgt die Bewegung dieser besonderen Art von Taucherglocken, „Vortriebsschild“ genannt, in Richtung der Tunnelachse, also im wesentlichen wagrecht, und der Vortrieb durch Wasserdruck mittels hydraulischer Pressen statt durch das Gewicht der Aufmauerung.

Die Preßluft hat dem Wasserdruck das Gleichgewicht zu halten und Wasser oder schwimmendes Gebirge vom Arbeitsraum des Schildes und vom Raum zwischen der bereits fertiggestellten Tunnelverkleidung und dem Schild abzuhalten. Schwierigkeiten bereitet dabei die Verschiedenheit des Wasserdruckes an der höchsten und tiefsten Stelle des Tunnelquerschnittes. Zu geringer Luftdruck hat ein Ansteigen des Wassers in der Sohle des Arbeitsraumes zur Folge, zu starker Luftdruck ein Ausblasen der Druckluft, was zu plötzlichen Druckverminderungen im Arbeitsraum, ja zu einem Aufwühlen und Bewegen des den Tunnel überlagernden Bodens führen kann. Bei schwacher Überlagerung des Tunnels ist diese Gefahr besonders groß. Für den Fall plötzlicher Wassereintritte sind daher Notschleusen vorzusehen, die meist in der First gelegen sind.

Vorschläge zur wirksamen Behebung der in der Verschiedenheit des Luftdruckes liegenden Schwierigkeiten sind von verschiedener Seite gemacht worden. Erprobt wurden sie jedoch noch nicht, so daß man diese Aufgabe auch noch nicht als vollständig einwandfrei gelöst ansehen kann. Ihre Lösung ist aber von größter Bedeutung für den Bau von Untertunnels, weil die Schildbauweise hierfür und für Tunnels in schwimmendem Gebirge die einzig mögliche Ausführungsart darstellt.

II. Druckluft zum Antrieb von Arbeitsmaschinen.

Das Vorhandensein einer Druckluftherzeugungsanlage für die geschilderten pneumatischen Verfahren könnte zu dem Versuch verführen, auch sonst für Dampf eingerichtete Maschinen mit Druckluft zu betreiben. Dies würde aber nur in Sonderfällen und meist nur zur Behebung von Arbeitsunterbrechungen zweckmäßig sein, denn die bei Ausdehnung der Druckluft frei werdende Verdunstungskälte verursacht störende Schnee- und Eisaufbildung und erfordert andere Formen der Durchgangsweiche und namentlich der Ventile, als sie für Dampf angebracht sind.

Eine bei Druckluft unvermeidliche Verringerung des Ausnutzungsgrades wird gern in Kauf genommen, wenn, wie im Tunnelbau, die Rücksicht auf gute Bewetterung der Arbeitsstellen von ausschlaggebender Bedeutung ist. Diese Unterstützung der Bewetterung kann entweder unmittelbar durch das Ausströmen der ihrer Energie entkleideten Luft stattfinden oder mittelbar durch das Fehlen lästiger Begleiterscheinungen anderer Energiequellen wie Rauch oder Abgase der Dampf- oder Gaslokomotiven.

1. Druckluftlokomotiven.

Erst mit der Aufnahme hohen Druckes konnte eine brauchbare Tunnellokomotive geschaffen werden. Heute ist unsere Maschinenindustrie in der Lage, solche Lokomotiven von 12–15 at Betriebsdruck und mehreren Kilometern Lauflänge bei einem Dienstgewicht zu liefern, das jenes gleich starker Dampflokomotiven nicht wesentlich übersteigt. Als Druckluftbehälter dienen nahtlos gezogene Stahlflaschen, deren Inhalt eine Spannung von 135–165 at besitzt. Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit werden Vor- und Zwischenwärmer angebracht. Trotz des durch die hohen Vorratsdrücke erreichten großen Aktionsradius sind außer der am Tunneleingang gelegenen Hauptfüllstelle weitere Füllstellen notwendig. Da beim unmittelbaren Laden der Lokomotiv-Vorratsbehälter durch den Kompressor große Druckschwankungen auftreten und den ganzen Betrieb stören würden, schaltet man zwischen Kompressor und Lokomotiv-Füllstelle eine stationäre Flaschenbatterie ein, der man gegenüber dem Vorratsdruck der Lokomotive einen Überdruck von etwa 15 at gibt. Das Auffüllen der Lokomotiven beansprucht dann nur wenige Minuten.

Für den beengten und rauhen Betrieb im Tunnelbau eignen sich die Druckluftlokomotiven infolge ihrer einfachen, unempfindlichen Bauart und Bedienung ganz vorzüglich.

2. Druckluft — Bohrwerkzeuge.

Auch bei der Wahl des Bohrgerätes gibt man im Tunnelbau den mit Druckluft betriebenen Geräten den Vorzug, zumal die ausströmende Druckluft die Bewetterung der Arbeitsstellen unterstützt.

Neben den reinen Druckluftbohrmaschinen haben sich die elektropneumatischen Pulsatormaschinen gut bewährt, insbesondere in Steinbrüchen und solchen Betrieben, wo der Arbeitsraum nicht so sehr beschränkt ist.

Nach Bau- und Wirkungsweise teilt man die Druckluftbohrmaschinen in Stoß- und Schlagbohrmaschinen.

Die Stoßbohrmaschine ist dem Stoßbohren von Hand (Heben und Fallenlassen der Bohrstange) nachgebildet. Die Kolbenstange ist mit dem eigentlichen Bohrer fest gekuppelt und stößt diesen ins Gestein. Bei den geringen Hublängen des Kolbens von 15–40 cm ist eine große Anzahl von Stößen (etwa 400 in der Minute) erforderlich. Stoßzahl und Leistung kann durch Verwendung höheren Luftdruckes gesteigert werden. Die Stoßbohrmaschinen haben ein Gewicht von etwa 80–150 kg und werden immer mit sogenannten Bohrgestellen verwendet.

Die Schlagbohrmaschine, meist Bohrerhammer genannt, ist dem Handbohren mit Bohrer und Fäustel nachgebildet. Der vom Bohrer getrennte Kolben schlägt auf den Bohrerackern und zwar 1000 bis 2000 Mal in der Minute. Der Bohrerhammer ist als eigentliche Handbohrmaschine mit 7–17 kg Gewicht gebaut. Die neueren schwereren Bohrerhämmer von 20–45 kg Gewicht erfordern zum Teil wie die Stoßbohrer Schlittenlager und Spannsäulen.

Die genannten Druckluftbohrmaschinen arbeiten gewöhnlich mit 6 at Druck. Die Handbohrerhämmer verbrauchen 1 bis 1½ m³, die Stoßbohrmaschinen etwa 5 m³ angesaugte Luft in der Minute.

Die elektropneumatische Pulsatormaschine verwendet die elektrische Energie nicht unmittelbar, sondern bedient sich hin- und hergeschobener Säulen verdichteter Luft als Treibmittel. Sie verbindet dabei die Wirtschaftlichkeit und Einfachheit des elektrischen Antriebs mit der hohen Stoßkraft der Druckluftstoßbohrer und erfordert nur 3 at Betriebsdruck und sehr geringen Kraftaufwand.

In härterem Gestein steigert man bei der elektropneumatischen Pulsatormaschine nicht den Betriebsdruck, sondern den Hub, Zylinderdurchmesser und die Antriebskraft.

Die Anwendung der Druckluft für Bohrmaschinen reicht schon in die 40er Jahre des letzten Jahrhunderts zurück.

3. Bohrerschärfmaschinen.

Für Instandsetzung abgenutzter Steinbohrer haben sich Bohrerschärfmaschinen mit Druckluftantrieb sehr gut bewährt. Der fest zwischen das Gesenke und den Drucklufthammer eingespannte Bohrer wird durch mehrere 100 leichte Schläge in der Minute gestaucht und geformt. Durch diese Bearbeitungsweise wird der Bohrstahl im höchsten Maße geschont. Diese Maschinen gestatten das Schärfen der Bohrer mit ungelerten Arbeitern bei wesentlich vermindertem Kostenaufwand mit einer Genauigkeit, wie sie bei Handarbeit nicht annähernd erreicht wird.

4. Druckluft für Stampfarbeit.

Zur Verarbeitung größerer Betonmassen hat man auch Betonstampfer mit Druckluft angetrieben. Ihre Verwendung auf der Baustelle setzt allerdings das Vorhandensein einer Kompressoranlage voraus. Mit Vorteil macht man von ihnen jedoch bei fabrikmäßiger Herstellung von Betonbauteilen Gebrauch, da hier eine ortsfeste Anlage geschaffen werden kann.

Neuerdings hat man den Vorteil gleichmäßiger und guter Verdichtung durch Druckluftstampfer auch im Erdbau ausgenutzt, wie z. B. bei dem dichtenden Lehmschlag auf den Kanalböschungen des Mittellandkanals.

Erwähnt seien auch noch die mit Druckluft betriebenen Betonbrecher zum Aufreißen von Straßen mit Betonunterlage, zum Abbrechen von großen Betonfundamenten und ähnlichen Zwecken. Sie unterscheiden sich von den Druckluftstampfern nur durch die Ausbildung des Stampferkopfes.

5. Für den Zusammenbau großer Eisenbaukonstruktionen hat sich auch auf dem Bauplatz der Druckluft-Niethammer unentbehrlich gemacht. In seiner Konstruktion ist er das Vorbild für die erst später gebauten Bohrerhämmer gewesen.

6. Ein bei besonderen Bauarten oft benötigtes Werkzeug mit Druckluftantrieb ist schließlich noch das Sandstrahlgebläse. Die Anwendung desselben zum Entrosten alter Eisenkonstruktionen, die frisch gestrichen oder zwecks Verstärkung einbetoniert werden sollen, ist schon ziemlich alt. Im Eisenbetonbau hat dasselbe neuerdings namentlich in Verbindung mit dem später zu besprechenden Betonspritzverfahren Bedeutung gewonnen zur Reinigung und Aufrauung beschädigter Eisenbetonkonstruktionsteile, die ergänzt oder verstärkt werden sollen.

III. Druckluft zur Förderung von Material.

Wird gespannte Luft durch eine geschlossene Rohrleitung geblasen, so kann sie nicht nur, wie beim Sandstrahlgebläse, trockene Stoffe feinsten Körnung infolge der dynamischen Wirkung befördern, sondern auch Gemenge von festen Stoffen und Flüssigkeiten. Besonders bei Zusatz von Wasser läßt sich die hebende Wirkung steigern, weil das Wasser gewissermaßen als Bindemittel wirkt und in ihm die Luftblasen, die sich bei abnehmendem Druck vergrößern, die Stoffe kolbenartig vor sich her treiben. Das Gemenge von festen Stoffen, Wasser und Luft steigt also bei außerhalb des Rohres herrschendem Wasserdruck nicht nur deshalb hoch, weil es infolge der Mischung mit Luft spezifisch leichter wird als die drückende äußere Wassersäule, sondern es tritt noch die erwähnte dynamische Wirkung der Luftblasen hinzu und verstärkt deren hebende Wirkung.

Diese Erfahrung ist in der Spülpumpe verwertet und hat in den kolbenlosen Druckluftpumpen, auch Mammutpumpen und Mammutbagger genannt, eine erfolgreiche Weiterentwicklung gefunden. Bei dieser Art von Pumpen ist die Einwirkung auf die Fördermenge und Höhe um so größer, je größer die Eintauchtiefe des Förderrohres ist. Die Förderhöhen über dem Wasserspiegel gemessen betragen im allgemeinen das $\frac{2}{3}$ bis 1½-fache der Eintauchtiefe. Der zur Förderung des Gemisches anzuwendende Luftdruck muß ungefähr einer Wassersäule von der Höhe der Eintauchtiefe entsprechen. Solche kolbenlose Pumpen sind besonders geeignet zum Heben stark verunreinigten Wassers oder beliebiger anderer Flüssigkeiten; zum Fördern von Schlamm, also zum Sumpfen ersoffener Schächte oder Bau-

gruben, als Hilfsmittel bei Schachtabteufungen im Schwemmsand und zum Heben von Wasser aus Tiefbrunnen. Bei zähen Bodenarten kann man die Förderung mittels Spülpumpe dadurch ermöglichen, daß ins untere Ende des Steigrohres pflug-scharartige Messer eingesetzt werden, mit denen der Boden beim Rütteln der Rohre zerschnitten wird. Bei losem Boden ist das Verfahren sehr empfehlenswert und es gelingt unter Anwendung von ganz geringem Luftdruck Steine erheblicher Größe durch das Spülrohr fortzuschaffen. Die Anwendung der Spülpumpe im Senkkasten wurde bereits erwähnt.

Ein bedeutender Vorteil dieser Pumpenart ist ihre Unempfindlichkeit gegen Beimengungen und Verunreinigungen des Wassers; nachteilig ist der starke Verschleiß eiserner Rohre infolge der Reibung mit scharfem Fördergut.

In der Richtung, auch außerhalb der Druckluftgründung im engeren Sinne Druckluft zu Gründungen zu verwenden, wurden neue Wege mit Erfolg beschritten. Bohrpfähle, die bekanntermaßen wegen der Vermeidung der Rammerschüttungen in vielen Fällen den Ramppfählen vorzuziehen sind, hat man in der Weise ausgeführt, daß man die Bohrlöcher unter Ziehen der Bohrröhre mit Beton unter Druckluft ausfüllt, dadurch weichere Stellen im Boden verdrängt und mit den so entstandenen Wülsten große Reibung und Tragfähigkeit erreicht.

In reinem Sand- oder Kiessandboden hat auch das sogenannte Versteinungsverfahren zum Ziele geführt, das durch Einspritzen von flüssigem Zementmörtel in den Boden unter Druckluft diesen zu einem zusammenhängenden tragenden Fundamentkörper macht.

Manches Neue darf auf diesem Gebiete noch erwartet werden.

Der schon bei den Mammutpumpen hervorgehobene Gesichtspunkt, daß die Förderbahn infolge der Reibung scharfkörnigen Fördergutes starkem Verschleiß unterliegt, haben auch die verschiedenen Ausführungsweisen der jetzt in steigendem Maß aufgenommenen Betonspritzverfahren in ihrer grundsätzlichen Anordnung wesentlich beeinflusst. Bei diesen Verfahren wird die Druckluft nicht allein zur Förderung von Material, sondern gleichzeitig zum Aufbringen desselben auf bestehende Bauwerke, Gerippe oder Schalungen verwendet unter Ausnutzung der dichtenden Wirkung des mit außerordentlich großer Geschwindigkeit (mindestens 40 m in der Sekunde) austretenden Luftstrahls. Die einzelnen Teile: Zement, Sand und Kies werden in die aufzubringende Masse kräftig hineingeschleudert, sobald der Rückprall von der Aufschlagfläche nachgelassen hat. Dies ist schon nach Aufbringung einer äußerst dünnen Schicht der Fall, so daß trotz des Materialverlustes die Arbeitsweise als wirtschaftlich zu bezeichnen ist.

Als grundsätzlich verschiedene Formen der heutigen Ausführungsweisen des Spritzverfahrens sind allgemein bekannt: das „Torkret“-Verfahren, und das „Moser-Kraftbau“-Verfahren. Beiden ist der Grundgedanke gemeinsam, das Mischgut von der Mischstelle mittels Druckluft in Gummischläuchen zur Verwendungsstelle zu drücken und den Strahl mit großer Kraft gegen die Antragsfläche zu schleudern. Der wesentliche

Unterschied der beiden genannten Ausführungsweisen ist folgender:

Das „Torkret“-Verfahren fördert ein trockenes Gemisch von Zement und feinem Kiessand, das erst unmittelbar vor der Austrittsdüse noch so viel Wasser aus einer besonderen Druckwasserleitung aufnimmt, als das fertige Gemisch besitzen soll. Auf diese Weise kann das Gemenge, gleichsam im Luftstrom schwebend, durch große Schlauchlängen (bis zu 300 m) und auf bedeutende Höhe (bis zu 50 m) gefördert werden und kann erst, wenn es aufgebracht ist, abzubinden beginnen.

Das „Moser-Kraftbau“-Verfahren verarbeitet fertig gemischten Beton, der in einen handlichen Behälter von nicht ganz 30 kg Gewicht eingefüllt und mittels eines 6 m langen Schlauches zur Verwendungsstelle befördert wird.

Infolge des scharfen Anpralls auf der Antragsfläche haftet der Spritzbeton auf dieser viel fester als durch Handarbeit jemals zu erreichen wäre. Gleichzeitig werden die einzelnen Gemengeteile dicht aneinander gelagert, wodurch Spritzbeton eine dem Stampfbeton weit überlegene Dichtigkeit, also auch höhere Beständigkeit gegen Einflüsse der Witterung, von Gasen oder Flüssigkeiten erhält. Alle diese Umstände zusammen bewirken, wie auch Versuche der staatlichen Materialprüfungsanstalt Berlin-Dahlem nachgewiesen haben, eine erhebliche Steigerung der Druckfestigkeit gegenüber Stampfbeton gleicher Mischung, und zwar sowohl bei Druck senkrecht zur Spritzrichtung wie in der Spritzrichtung. In vielen Fällen wird die Spritzbauweise auch eine Ersparnis an Schalung mit sich bringen. Demgegenüber steht ein verhältnismäßig großer Kraftbedarf und erhöhter Materialverbrauch infolge des Verlustes beim Rückprall der festen Sand- und Kieskörner, der mit etwa $\frac{1}{3}$ der Gesamtspritzmasse zu veranschlagen ist.

Zur Wiederherstellung und Verstärkung beschädigter alter Betonkonstruktionen, zum Schutz von Eisen und Eisenbetonteilen, zur Auskleidung von Wasser-Druckstollen und Behältern, Abdichtung von Talsperren und anderen Bauten wird die Verwendung von Spritzbeton immer mehr Aufnahme finden.

Die Bedenken, ob die im Spritzverfahren hergestellten Körper auch gegen Einwirkung von Feuchtigkeit und Wärmeschwankung dauernd widerstandsfähig bleiben, können erst durch langjährige Erfahrungen an Ausführungen endgültig geklärt werden. Man sollte in solchen Fragen aber nicht allzu ängstlich sein, wenigstens nicht bei Bauwerken, deren Bestand aller Voraussicht nach nur eine Lebensdauer von wenigen Jahrzehnten zu haben braucht, wie es namentlich bei industriellen Anlagen zutrifft.

So stellt sich in knappen Umrissen das Bild des bisher auf dem Gebiete der Druckluftanwendung im Baubetrieb Erreichten dar; inwieweit der Verwendung von Druckluft in höchstgesteigerter Spannung, vielleicht in flüssigem Zustand, ganz neue Wege gewiesen werden, ist nicht abzusehen.

Aber wir dürfen die Zuversicht hegen, daß deutscher Fleiß und deutscher Erfindungsgeist an dieser Entwicklung tatkräftigen Anteil nehmen und auch auf diesem Gebiete sich die Stelle in der Welt zurückerobern werden, die ihnen mit Fug und Recht zukommt.

INTERNATIONALER WETTBEWERB „DÜNAMARKT“ RIGA.

Von Regierungsbaumeister Günthel, Zehlendorf.

Im Juni v. Js. wurde von der Stadtverwaltung Riga zu einem Wettbewerb zwecks Erlangung von Entwürfen für die Anlage eines Lebensmittelmarktes auf dem Gelände der „Roten Speicher“ eingeladen. Das Wettbewerbsprogramm enthielt folgende Bedingungen:

1. Der bei den „Roten Speichern“ zu projektierende Markt hat den jetzigen Dünamarkt zu ersetzen und dessen Aufgaben mit denen eines Rigaer Zentralmarktes zu vereinigen.

Der bisherige „Dünamarkt“ hat eine Fläche von 20 000 m² von welcher ca. 12 000 m² die Händler einnehmen, während ca. 4000 m² auf Wege und 4000 m² auf die Marktgebäude entfallen. Auf diesem Markte sind tätig:

1700 Wochenhändler auf	5900 m ²
1000 Tageshändler auf	1000 „
500 Landleute mit Fuhren auf	5000 „
<hr/>	
3200 Händler auf	11900 m ²

2. Für den Markt sind vorzusehen in der Variante Nr. 1:
 a) für den Detailhandel — der Platz zwischen den „Roten Speichern“ und dem Stadtkanal einerseits und zwischen der Moskauer und Gogolstraße andererseits, wobei nötigenfalls der Platz bis zur Düna erweitert werden kann.

eine Breite von wenigstens 15 m, dem später erwähnten Wensel gegenüber aber eine Breite von wenigstens 20 m behalten.

3. Den im § 2 a angegebenen Platz durchquert eine 21,3 m breite Straße, welche in der Fortsetzung der Eliasstraße, mit einer Brücke über den Kanal, durch den existierenden Eisenbahnviadukt bis zur Karlsstraße durchzuführen ist. Die Moskauer und Gogolstraße verbleiben in ihrem jetzigen Niveau, während der Marktplatz entsprechend aufzufüllen ist.

4. In der Variante Nr. 1 sind an beiden Seiten des Kanals, sowohl am Zentralmarkt, als auch am Detailmarkt, Wensel anzuordnen und zwar in einer Länge von mindestens 100 m am Detailmarktufer und mindestens 50 m am Zentralmarktufer, die Auffahrten nicht eingerechnet. Diese Wensel haben 0,75 m über Kronstädter Null zu liegen und 9,5 m breit zu sein (gerechnet vom Rande des Bollwerks). Die Steigung der Auffahrten darf nicht steiler sein, als 1:15. Für den Verkehr mit den Marktplätzen sind Treppen in genügender Anzahl vorzusehen.

In der Variante Nr. 2 ist Anschluß ans Wasser für die Bedürfnisse sowohl des Detailmarktes, als auch des Zentralmarktes vorzusehen.

5. Beim Bau der später erwähnten Markthallen sind (ganz oder zum Teil) zwei Wainodensche Zeppelinhallen zu verwenden, deren Breite ca. 60 m und deren Länge 250 m beträgt. Die Länge und Breite der einzelnen Elemente sind in der beigefügten Skizze angegeben.

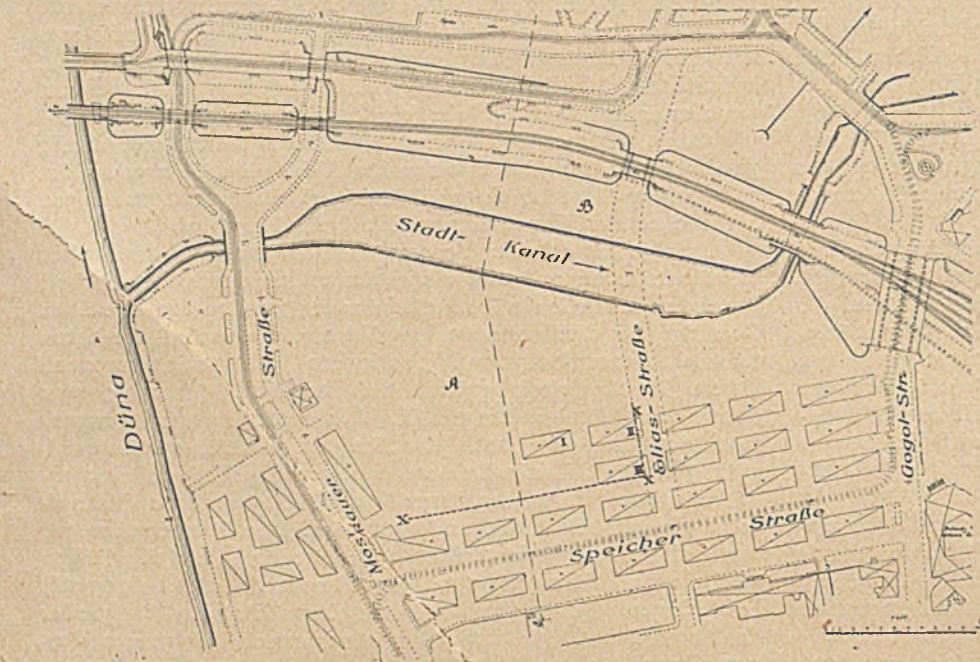


Abb. 1. Lageplan.

b) für den Bau der Zentralmarkthalle — der Platz zwischen dem Eisenbahndamm und dem Stadtkanal.

Die sub a) und b) erwähnten Plätze sind im beigefügten Situationsplane mit den Buchstaben A und B bezeichnet.

Anmerkung: Nötigenfalls kann man die mit I, II und III bezeichneten Speicher abbrechen und den für den Detailhandel bestimmten Platz bis zur punktierten Linie X-X erweitern. Außerdem — sei es, um den Marktplatz zu vergrößern, sei es aus anderen wichtigen Gründen — kann der Stadtkanal durch Verschüttung an seinem Ufer längs der Eisenbahnlinie verschmälert werden; jedoch muß der Kanal unter allen Umständen an seiner schmalsten Stelle eine Breite von wenigstens 15 m, dem später erwähnten Wensel gegenüber aber eine Breite von wenigstens 20 m behalten.

In der Variante Nr. 2: für die in diesem Paragraphen sub a) und b) erwähnten Zwecke — der Platz zwischen dem Stadtkanal und der Speicherstraße einerseits und zwischen der Moskauer und Gogolstraße andererseits, wobei nötigenfalls dieser Platz bis zur Düna erweitert werden kann. Die Speicher können ganz oder zum Teil abgebrochen oder als Marktgebäude ausgenutzt werden.

Für den Zentralmarkt ist Anschluß an die Eisenbahnlinie — über die Gogolstraße, mit Viadukten über den Straßen im Marktrayon — vorzusehen.

Ferner sind für die Bedürfnisse des Zentralmarktes (laut Variante Nr. 2) auch Wasserwege vorzusehen.

Anmerkung: Zwecks Erweiterung des Marktplatzes oder aus anderen Gründen kann der Stadtkanal durch Verschüttung an der Speicherseite verschmälert werden, jedoch muß er unter allen Umständen an seiner schmalsten Stelle

verwenden, deren Breite ca. 60 m und deren Länge 250 m beträgt. Die Länge und Breite der einzelnen Elemente sind in der beigefügten Skizze angegeben.

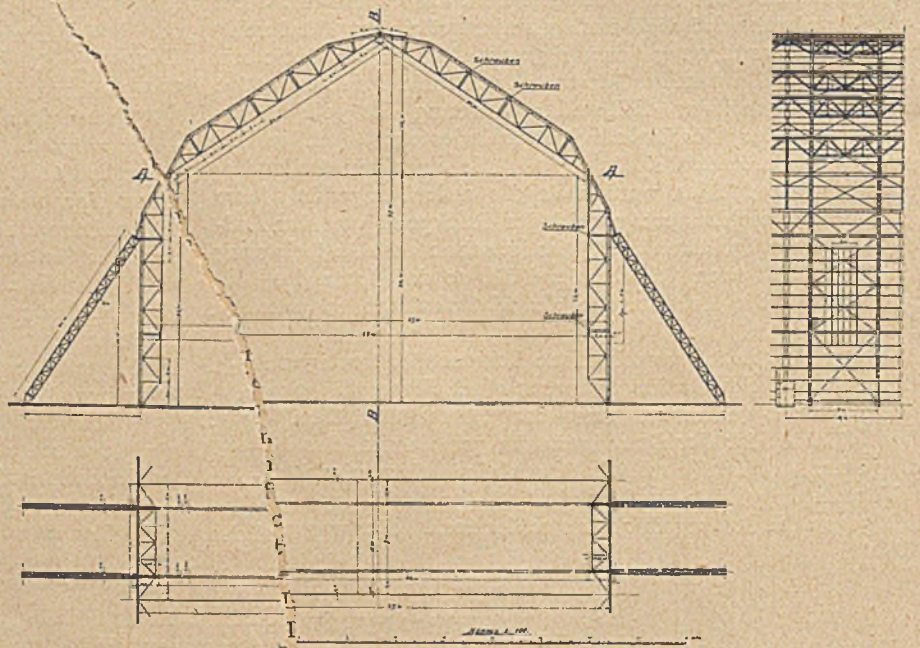


Abb. 2. Zeppelinhalle.

6. Auf dem für den Detailhandel bestimmten Platze sind in beiden Varianten anzuordnen:

a) eine geschlossene Halle von mindestens 7500 m² Grundfläche im Lichten. Die Maximalgröße ist abhängig zu machen von der Placierungsmöglichkeit und von dem in beiden Zeppelinhallen (§ 5) vorhandenen Eisenmaterial. Aus diesem Eisenmaterial muß sowohl das Skelett dieser Markthalle, als auch dasjenige der später erwähnten Zentralmarkthalle erbaut

werden. Rings um die Detailmarkthalle ist eine Straße anzulegen von 10–15 m Breite (die Trottoire eingerechnet).

b) offene Plätze, wobei 3000 m² netto den Lebensmittel-führen, 3000 m² netto den Führen mit Früchten und 1500 m² netto den Tageshändlern zuzuteilen sind. Auf den übrigen Teilen des Marktplatzes sind Stände mit Tischen vorzusehen. Diese Stände sollen, bei je 4 m² Grundfläche, in Reihen und Gruppen angeordnet werden. Die Reihen und Gruppen müssen voneinander durch 3 m breite Gänge getrennt sein. Zwischen den einzelnen Plätzen sind 10–15 m breite Straßen anzulegen.

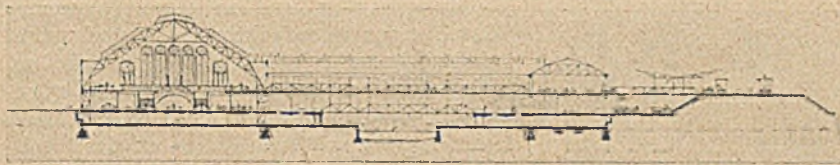


Abb. 3. Querschnitt Variante I. 1. Preis.

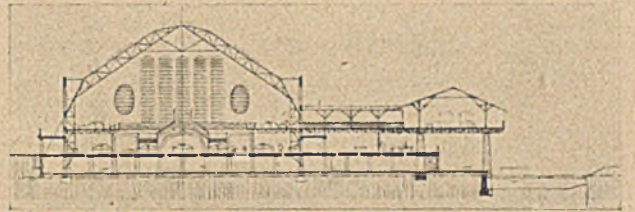


Abb. 4. Querschnitt Variante II. 1. Preis.

7. In der Detailmarkthalle (§ 6a) sind anzunehmen:

a) für den Fleischhandel	23	vH	der	Plätze,	von	je	6	m ²
b) für den Handel mit Wild und Geflügel	6	„	„	„	„	„	4	„
c) für den Verkauf von Milchprodukten und Eiern	12	„	„	„	„	„	4	„
d) für den Verkauf von Mehl und Mehlprodukten	12	„	„	„	„	„	6	„
e) für den Verkauf von lebenden u. toten Fischen	24	„	„	„	„	„	3	„
f) für den Fruchthandel	6	„	„	„	„	„	4	„
g) für den Gemüsehandel	12	„	„	„	„	„	4	„
h) für den Blumenhandel	2	„	„	„	„	„	4	„
i) für den Geschirrhandel	3	„	„	„	„	„	4	„

Außerdem sind in der Halle anzuordnen Wege und Gänge für die Zufuhr der Waren und für den Verkehr des Publikums, sowie auch Räume zum Schlachten des Geflügels. Es muß die Möglichkeit vorhan-

den sein, jeden Tag ca. 10 000 Pud Produkte vom Zentralmarkt zum Detailmarkt überzuführen.

8. Für die Erfordernisse des Marktes für den Detailhandel sind noch vorzusehen: Kühlräume, ein Marktkontor, ein Restaurant, Kaffeebuden wie auch Aborte für die Händler und fürs Publikum.

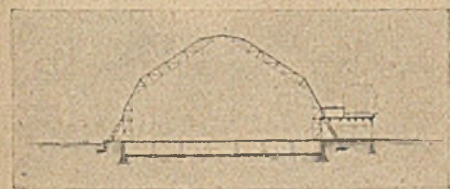


Abb. 6. Querschnitt Variante II. 3. Preis.

9. Die Zentralmarkthalle hat zu dienen dem Empfang und der Aufbewahrung der per Eisenbahn und auf dem Wasserwege zugeführten Marktwaren, sowie für den Engrosverkauf der Waren an die Markthändler und an die Kaufleute der Stadt. Deshalb ist die Halle in der für diese Zwecke nötigen Größe vorzusehen. Die Warengattungen sind in § 7 angegeben. Besonderes Gewicht ist auf eine möglichst bequeme und billige Überführung der Waren aus den Waggons und Führen in die Zentralmarkthalle und aus dieser in die Detailmarkthalle zu legen. Vorzusehen sind Plätze für den Kühlraum und für die

Aufstellung der Stadtwagen, sowie Räume für das Eisenbahnkontor und für die Verkäufer der Waren.

10. Für den Verkehr zwischen der Stadt und dem Markt ist eine Tramwaylinie auf der Moskauer-, Speicher- und Gogolstraße durch den Gogolstraßenviadukt hindurch, gedacht. Sollte die zu projektierende Marktanordnung eine andere Tramwaylinie erfordern, so muß das genau motiviert und die Linie im Plan angegeben werden.

Der Zentralmarkthalle entlang sind Straßen mit 11 m

breiter Fahrbahn anzuordnen. Auch müssen Haltestellen für Fuhrleute und Handwagen — nach Möglichkeit direkt bei der Halle — vorgesehen werden.

Das Preisrichteramt haben übernommen:

- Ing. M. Bihmann, Professor an der Lettl. Universität,
- Ing. J. Jagar, Stadtrat,
- Ing. G. Ullmann, Stadtrat,
- Arch. K. Pehkschen,
- Kaufmann Sch. Kesber.

Ersatzmänner:

- Architekt H. Mehlbart, Ing. P. Aroncet,
Ing. A. Sarin, Kaufmann A. Windin.

Der erste Preis wurde dem Architekten Mödlinger in Riga zuerkannt, den zweiten Preis erhielt die Siemens-Bauunion-G. m. b. H., Kommanditgesellschaft in Berlin, den dritten Preis der Ingenieur von Rennenkampff in Riga.

Das Urteil des Preisgerichts ist den Preisträgern leider bis heute noch nicht zugestellt, so daß in den nachstehenden Ausführungen die Gründe für die Zuerkennung der Preise unberücksichtigt bleiben müssen und sich die Besprechung



Abb. 5. Querschnitt Variante I. 3. Preis.



Abb. 7. Querschnitt durch die Kleinmarkthalle. 2. Preis.

lediglich auf einen Vergleich der drei Lösungen der Aufgabe beschränken muß.

Der Schwerpunkt der Aufgabe lag in einer möglichst günstigen und den Erfordernissen des Marktverkehrs tunlichst entsprechenden Aufteilung des zur Verfügung stehenden Platzes, die wiederum in hohem Maße von der Grundrißform und der Stellung der Markthalle für den Kleinverkehr bedingt war. Die Lage der Markthalle für den Großhandel war im Programm festgelegt und daher für die Aufteilung des Platzes

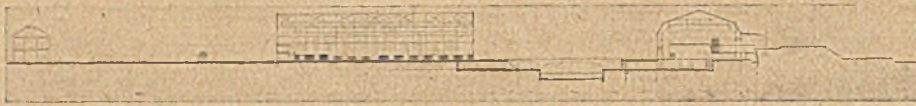


Abb. 8. Querschnitt Variante I. 2. Preis.

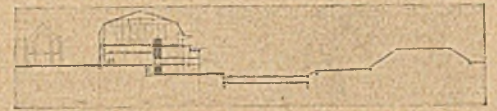


Abb. 9. Querschnitt Variante II. 2. Preis.

belanglos. Die Markthallen waren aus der Eisenkonstruktion zweier Wainodenschen Zeppelinhallen herzustellen, welche nach Abb. 2 aus einem Dreigelenkbogen bestehen, der sich

die lotrechten Fachwerkwände und behält die Schrägstützen der alten Halle nach entsprechender Kürzung bei. Die Siemens-Bauunion schlägt drei nebeneinanderliegende Hallen für die Markthalle des Kleinverkehrs vor, die an den Giebelseiten durch Verbindungsbauten und in ihrer Querachse durch einen überdeckten Gang verbunden sind und somit vier Lichthöfe umschließen. Die lotrechten Stützen sind auch hier gekürzt; die Dachbinder aber vollkommen neu aus den größeren Einheiten der Dachbinder der Zeppelinhalle als wagerecht liegender Parallelträger ausgebildet und das Dach durch Ständer gestützt. Die Lichtweite der Halle ist erheblich kleiner, so daß Oberlichter entbehrt werden können und die Beleuchtung durchweg durch Seitenfenster erfolgt. Als weiterer Vorzug der Anordnung sei erwähnt, daß durch die Dreiteilung der Halle der in Punkt 7 des Wettbewerbsprogramms geforderten Verteilung der verschiedenen Marktwaren in einfachster Weise Genüge geleistet ist, indem die Osthalle für den Fleischhandel und den Handel mit Mehl und Mehlprodukten, die Mittelhalle für Fisch-, Wild- und Geflügelhandel und die Westhalle für den Milch-, Eier-, Frucht-, Gemüse-, Blumen- und Geschirrhandel bestimmt wird.

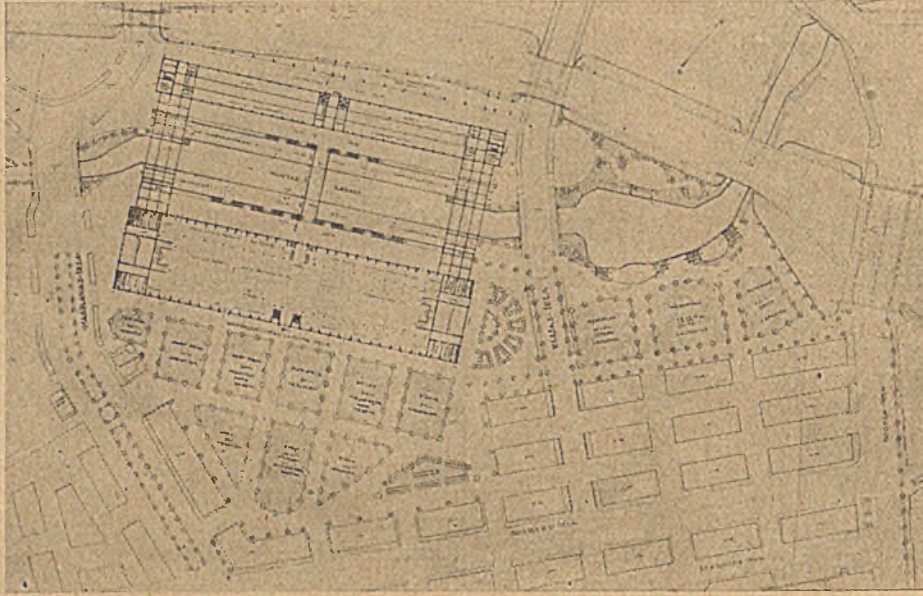


Abb. 10. Variante I. 1. Preis.

gegen 2 Streben stützt, die im Verein mit den lotrechten Abschlußwänden aus Eisenschwerk und einem die Fußpunkte der Strebe und der lotrechten Stütze verbindenden gedachten Stab ein festes Dreieck für die Aufnahme aller Kräfte bilden. Die Fachwerke der Stützen und der Dachbinder sind aus einzelnen vernieteten Stücken zusammengesetzt und an den Stoßstellen verschraubt; nach Lösung der Schraubenverbindungen stehen für den Aufbau der Markthallen eine Anzahl von großen Einheiten zur Verfügung.

Es war klar, daß eine unveränderte Übernahme der Zeppelinhallen mit Rücksicht auf ihre große Höhe und der dadurch bedingten schwierigen Heizung nicht in Frage kam, ganz abgesehen von den wenig schönen und den Verkehr störenden Schrägstützen. Alle drei Preisträger streben daher eine Verminderung der Hallenhöhe an, während aber die Träger des ersten und des dritten Preises die Binderform der Zeppelinhalle für die Detailmarkthalle unverändert beibehalten und die Verminderung der Hallenhöhe lediglich durch Kürzung der lotrechten Stützen erzielen, baut der Träger des zweiten Preises aus den Konstruktionselementen der zerlegten Zeppelinhalle eine vollkommen neue Halle auf, deren Querschnitt kaum irgendwelche Beziehung zum Querschnitt der Wainodenschen Halle hat. Mödinger beseitigt den Horizontalschub des Binders durch Einfügung eines Dreieckfachwerkes im Scheitel des Dreigelenkbogens, von Rennenkampff verkürzt

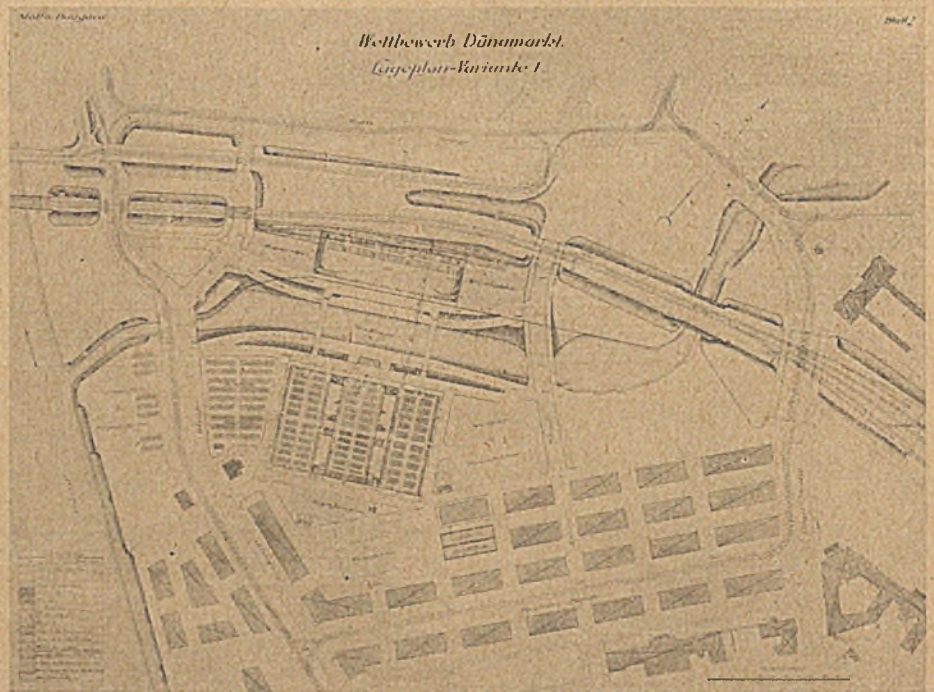


Abb. 11. Variante I. 2. Preis.

In gleicher Weise ist die Markthalle für den Großhandel von der Siemens-Bauunion in beiden Varianten ausgebildet, nur mußte hier die Lichtweite der Halle wegen des beschränkten Platzes noch mehr eingeschränkt werden; die Dachbinder sind deshalb aus den beiden kleineren Einheiten des Dachbinders

der Zeppelinhalle zusammengesetzt. Die Platzverhältnisse haben auch den Träger des ersten Preises in Variante I dazu veranlaßt, die Großmarkthalle in gleicher Weise auszubilden und in Variante II zwei nebeneinanderliegende schmale Hallen anzuordnen, die mit ihren Verbindungsstücken drei Lichthöfe umschließen, während der Träger des dritten Preises auch in Variante I die Form der Wainodenschen Halle bei erheblich verminderter Lichtweite beibehält und in Variante II die Großmarkthalle in gleicher Weise ausbildet wie die Kleinmarkthalle.

So verschieden die Entwürfe in der Formgebung der Binder der Markthalle für den Kleinverkehr sind, so verschieden sind sie auch in der Ausgestaltung des Innenraumes. Mödlinger und von Rennenkampff haben zur Erzielung der geforderten Grundfläche einen Teil des Marktverkehrs auf Galerien verlegt, was nach dem Wettbewerbsprogramm zulässig war, während sich bei dem Entwurf der Siemens-Bauunion der gesamte Marktverkehr zu ebener Erde abspielt. Bei den mit dem ersten und dritten Preis gekrönten Entwürfen ist die Markthalle in ihrer ganzen Ausdehnung unterkellert, in dem mit dem zweiten Preis bedachten Entwurf nur die Hälfte der Markthalle. Der Entwurf von Mödling ersieht in Variante I vier Tunnel, in Variante II drei Tunnel vor, durch welche die auf dem Wasserwege ankommenden Güter in Höhe der Kaistraßen unmittelbar in die Keller der Kleinmarkthalle gelangen können; der Entwurf der Siemens-Bauunion hat entsprechend der bedeutend geringeren Ausdehnung der Unter-

und ein Obergeschoß vor, das bei dem mit dem ersten Preise belohnten Entwurf in Schienenhöhe, bei dem Entwurf der Siemens-Bauunion in Höhe der Plattform für die Entladung der Güter liegt und nur die Hälfte der Grundfläche

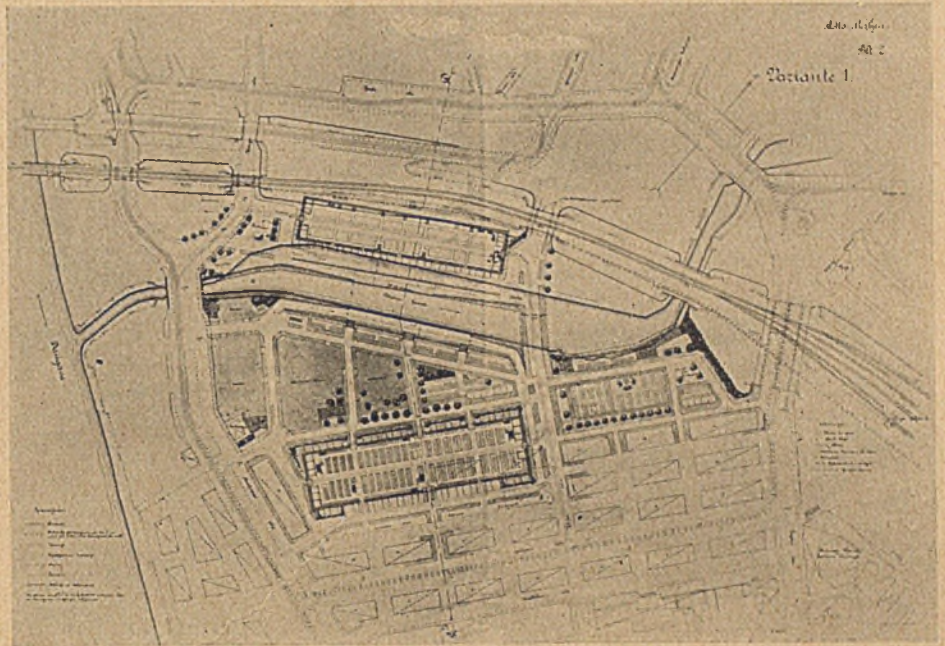


Abb. 12. Variante I. 3. Preis.

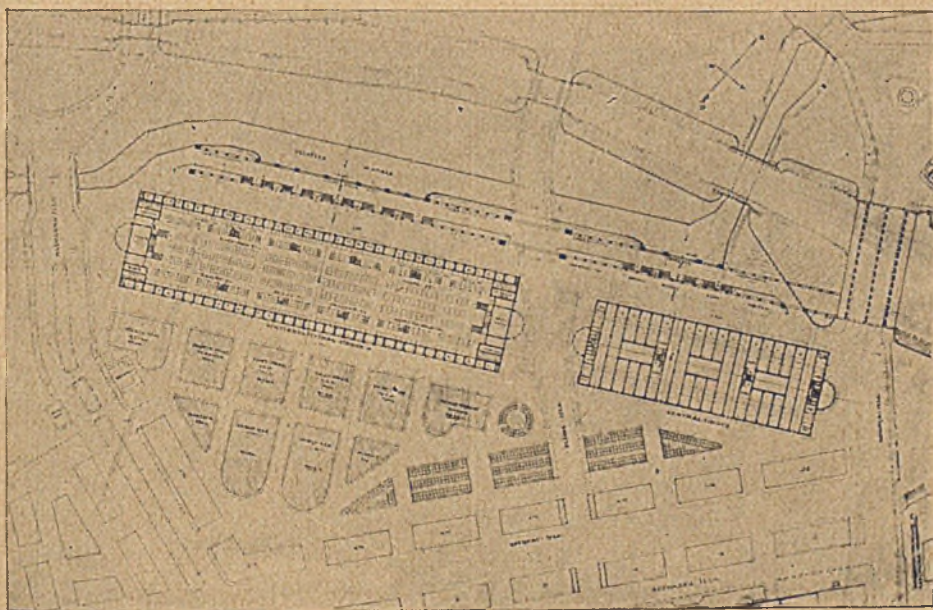


Abb. 13. Variante II. 1. Preis.

kellerung nur zwei derartige Tunnel vorgeschlagen, während von Rennenkampff wegen der bedeutenden Entfernung der Markthalle vom Stadtkanal auf eine derartige Überführung der auf dem Wasserwege ankommenden Güter verzichtet.

In dem Innenausbau der Großmarkthalle sind die Entwürfe Mödlinger und Siemens-Bauunion sehr ähnlich. Beide Entwürfe schlagen ein Kellergeschoß, ein Erdgeschoß

der Markthalle überdeckt, während bei Mödlinger wegen der Belichtung des Erdgeschosses von beiden Seiten die Überdeckung der gesamten Grundfläche durch das Obergeschoß möglich war. Die Zentralmarkthalle hat bei Mödlinger eine schmale, langgestreckte Form erhalten, welche die Durchführung einer Straße zwischen Eisenbahndamm und Markthalle gestattet; zur Verbindung zwischen der Eisenbahnplattform und der Markthalle dienen drei über diese Straße führende Brücken. Die Siemens-Bauunion hat die Markthalle für den Großhandel unmittelbar an den Eisenbahndamm gelegt, so daß die obere Galerie unmittelbar von der Entladeplattform zugänglich ist. Auch von Rennenkampff lehnt die Großmarkthalle unmittelbar an den Bahndamm an; er verzichtet aber auf die Anlage eines Obergeschosses bzw. einer oberen Galerie. Alle drei Entwürfe sehen eine unmittelbare Verbindung des Kellergeschosses mit der Uferstraße am Stadtkanal durch kurze Tunnel vor. Für den Verkehr zwischen Großmarkthalle und Kleinmarkthalle sieht Mödlinger drei Brücken über den Stadtkanal vor, von denen die beiden äußeren auch das Obergeschoß der Großmarkthalle mit den Galerien der Kleinmarkthalle verbinden und durch ihre architektonische Ausgestaltung die beiden Markthallen zu einer einzigen Gebäudegruppe vereinigen. Die Siemens-Bauunion leitet den Verkehr über zwei in Flurhöhe der beiden Markthallen liegende Brücken aus Eisenbeton.

In der Variante II ist bei allen drei Entwürfen die in Variante I gewählte Lösung beibehalten. Mödlinger legt, wie schon erwähnt, zwei schmale Hallen nebeneinander und ver-

bindet sie an den Giebelseiten durch zwei Zwischenbauten. Von Rennenkampff gibt seiner Großmarkthalle dieselbe Lichtweite wie seiner Kleinmarkthalle. In allen drei Entwürfen ist der Eisenbahnanschluß durch eine neben der Markt-

hallen auf den vorhandenen und von ihm vorgeschlagenen Straßen zu begnügen. Die nicht achsiale Lage der beiden Markthallen in der Variante II des Entwurfs der Siemens-Bauunion zeigt das Bestreben, die Platzeinteilung und Anordnung der Markthallen so zu treffen, daß die bestehenden Speicherbauten möglichst überall erhalten bleiben.

Damit ist ein wesentlicher Punkt in der Auffassung des Wettbewerbsprogramms durch die Verfasser der preisgekrönten Entwürfe berührt. Nach dem Wettbewerbsprogramm waren die Flächen A und B (Abb. 1) für die Anlage des Dünamarktes zur Verfügung gestellt; dabei war als Begrenzung für Variante I der Nordrand der an der Speicherstraße gelagerten Speicherreihe angegeben (Linie X-X in Abb. 1), während für Variante II sich die verfügbare Fläche bis zur Speicherstraße selbst erstrecken durfte. Im Entwurfe der Siemens-Bauunion sind alle Marktanlagen (Hallen und offene Plätze) in beiden Varianten auf dem freien Gelände nördlich der bestehenden Speicher angeordnet, so daß keiner von diesen beseitigt zu werden braucht; es sind sogar die Speicher I, II und III stehen gelassen und nur der Ausbau des Speichers I zu einem Marktrestaurant und die Überbauung der zwischen den drei Speichern liegenden Freifläche mit einem Unterstand für abgeschirrte Pferde vorgeschlagen. Demgegenüber sind bei den beiden anderen Entwürfen in der Variante II nicht nur die Speicher I, II und III abgebrochen, sondern auch die zwischen Eliasstraße und Gogol-

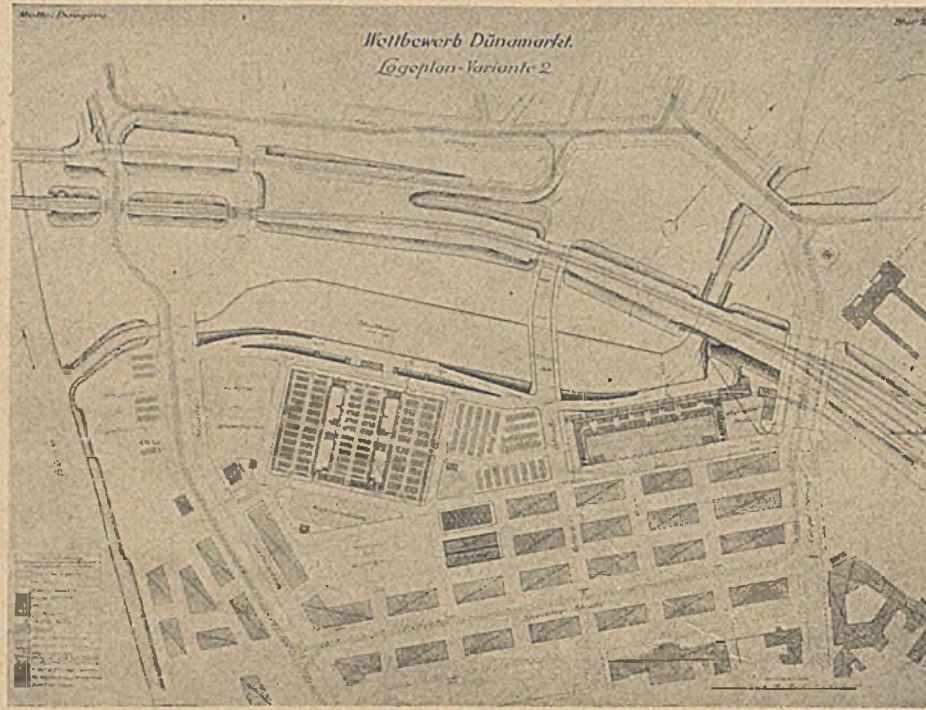


Abb. 14. Variante II. 2. Preis.

halle angeordnete Hochbahn geschaffen, die jedoch bei Mödlinger bis an das Ende der Kleinmarkthalle weitergeführt ist und von den Markthallen wiederum, wie in Variante I, wohl hauptsächlich wegen der Belichtung der Markthallen, durch eine Straße getrennt ist. Der Verkehr zwischen Großmarkthalle und Kleinmarkthalle erfolgt bei dem Entwurf der Siemens-Bauunion unter Kreuzung der Eliasstraße in Straßenhöhe, während bei den beiden anderen Entwürfen bei der vollkommenen Unterkellerung der Kleinmarkthalle die Verbindung durch Tunnel gegeben war.

In allen Entwürfen ist das Bestreben erkennbar, die beiden Markthallen symmetrisch zu einer großen Achse anzuordnen. Eine Abweichung hiervon zeigt nur die Variante II der Siemens-Bauunion und die Variante I des Entwurfs von Rennenkampff. Die auffallende Lage der Markthallen in dem letztgenannten Entwurf findet eine Erklärung in der genauen Ortskenntnis des Verfassers. Dem Entwurf von Rennenkampff ist eine eingehende Ermittlung über die Entwicklung des Personenverkehrs nach dem Ausbau des Dünamarktes beigegeben, auf die hier nicht eingegangen werden kann, weil die beiden anderen Entwürfe eine derartige Untersuchung nicht enthalten und somit ein Vergleich nicht möglich ist. Die genaue Ortskenntnis veranlaßt wohl auch den Verfasser, auf die Anfuhr der Marktgüter auf dem Wasserwege wegen ihrer vermutlich geringen Bedeutung nicht so großen Wert zu legen, als es bei den beiden anderen preisgekrönten Entwürfen geschehen ist und sich mit der Überführung der Marktwaren vom Stadtkanal nach den Markt-

straße liegenden Speicherreihen beseitigt; bei Mödlinger teilweise, bei von Rennenkampff vollständig; damit war in der Variante II der beiden Entwürfe die Möglichkeit geschaffen, die Großmarkthalle in die Längsachse der Kleinmarkthalle zu

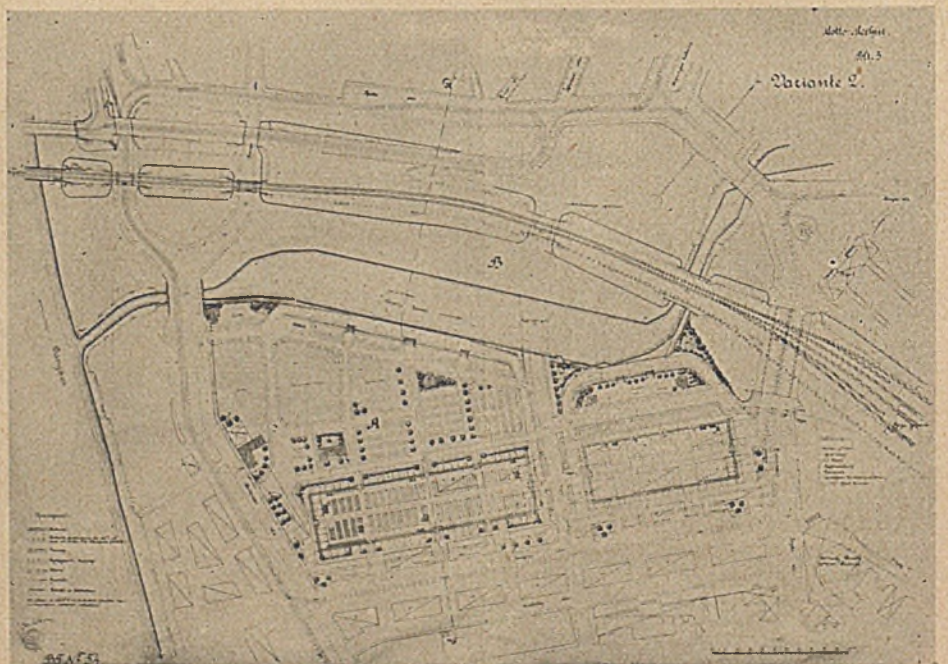


Abb. 15. Variante II. 3. Preis.

legen. Diese Anordnung hat zweifelsohne etwas Bestechendes. Wesentlich unterscheiden sich die Entwürfe auch in der Anordnung der Freiflächen für die offenen Märkte. Mödlinger und von Rennenkampff erstreben eine weitgehende Zusammenfassung dieser Flächen und trennen die großen Flächen

nur durch Straßen und Gänge, wobei in dem mit dem ersten Preis gekrönten Entwurf diese Teilflächen wiederum besonders in der Variante II um eine große Achse gruppiert sind, die der Querachse der Kleinmarkthalle entspricht.

Bei der von der Siemens-Bauunion vorgeschlagenen Grundrißform der Markthalle für den Kleinverkehr bleiben von dem zur Verfügung gestellten Platz drei Restflächen übrig, deren Größe fast genau den Bestimmungen des Wettbewerbsprogramms bezüglich der Größen der Plätze für die Lebensmittelhändler, für die Fuhrten mit Früchten und für die Tageshändler entspricht, so daß die in der Markthalle für den Kleinverkehr bereits vorgenommene räumliche Trennung der verschiedenen Marktwaren folgerichtig auch für die offenen Märkte durchgeführt ist.

Welche von den drei Lösungen den Bedürfnissen des Dünemarktes am besten entspricht und als Grundlage für die weitere Ausarbeitung des Entwurfes zu einem baureifen Entwurf dienen kann, muß der Entscheidung der örtlichen Behörden vorbehalten bleiben; das aber kann gesagt werden, daß mit diesen drei Entwürfen die Möglichkeiten zu einem befriedigenden Ausbau des Dünemarktes zu einem großen Lebensmittelmarkt erschöpft sind und daß in jedem der drei Entwürfe der Stadtverwaltung Riga wertvolle und brauchbare Anregungen für ihre Entscheidung über die endgültige Formgebung der Markthallen und über die Aufteilung des Geländes im Bezirk der „Roten Speicher“ gegeben sind.

ÜBER DIE BIEGUNG EINER RECHTECKIGEN PLATTE VON UNGLEICHER BIEGUNGSSTEIFIGKEIT IN DER LÄNGS- UND QUERRICHTUNG BEI EINSpannungsfREIER StütZung DES RANDES. (MIT BESONDERER BERÜCKSICHTIGUNG DER KREUZWEISE BEWEHRTEN BETONPLATTEN.)

Von Professor Dr.-Ing. M. T. Huber, Lemberg.

(Schluß von Seite 263.)

§ 3. Nochmals über die Schwierigkeiten bei der Anwendung der theoretischen Formeln auf die Eisenbetonplatten. Die Bestimmungen des Auftretens der negativen Biegemomente und Eckreaktionen. Die Kritik der amtlichen Bestimmungen und einiger Formeln.

Wir kehren jetzt zu den Schlußbetrachtungen des § 7 der allgemeinen Theorie zurück und nehmen als Beispiel eine rechteckige Platte vom Seitenverhältnis $a:b = 1,3$ an, die in der a-Richtung nach der Abb. 7 Fig. a und in der b-Richtung

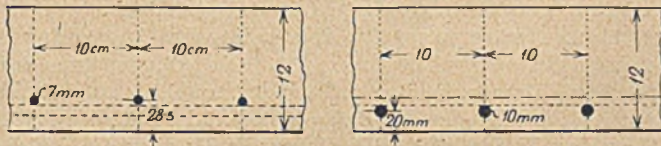


Abb. 7.

nach der Abb. 7 Fig. b bewehrt ist. Wir bestimmen die größten Biegemomente nach den Formeln (29) und setzen dabei näherungsweise $H = \sqrt{B_1 B_2}$, $m_1 = m_2 = 6$. Nach dem Ausrechnen des Zahlenbeiwertes und kleiner Umgestaltung ist also allgemein:

$$M_{1max} = \frac{q b^2}{6,10} \cdot \frac{1 + \frac{1}{m} \cdot \frac{a^2}{b^2}}{\frac{a^2}{b^2} \cdot \frac{B_2}{B_1} + 2\sqrt{\frac{B_2}{B_1} + \frac{b^2}{a^2}}}$$

$$M_{2max} = \frac{q b^2}{6,10} \cdot \frac{\frac{a^2}{b^2} + \frac{1}{m}}{\frac{a^2}{b^2} + 2\sqrt{\frac{B_1}{B_2} + \frac{b^2}{a^2}} \cdot \frac{B_1}{B_2}} \dots (38)$$

Bei der Annahme des Stadiums I wird mit $n = 10$:

$$J_1 = 147,65 \text{ cm}^3; J_2 = 155,86; J_2:J_1 = 1,056$$

$$\sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 1,028; \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 1,014; \frac{a}{b} \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 1,32$$

Bei der Voraussetzung des Stadiums IIb wird mit $n = 15$:

$$z_1 = 2,71 \text{ cm}; z_2 = 3,83; J_1 = 30,27; J_2 = 63,84 \text{ cm}^3$$

$$\frac{J_2}{J_1} = 2,109; \sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 1,452; \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 1,205; \frac{a}{b} \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 1,57$$

Bei der dritten Annahme, daß das Stadium IIb bereits für B_2 eintritt, während B_1 noch im Stadium I verbleibt, wäre mit Benutzung der obigen Werte von J_1 und J_2 :

$$\frac{J_2}{J_1} = 0,432; \sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 0,658; \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 0,811; \frac{a}{b} \sqrt[4]{\frac{J_2}{J_1}} = 1,05$$

Setzt man noch näherungsweise die gleichen Werte vom E_b in beiden zugehörigen Biegesteifigkeiten voraus, so wird $B_2:B_1 = J_2:J_1$ und die Gleichung (38) folgendes liefern:

Bei der I-ten II-ten III-ten Annahme

$$\frac{M_{1max}}{q b^2} = \frac{1}{21,1}, \quad \frac{1}{33,6}, \quad \frac{1}{12,5} \quad (?)$$

$$\frac{M_{2max}}{q b^2} = \frac{1}{13,8}, \quad \frac{1}{11,0}, \quad \frac{1}{20,0} \quad (?)$$

Das letzte Ergebnis ist offenbar widersprechend, da es unmöglich ist, daß beim größeren Werte des Biegemomentes im schwächer bewehrten Querschnitt noch das Stadium I und im stärker bewehrten Querschnitt beim kleineren Momente bereits das Stadium IIb herrschen könnte. Deswegen muß die dritte Annahme in diesem Falle unbedingt verworfen werden. Vertauscht man jedoch beide Bewehrungen, so wird bei der 1. Annahme:

$$\frac{J_2}{J_1} = 0,947; \sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 0,973; \epsilon = 1,28$$

bei der zweiten Annahme:

$$\frac{J_2}{J_1} = 0,474; \sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 0,689; \epsilon = 1,08$$

bei der dritten Annahme:

$$\frac{J_2}{J_1} = 0,194; \sqrt{\frac{J_2}{J_1}} = 0,440; \epsilon = 0,86$$

und die Momentenformeln liefern für die

	I-te	II-te	III-te	Annahme
$\frac{M_{1max}}{q b^2}$	$\frac{1}{19,7}$	$\frac{1}{13,2}$	$\frac{1}{8,09}$	
$\frac{M_{2max}}{q b^2}$	$\frac{1}{14,4}$	$\frac{1}{19,2}$	$\frac{1}{30,5}$	

Jetzt stößt man auf keinen Widerspruch mehr, aber es scheint trotzdem, daß so große Unterschiede in den Stadien beider Steifigkeiten nicht vorkommen dürfen. Eine Entscheidung in dieser Frage können nur die Versuche bringen; vorläufig möge

die Anwendung unserer Formeln nur bei denjenigen Annahmen empfohlen werden, die das gleiche Stadium in beiden Hauptquerschnitten des betrachteten Plattenelementes voraussetzen. Wir berechnen noch die größten Momente für eine Platte vom Seitenverhältnis $a:b = 1,5$ im Falle gleicher Bewehrung in beiden Richtungen. Jetzt kann $B_1 = B_2$ gesetzt werden und nach den Gl. (38) findet man:

$$M_{2max} \approx \frac{q b^2}{12}; M_{1max} \approx \frac{q b^2}{21}$$

Man sieht also, daß die älteren preußischen Bestimmungen nur im Grenzfall $\epsilon = 1,5$ den richtigen Wert für das größte Biegemoment vorgeschrieben haben. Je mehr sich das Verhältnis ϵ der Einheit nähert, desto unrichtiger wird die Berechnung nach jenen Bestimmungen.

Fast alle Schwierigkeiten entfallen im Falle einer quadratischen in beiden Richtungen gleich bewehrten Platte. Dann ist

$$m_1 = m_2; J_1 = J_2, B' = E_b J; B_1 = B_2 = \frac{m^2}{m^2 - 1} E_b J; C = \frac{m}{2(m + 1)} E_b J$$

$$H = \frac{m}{m^2 - 1} E_b J + \frac{m}{m + 1} E_b J = \frac{m^2}{m^2 - 1} E_b J = B$$

folglich gehen unsere Formeln in diejenigen für gewöhnliche (isotrope) quadratische Platten über. Setzt man wieder die gleichförmige Belastung des homothetischen Quadrates von der Seitenlänge a , voraus, so liefern die Formeln (27), (29), (36) und (37):

$$f = \frac{1}{240,4} \cdot \frac{q a^4 [a_1]^2}{B}$$

$$M_{max} = \frac{1}{24,40} \cdot \frac{m + 1}{m} q a^2 [a_1]^2; \hat{D} = -\frac{1}{24,40} \cdot \frac{m - 1}{m} q a^2 [a_1]^2 \quad (39)$$

$$R_{1max} = R_{2max} = 0,785 \frac{Q}{4a} \cdot \frac{3m - 1}{m}$$

$$\bar{R}_1 = \bar{R}_2 = \frac{1}{8} \cdot \frac{3m - 1}{m} Q; \hat{R} = \frac{1}{8} \cdot \frac{m - 1}{m} Q$$

wenn zur Abkürzung

$$\hat{D} = (D)_x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}; [a_1] = \sin \frac{\pi}{2} \frac{a_1}{a}; Q = a_1^2 q$$

gesetzt wird.

Von Interesse ist noch die Verteilung der Hauptbiegemomente M_I, M_{II} längs der Diagonale $x = y$. Hier ist

$$M_I = M_{1max} \cos^2 \frac{\pi x}{a}, M_{II} = M_{2max} \cos^2 \frac{\pi x}{a}, D = \hat{D} \sin^2 \frac{\pi x}{a}$$

Es gilt allgemein für die Hauptbiegemomente einer elastischen Platte die Formel⁷⁾:

$$\left. \begin{matrix} M_I \\ M_{II} \end{matrix} \right\} = \frac{1}{2} (M_1 + M_2) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(M_1 - M_2)^2 + 4 D^2} \dots (40)$$

In unserem Falle ist $M_{1max} = M_{2max} = M_{max}$, folglich

$$\left. \begin{matrix} M_I \\ M_{II} \end{matrix} \right\} = M_{max} \cos^2 \frac{\pi x}{a} \pm \hat{D} \sin^2 \frac{\pi x}{a} \dots (41)$$

Setzt man hier die Werte aus den Formeln (39) ein und nimmt $m = 6$ an, so folgt nach einfacher Umgestaltung:

$$\left. \begin{matrix} M_I = 0,041 q a^2 \left(1 + \frac{0,67}{4} \cos \frac{2 \pi x}{a} \right) \\ M_{II} = 0,041 q a^2 \left(\frac{0,67}{4} + \cos \frac{2 \pi x}{a} \right) \end{matrix} \right\} \dots (41')$$

⁷⁾ Diese verbesserten Formeln treten jetzt an Stelle der Gl. (37) in den „Grundlagen . . .“ des Verfassers ein.
⁸⁾ Siehe Gl. (38) in den „Grundlagen“.

Diese Gleichungen geben für

$\frac{x}{a} =$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
$\frac{M_I}{q a^2} =$	0,0478	0,0465	0,0431	0,0389	0,0354	0,0341
$\frac{M_{II}}{q a^2} =$	0,0478	0,0400	0,0195	-0,0058	-0,0263	-0,0341

Nach diesen Zahlen ist das Diagramm (Abb. 3) gezeichnet worden, aus welchem zu ersehen ist, daß ein negatives Hauptbiegemoment in der Diagonale außerhalb des Punktes $x = y = 0,275a$ auftritt und in der Nähe von Ecken ziemlich hohe Werte erreicht. Man überzeugt sich leicht, daß in den Seitenhalbierenden keine negativen Biegemomente auf-

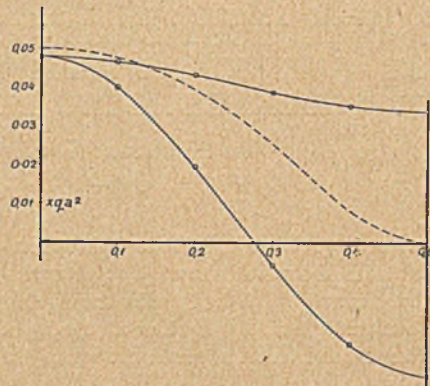


Abb. 3.

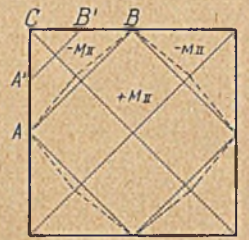


Abb. 4.

treten können. Die ungefähre Begrenzung der Eckgebiete mit einem negativen Hauptbiegemomente stellt die Abb. 4 dar. Wenn also die Platte so gelagert wäre, daß jede Einspannung der Ränder und zugleich das Abheben der Ecken praktisch ausgeschlossen wäre, so sollte eine rationelle Anordnung der Bewehrung der obigen Verteilung der Hauptbiegemomente entsprechen. Demnach wäre z. B. jeder zweite Stab in beiden Systemen an der Grenze des Eckgebietes und die übrigen Stäbe etwa an den Linien A'B' abzubiegen, dafür aber die fehlende Bewehrung gegen die positiven Momente im Eckgebiete CA'B' durch diagonale kurze Stäbe zu ersetzen. Bei der wirklichen freien Auflagerung ist jedoch die Eckkraft nicht vorhanden, die Plattenecken können sich abheben und die übrige Momentenverteilung ändert sich ziemlich stark, besonders im Eckgebiete etwa in der in der Abb. 3 punktiert dargestellten Weise. Daß dabei die Biegemomente in der Plattenmitte nur eine geringfügige Vergrößerung erfahren, ist wohl begreiflich, wenn man erwägt, daß die Abwesenheit der Eckkräfte und Zusatzreaktionen den Mittelwert des Biegemomentes im Diagonalschnitt gar nicht beeinflußt. In der Tat ist die Momentensumme der Eckkräfte und der Zusatzreaktionen einer Plattenhälfte bezüglich der Diagonale gleich Null.

In der Praxis wird gewöhnlich weder der eine noch der andere Fall eintreten, denn erstens muß die wirkliche Platte über die Auflagerlinien hinausragen und zweitens läßt sich eine gewisse Einspannung kaum vermeiden. Beides ist für die Beanspruchung der Eckgegend offenbar günstig, verlangt aber natürlich eine gewisse Änderung in der oben skizzierten Anordnung der Bewehrung. Es können dabei die Diagonalestäbe im Eckgebiete ganz entbehrlich werden.

Betrachtet man die Formeln (39), so sieht man, daß die Momente und die Auflagerreaktionen von der Querdehnungszahl m ziemlich stark abhängig sind. Wenn z. B. der Wert von m zwischen $\frac{10}{3}$ (für Walzeisen) und 6 (für Beton) schwankt, so nehmen die Zahlenkoeffizienten der Biegemomentenformel die Werte $\frac{1}{18,8}$ bzw. $\frac{1}{20,9}$ an; ihr Verhältnis beträgt ca. 1,11.

Noch größer ist naturgemäß das Schwanken des Verdrehungsmomentes in den Ecken. Die entsprechenden Werte des Zahlenbeiwertes sind $\frac{1}{34,9}$ bzw. $\frac{1}{29,3}$ und das Verhältnis dieser Zahlen beträgt 1:1,19.

Die einzige Schwierigkeit, welche im allgemeinen noch übrig bleibt, wäre der Mangel einer annehmbaren Festigkeitstheorie für spröde Stoffe, doch im zuletzt betrachteten Falle einer quadratischen Platte herrscht in der Mitte, wo die gefährlichen Biegemomente auftreten, ein ziemlich einfacher Spannungszustand. An der gefährlichen Stelle der äußersten gedrückten Schicht ist nämlich $\sigma_x = \sigma_y$ und σ_z kann vernachlässigt werden. Es genügt also, anzunehmen, daß wir es hier mit der von A. Föppl studierten „Umschlingungsfestigkeit“ zu tun haben, die der gewöhnlichen Druckfestigkeit gleich zu setzen ist. Die nach unseren Formeln berechneten Biegemomente brauchen daher nicht etwa reduziert werden, wie das bisher (besonders in Frankreich) in der Regel geschah. Wenn im allgemeineren Falle beide Hauptdrücke σ_x und σ_y von ungleichem Werte sind, so kann man die Anstrengung des Betons mit dem größeren von ihnen messen. Das ist zwar eine Annahme, die von Versuchen nur in Grenzfällen bestätigt worden ist, sie ist aber die einfachste und natürlichste, wenn man als erwiesen betrachtet, daß die Umschlingungsfestigkeit der einfachen Druckfestigkeit gleich sei. Die zulässige Druckspannung im Beton braucht daher bei der Plattenberechnung nach unseren Formeln nicht geändert werden.

Die in technischen Hilfsbüchern sowie auch in einigen namhaften Lehrbüchern bis in die neueste Zeit fast ausschließlich vertretene Festigkeitshypothese der größten Dehnung erfordert, daß die Ausdrücke für die größten Biegemomente mit $(1 - \frac{1}{m})$ multipliziert werden, um die reduzierten (maßgebenden) Momente zu erhalten. Nach dieser Festigkeitshypothese wäre nämlich allgemein:

$$\sigma_{red} = \sigma_I - \frac{1}{m}(\sigma_{II} + \sigma_{III})$$

wenn $\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$ die Hauptspannungen bezeichnen; in unserem Falle ($\sigma_I = \sigma_{II} = \sigma, \sigma_{III} = 0$) wäre also:

$$\sigma_{red} = (1 - \frac{1}{m}) \sigma$$

Dieses erklärt auch den Grund, weshalb man in französischen Lehrbüchern die aus der Navierschen Lösung hergeleitete und nachher von H. Lorenz unabhängig auf anderem Wege gefundene Näherungsformel zur Berechnung einer rechteckigen, gleichförmig belasteten, isotropen Platte in folgender Gestalt angibt:

$$M_{max} = \frac{15}{\pi^4} q b^2 \frac{a^4}{(a^2 + b^2)^2} \approx \frac{2}{13} q b^2 \frac{a^4}{(a^2 + b^2)^2}$$

Hier stecken zwei wichtige Fehler: Erstens die hartnäckige Anwendung der zweifellos unhaltbaren Dehnungshypothese und zweitens die Annahme $m = 4$ für die Querdehnungszahl, ohne Rücksicht auf das Material, obwohl man schon lange weiß, daß dieser von Poisson aus einer Molekulartheorie abgeleitete Wert nur für Glas ziemlich genau zutrifft. Für andere technisch wichtige Stoffe schwankt m in ziemlich weiten Grenzen. Im Falle einer quadratischen Platte gibt diese Formel:

$$M_{max} = \frac{1}{26} q a^2$$

während es nach dem oben Gesagten

$$M_{max} = \frac{1}{24,4 \cdot m} q a^2$$

sein soll.

Dem Werte $m = 6$ entspricht also $M_{max} = \frac{1}{20,9} q a^2$, d. h. ca. 25 vH mehr als nach der französischen Formel, aber doch ca. 42 vH weniger, als die preußischen Bestimmungen vom Jahre 1907 zugelassen haben, und ca. 31 vH weniger, als die neuen Deutschen Bestimmungen v. J. 1915 vorschreiben.

Es ist außerdem von den Versuchsergebnissen zu erwarten, daß die wirklichen Bruchmomente einem eher noch kleineren Werte des Beiwertes in der Momentenformel (als die oben berechnete Zahl 1/20,9) entsprechen werden, und zwar aus folgenden Gründen:

Erstens stammt unsere Formel von einer angenäherten Lösung des Problems ab und eine strenge Lösung liefert, wie bald gezeigt werden soll, noch ein wenig kleinere Werte; zweitens ist in der allgemeinen Theorie ein für die Plattenwirkung wichtiger Umstand unbeachtet geblieben, dem insbesondere die kreisförmige und quadratische Platte einen oft beträchtlichen Teil ihrer überraschend hohen Widerstandsfähigkeit verdankt. Es handelt sich hier um jene Verzerrungen, welche die Platte in ihrer Ebene erleiden muß, sobald sie sich nach einer nicht abwickelbaren Fläche biegt. Die durch diese Formänderungen aufgespeicherte Formänderungsarbeit ist im Vergleiche zur Biegearbeit nur dann verschwindend klein (ähnlich wie die Schubarbeit), wenn die Durchbiegungen ζ nicht nur gegen die Plattenspannweite, sondern auch gegen die Plattendicke als sehr klein gelten können. Sobald die letztere Bedingung bei entsprechender Steigerung der Belastung nicht mehr erfüllt wird, muß ein stetig wachsender Teil der äußeren Arbeit in die innere Arbeit jener Verzerrungen verwandelt werden, wodurch offenbar das Wachsen der Durchbiegungen und zugleich auch der Spannungen verzögert wird. Infolgedessen wird man bei Versuchen die den gefährlichen Spannungswerten zugehörige Belastung unter Umständen ziemlich viel größer finden, als die theoretische Berechnung sie liefert, und je biegsamer die Platte, je höher die gefährlichen Spannungen, desto leichter kann diese Erscheinung zum Ausdruck kommen. Sie ist im Jahre 1900 bei den von A. Föppl unternommenen Versuchen mit eisernen Kreisplatten durch L. Prandtl als Beobachter festgestellt worden⁹⁾.

Die Längsdehnungen der neutralen Schicht können sogar bei der zylindrischen Biegung einer rechteckigen Platte auftreten, denn die freie Verschiebbarkeit der aufgelagerten Plattenränder ist schon wegen der Reibung praktisch ausgeschlossen, und wenn die von der Biegung bedingte Annäherung der Plattenränder erschwert ist, so müssen im allgemeinen Längsspannungen in der neutralen Schicht entstehen. Noch wichtigere Rolle spielen diese Umstände offenbar im Falle einer Einspannung der Plattenränder.

§ 11. Allgemeine strenge Lösung.

Anwendungsbeispiel.

Wir beziehen die Platte auf ein Koordinatensystem, dessen Achsen mit den gestützten Plattenrändern zusammenfallen (Abb. 5), und wählen zur Darstellung der Biegungsfläche die doppelt unendliche trigonometrische Reihe

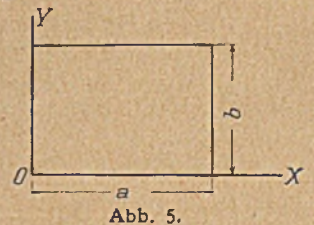


Abb. 5.

$$\zeta = \sum_{r=1}^{\infty} \sum_{s=1}^{\infty} A_{rs} \sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b} \dots \dots \dots (42)$$

von der jedes Glied sämtlichen Bedingungen Genüge leistet. Setzt man diesen Wert von ζ in den allgemeinen Ausdruck (9')

⁹⁾ Aus den Plattenversuchen des „Deutschen Ausschusses für Eisenbeton“ (von Bach und Graf) ist diese Vergrößerung der theoretischen Bruchlast infolge der kleinen Plattendicke auch ganz deutlich erkennbar.

(der allgemeinen Theorie) für die potentielle Energie ein, so folgt mit Rücksicht darauf, daß die Integrale von der Form

$$\iint A_{rs} A_{r's'} \sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{r'\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b} \sin \frac{s'\pi y}{b} dx dy$$

verschwinden, wenn $r \geq r', s \geq s'$ ist,

$$L_i = \frac{\pi^4}{8} ab \sum_r \sum_s A_{rs}^2 \left(r^4 \frac{B_1}{a^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2} + s^4 \frac{B_2}{b^4} \right)$$

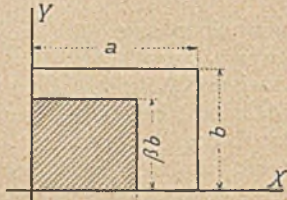


Abb. 6.

Im Falle der symmetrischen Gestalt der Biegungsfläche müssen noch alle Beiwerte verschwinden, die den geraden r und s entsprechen. Dann sind in der Gl. (42) unter r und s ungerade natürliche Zahlen zu verstehen.

Für die doppelte äußere Arbeit bekommen wir bei allgemeinsten Belastung p(x, y) den Ausdruck:

$$2L = \sum_r \sum_s A_{rs} \iint p \sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b} dx dy$$

im Falle einer gleichförmigen Belastung des in der Abb. 6 gestrichelten Rechteckes von der Länge αa und der Breite βb (α und $\beta < 1$):

$$2L = \frac{4qab}{\pi^2} \sum_r \sum_s \frac{A_{rs}}{rs} \left(\sin \frac{r\alpha\pi}{2} \sin \frac{s\beta\pi}{2} \right)^2$$

und im Falle der gleichförmig verteilten Belastung auf einem mit dem Plattenumfang konzentrisch und parallel liegenden Rechtecke von den Seitenlängen a und b

$$2L = \frac{4qab}{\pi^2} \sum_r \sum_s A_{rs} \frac{(-1)^{\frac{r+s-2}{2}}}{rs} \sin \frac{r\pi}{2} \cdot \frac{a_1}{a} \sin \frac{s\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}$$

($r = 1, 3, 5, \dots; s = 1, 3, 5, \dots$)

Die Werte vom A_{rs} sind jetzt im Sinne der Ritzschen Methode so zu bestimmen, daß der Ausdruck $L_i - 2L$, als Funktion der Parameter A_{rs} betrachtet, sein Minimum erreicht. Aus den bezüglich der A_{rs} linearen Bedingungsgleichungen

$$\frac{\partial}{\partial A_{rs}} (L_i - 2L) = 0$$

erhalten wir im allgemeinen Belastungsfalle:

$$A_{rs} = \frac{4 \iint p \sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b} dx dy}{\pi^4 ab \left(r^4 \frac{B_1}{a^4} + s^4 \frac{B_2}{b^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2} \right)} \dots (43)$$

und in beiden oben angedeuteten Fällen der gleichförmigen Belastung:

$$A_{rs} = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q}{rs} \cdot \frac{\left(\sin \frac{r\alpha\pi}{2} \sin \frac{s\beta\pi}{2} \right)^2}{r^4 \frac{B_1}{a^4} + s^4 \frac{B_2}{b^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2}} \dots (44)$$

($r, s = 1, 2, 3$) (unsymmetrischer Fall)

$$A_{rs} = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q}{rs} (-1)^{\frac{r+s-2}{2}} \frac{\sin \frac{r\pi}{2} \cdot \frac{a_1}{a} \sin \frac{s\pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b}}{r^4 \frac{B_1}{a^4} + s^4 \frac{B_2}{b^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2}} \dots (45)$$

($r, s = 1, 3, 5$) (symmetrischer Fall)

Man kann sich überzeugen, daß mit diesen Beiwerten auch die Differentialgleichung (13) durch (42) befriedigt wird.

a) Im Falle gleichförmiger Belastung der ganzen Platte ist

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} q \sum_r \sum_s \frac{1}{rs} \cdot \frac{\sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b}}{r^4 \frac{B_1}{a^4} + s^4 \frac{B_2}{b^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2}} \dots (46)$$

($r = 1, 3, 5, \dots; s = 1, 3, 5, \dots$)

Solange das Verhältnis der Größen $\frac{B_1}{a^4}$ und $\frac{B_2}{b^4}$ bzw. $\epsilon = \frac{a}{b} \sqrt{\frac{B_2}{B_1}}$ nicht zu viel von der Einheit abweicht, bleibt die Konvergenz dieser Reihenentwicklung so stark, daß man mit guter Annäherung nach dem ersten Gliede abbrechen kann. Wir kommen damit auf die in § 2 behandelte Näherungslösung zurück.

Auch dann, wenn z. B. $\frac{B_1}{a^4}$ mehrfach kleiner wie $\frac{B_2}{b^4}$ ist, reichen wenige Glieder der Reihe vollständig aus, um gute Näherungswerte für die Durchbiegung zu bekommen. Im Grenzfalle $a = \infty$ versagt aber unsere allgemeine Entwicklung und für die Eckgegend muß die Lösung auf einem anderen Wege gesucht werden. Für den mittleren Teil einer sehr langen Platte findet man allerdings, wenn der Koordinatenanfang in die Plattenmitte gebracht wird, zuerst allgemein:

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} q \sum_r \sum_s \frac{(-1)^{\frac{r-1}{2}} \cdot (-1)^{\frac{s-1}{2}}}{r \cdot s} \cdot \frac{\cos \frac{r\pi x}{a} \cos \frac{s\pi y}{b}}{r^4 \frac{B_1}{a^4} + s^4 \frac{B_2}{b^4} + 2r^2 s^2 \frac{H}{a^2 b^2}}$$

($r = 1, 3, 5, \dots; s = 1, 3, 5, \dots$)

und dann nach dem Einsetzen $a = \infty$:

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} q \frac{b^4}{B_2} \sum_r \frac{(-1)^{\frac{r-1}{2}}}{r} \sum_s \frac{(-1)^{\frac{s-1}{2}}}{s^5} \cos \frac{s\pi y}{b}$$

($r = 1, 3, 5, \dots; s = 1, 3, 5, \dots$)

oder mit Rücksicht darauf, daß $\sum_r \frac{(-1)^{\frac{r-1}{2}}}{r} = \frac{\pi}{4}$,

$$\zeta = \frac{4}{\pi^5} q \frac{b^4}{B_2} \sum_{s=1,3,5,\dots} \frac{(-1)^{\frac{s-1}{2}}}{s^5} \cos \frac{s\pi y}{b}$$

Dieser Ausdruck ist, wie leicht nachgewiesen werden kann, identisch mit der Fourierschen Entwicklung der Funktion

$$\zeta = \frac{q}{24} \cdot \frac{b^4}{B_2} \left(\frac{5}{16} - \frac{3}{2} \frac{y^2}{b^2} + \frac{y^4}{b^4} \right)$$

welche bekanntlich die Biegelinie eines frei aufgelagerten und gleichförmig belasteten Balkens von der Stützweite b und der Biegesteifigkeit B_2 darstellt. Wie zu erwarten war, biegt sich also der mittlere Teil einer sehr langen Platte unter gleichförmiger Belastung zylindrisch.

¹⁰⁾ Wenn im besonderen Falle $H^2 = B_1 B_2$ ist, so nimmt diese Formel die Gestalt

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q b^4}{B_2} \sum_r \sum_s \frac{1}{rs} \cdot \frac{\sin \frac{r\pi x}{a} \sin \frac{s\pi y}{b}}{\left[\left(r \frac{b}{a} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \right)^2 + s^2 \right]^2} \dots (46a)$$

an, die auf Grund einer Betrachtung im § 7 der allgemeinen Theorie direkt von der Navierschen Lösung (Gl. 47) abgeleitet werden könnte.

Man braucht nur B durch B_2 , a durch $\sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$ und x durch $x \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}$ ersetzen.

Im besonderen Falle $B_1 = B_2 = H = B$, d. h. für homogene und isotrope Platten nimmt die Formel (46) folgende, bereits von L. Navier angegebene Form an:

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q a^4 b^4}{B} \sum_r \sum_s \frac{1}{r s} \frac{\sin \frac{r \pi x}{a} \sin \frac{s \pi y}{b}}{(r^2 b^2 + s^2 a^2)^2} \dots (47)$$

($r, s = 1, 3, 5, \dots$)

b) Im Falle einer gleichförmigen Belastung der konzentrischen Rechtecksfläche $a_1 b_1$ haben wir bei der Wahl der Plattenmittellinien als Koordinatenachsen (Abb. 2):

$$\zeta = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q a^4}{B_1} \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{r s} \frac{\cos \frac{r \pi x}{a} \cos \frac{s \pi y}{b}}{r^4 + 2 r^2 \epsilon^2 \epsilon^2 \eta + s^4 \epsilon^4} \dots (48)$$

($r, s = 1, 3, 5, \dots$)

wenn zur Abkürzung

$$\sin \frac{r \pi}{2} \cdot \frac{a_1}{a} \sin \frac{s \pi}{2} \cdot \frac{b_1}{b} = [r, s]$$

gesetzt wird.

Bei der Vergleichung dieser allgemeinen Formel mit der entsprechenden Formel (46) für vollständige Belastung bemerkt man leicht, daß mit der Konzentrierung der Belastung auf einer kleineren Rechtecksfläche $a_1 b_1$ die Konvergenz der Reihenentwicklung abnimmt.

Im Grenzfalle einer im Plattenmittelpunkte konzentrierten Last $P = \lim q a_1 b_1$ für $a_1 = 0, b_1 = 0$ erhalten wir z. B. für die isotrope quadratische Platte ($B_1 = B_2 = H = B, a = b$):

$$\zeta = \frac{4}{\pi^4} \cdot \frac{P a^2}{B} \sum_r \sum_s \frac{\cos \frac{r \pi x}{a} \cos \frac{s \pi y}{a}}{(r^2 + s^2)^2} \dots (49)$$

und

$$f = (\zeta)_{0,0} = \frac{4}{\pi^4} \cdot \frac{P a^2}{B} \sum_r \sum_s \frac{1}{(r^2 + s^2)^2} \dots (50)$$

($r, s = 1, 3, 5, \dots$)

Um daraus den Biegungspfeil f auf $0,1 v H$ genau zu berechnen, sind ca. 30 Glieder der Reihe nötig. Die Rechnung gibt

$$f = 0,01156 \frac{a^2 P}{B} = \infty \frac{1}{86,5} \cdot \frac{a^2 P}{B} \dots (50a)$$

Dagegen haben wir im Falle einer Belastung $q a b$ der ganzen Platte:

$$f = \frac{16}{\pi^6} \cdot \frac{q a^4}{B} \sum_r \sum_s \frac{(-1)^{\frac{r+s-2}{2}}}{r s (r^2 + s^2)^2} \dots (51)$$

($r, s = 1, 3, 5, \dots$)

und von dieser Reihe reichen bereits 6 Glieder aus, um f mit einem kleineren Fehler als $0,1 v H$ zu berechnen. Man bekommt in diesem Falle:

$$f = \sim \frac{1}{246,3} \cdot \frac{q a^4}{B} = 0,00406 \frac{q a^4}{B} \dots (51a)$$

Die Konzentrierung der Belastung in einem Punkte vergrößert also den Biegungspfeil einer quadratischen isotropen Platte bis ca. 2,85 mal.

Aus (48) findet man durch Differentiation folgende Ausdrücke für die Momente, Querkräfte und Auflagerreaktionen:

$$M_1 = \frac{16}{\pi^4} q a^2 \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{r s} \cdot \frac{r^3 + \frac{1}{m_2} s^2 \frac{a^2}{b^2}}{r^4 + 2 r^2 s^2 \epsilon^2 \eta + s^4 \epsilon^4} \cos \frac{r \pi x}{a} \cos \frac{s \pi y}{b} \dots (52)$$

$$M_2 = \frac{16}{\pi^4} q b^2 \epsilon^4 \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{r s} \cdot \frac{s^2 + \frac{r^2}{m_1} \frac{b^2}{a^2}}{v_{rs}} \cos \frac{r \pi x}{a} \cos \frac{s \pi y}{b} \dots (53)$$

$$D = -\frac{16}{\pi^4} q a^2 \frac{2C}{B_1} \cdot \frac{a}{b} \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{v_{rs}} \sin \frac{r \pi x}{a} \sin \frac{s \pi y}{b} \dots (54)$$

$$V_1 = -\frac{16}{\pi^3} q a \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{s} \cdot \frac{r^2 + \left(\frac{1}{m_2} + \frac{2C}{B_1}\right) s^2 \frac{a^2}{b^2}}{v_{rs}} \sin \frac{r \pi x}{a} \cos \frac{s \pi y}{b} \dots (55)$$

$$V_2 = -\frac{16}{\pi^3} q b \epsilon^4 \sum_r \sum_s \frac{[r, s]}{r} \cdot \frac{s^2 + r^2 \frac{b^2}{a^2} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2}\right)}{v_{rs}} \cos \frac{r \pi x}{a} \sin \frac{s \pi y}{b} \dots (56)$$

$$R_1 = \left(V_1 + \frac{\partial D}{\partial y} \right)_{x = \frac{a}{2}}$$

$$= -\frac{16}{\pi^3} q a \sum_r \sum_s \frac{(-1)^{\frac{r-1}{2}}}{r} \cdot \frac{r^2 + s^2 \frac{a^2}{b^2} \left(\frac{1}{m_2} + \frac{4C}{B_1}\right)}{v_{rs}} \cos \frac{s \pi y}{b} \dots (57)$$

$$R_2 = \left(V_2 + \frac{\partial D}{\partial x} \right)_{y = \frac{b}{2}}$$

$$= -\frac{16}{\pi^3} q b \epsilon^4 \sum_r \sum_s \frac{(-1)^{\frac{s-1}{2}}}{r} \cdot \frac{s^2 + r^2 \frac{b^2}{a^2} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2}\right)}{v_{rs}} \cos \frac{r \pi x}{a} \dots (58)$$

$$\hat{R} = -2(D)_{\frac{a}{2}, \frac{b}{2}} = \frac{16}{\pi^4} q a b \frac{4C}{B_1} \cdot \frac{a^2}{b^2} \sum_r \sum_s \frac{(-1)^{\frac{r+s-2}{2}}}{v_{rs}} [r, s] \dots (59)$$

Dabei wurde die neue abkürzende Bezeichnung

$$v_{rs} = r^4 + 2 r^2 s^2 \epsilon^2 \eta + s^4 \epsilon^4 \quad (r, s = 1, 3, 5, \dots)$$

eingeführt.

c) Wenn die Belastung im beliebigen Breitenquerschnitt der Platte von der Abszisse $x = \alpha a$ (Abb. 7 in schiefer Projektion) nach dem Gesetze:

$$p' = p_0 \sin \frac{\pi y}{b}$$

verteilt ist, so verschwinden von den Beiwerten A_{rs} (Gl. 43) alle diejenigen, in welchen $s \geq 1$, und der Ausdruck für ζ bildet eine einfach unendliche Reihe von der Gestalt:

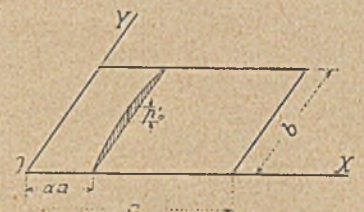


Abb. 7.

$$\zeta = \frac{2}{\pi^4} \cdot \frac{a^3}{B_1} \cdot p_0 \sin \frac{\pi y}{b} \sum_{r=1, 2, 3, \dots} \frac{\sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \sin \frac{r \pi x}{a} \dots (65)^{11)}$$

mit der Bezeichnung:

$$v_{r1} = r^4 + 2 r^2 \epsilon^2 \eta + \epsilon^4$$

Dementsprechend stellen sich die Formeln für die Momente usw. folgendermaßen dar:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= \frac{2}{\pi} p_0 a \sin \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{\sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left(r^2 + \frac{1}{m_2} \frac{a^3}{b^2} \right) \sin \frac{r \pi x}{a} \\ M_2 &= \frac{2}{\pi^2} p_0 \frac{b^2}{\epsilon^4} \sin \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{\sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left(\frac{r^2}{m_1} \frac{b^2}{a^2} + 1 \right) \sin \frac{r \pi x}{a} \\ D &= -\frac{2}{\pi^2} p_0 b \frac{2C}{B_1} \frac{a^2}{b^2} \cos \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \cos \frac{r \pi x}{a} \end{aligned} \right\} (66)$$

¹¹⁾ Die hier fehlenden Formeln (60) bis (64) für den Fall einer der Ecken anliegenden Rechtecksbelastung findet man in der zusammenfassenden Darstellung der „Theorie der orthogonalanisotropen Platten, nebst Anwendungen . . .“, welche in polnischer Sprache (Lemberg 1921) erschienen ist.

$$\left. \begin{aligned} V_1 &= \frac{2}{\pi} p_0 \sin \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left[r^2 + \left(\frac{1}{m_2} + \frac{2C}{B_1} \right) \frac{a^2}{b^2} \right] \cos \frac{r \pi x}{a} \\ V_2 &= \frac{2}{\pi} p_0 \frac{b}{a} \epsilon^4 \cos \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{\sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left[1 + r^2 \frac{b^2}{a^2} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{2C}{B_2} \right) \right] \sin \frac{r \pi x}{a} \end{aligned} \right\} \dots (67)$$

$$\left. \begin{aligned} (R_1)_{x=0} &= -\frac{2}{\pi} p_0 \sin \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left[r^2 + \left(\frac{1}{m_2} + \frac{4C}{B_1} \right) \frac{a^2}{b^2} \right] \\ (R_1)_{x=a} &= \frac{2}{\pi} p_0 \sin \frac{\pi y}{b} \sum_r \frac{(-1)^r r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left[r^2 + \left(\frac{1}{m_2} + \frac{4C}{B_1} \right) \frac{a^2}{b^2} \right] \\ (R_2)_{y=0} = (R_2)_{y=b} &= -\frac{2}{\pi} p_0 \frac{b}{a} \epsilon^4 \sum_r \frac{\sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \left[1 + r^2 \frac{b^2}{a^2} \left(\frac{1}{m_1} + \frac{4C}{B_2} \right) \right] \sin \frac{r \pi x}{a} \end{aligned} \right\} (68)$$

$$\left. \begin{aligned} \widehat{R}_{00} = \widehat{R}_{0b} &= \frac{2}{\pi^2} p_0 \frac{a^2}{b} \frac{4C}{B_1} \sum_r \frac{r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \\ \widehat{R}_{a0} = \widehat{R}_{ab} &= \frac{2}{\pi^2} p_0 \frac{a^3}{b} \frac{4C}{B_1} \sum_r \frac{(-1)^{r+1} r \sin r \alpha \pi}{v_{r1}} \end{aligned} \right\} \dots (69)$$

Daß die gewonnenen Formeln nicht im ganzen zu denjenigen gehören, mit denen „praktisch nicht viel anzufangen ist“, wird am folgenden Anwendungsbeispiel gezeigt.



Abb. 8.

Es sei eine Eisenbetondecke als rechteckige Platte von der Länge a, Breite b und den zugehörigen Biegesteifigkeiten B_1, B_2 durch eine gemauerte Zwischenwand in der Querrichtung belastet. Dann wird bekanntlich bloß ein gewisser Teil Q der Eigenlast dieser Wand auf die Decke übertragen und die entsprechende Belastung der Platte (Abb. 8) kann mit praktisch vollständig genügender Annäherung als sinusförmige Linienbelastung:

$$p' = p_0 \sin \frac{\pi y}{b}$$

aufgefaßt werden. Dabei ist

$$p_0 = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{Q}{b}$$

wegen $\int_0^b p' dy = Q = p_0 \int_0^b \sin \frac{\pi y}{b} dy = \frac{2b}{\pi} p_0$

Es entsteht nun die wichtige Frage: wie stark wird dadurch die Plattendecke auf Biegung beansprucht, wenn man die Verstärkung durch Rippe an der belasteten Stelle vorläufig ausschließt? Die Antwort wird von den Gleichungen für M_1 und M_2 der Formelgruppe (66) gegeben. Diese Größen können vorteilhaft durch die sog. „Ersatzmomente“ M'_1, M'_2 nach den Gl. (10) der „Allgemeinen Theorie“ auf folgende Weise dargestellt werden:

$$\left. \begin{aligned} M_1 &= -B_1 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} \right) = M'_1 + \frac{1}{m_2} \cdot \frac{B_1}{B_2} M'_2 \\ M_2 &= -B_2 \left(\frac{\partial^2 \zeta}{\partial y^2} + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{\partial^2 \zeta}{\partial x^2} \right) = M'_2 + \frac{1}{m_1} \cdot \frac{B_2}{B_1} M'_1 \end{aligned} \right\} \dots (A)$$

Wir denken uns dabei die X-Streifen und Y-Streifen der Platte durch Balken von der Breite 1 und von der Biegesteifigkeit B_1 bzw. B_2 ersetzt, und nehmen an, daß sich diese Balken genau so, wie die entsprechenden Plattenstreifen krümmen; alsdann entsprechen der Balkenkrümmung die Biegemomente M_1 bzw. M_2 .

Bei den vereinfachenden Annahmen $H^2 = B_1 B_2$ ($\eta = 1$) und $\alpha = 1/2$ (die ungünstigste Stellung der belastenden Wand in der Deckenmitte findet man für $x = \frac{a}{2}, y = \frac{b}{2}$ die Größtenwerte der beiden Ersatzmomente:

$$M'_{1\max} = \frac{1}{\pi} Q \frac{a}{b} \sum_{r=1,3,5} \frac{r^2}{(r^2 + \epsilon^2)^2}; \quad M'_{2\max} = \frac{1}{\pi} Q \frac{b}{a} \epsilon^4 \sum_{r=1,3,5} \frac{1}{(r^2 + \epsilon^2)^2} \quad (B)$$

Nun sind die beiden Reihen hier summierbar und zwar:

$$\left. \begin{aligned} \sum \frac{r^2}{(r^2 + \epsilon^2)^2} &= \frac{1}{(1 + \epsilon^2)^2} + \frac{3^2}{(3^2 + \epsilon^2)^2} + \frac{5^2}{(5^2 + \epsilon^2)^2} + \dots \\ &= \frac{\pi}{8\epsilon} \frac{\text{Sh } \pi \epsilon + \pi \epsilon}{\text{Ch } \pi \epsilon + 1} \\ \sum \frac{1}{(r^2 + \epsilon^2)^2} &= \frac{1}{(1 + \epsilon^2)^2} + \frac{1}{(3^2 + \epsilon^2)^2} + \frac{1}{(5^2 + \epsilon^2)^2} + \dots \\ &= \frac{\pi}{8\epsilon^3} \frac{\text{Sh } \pi \epsilon - \pi \epsilon}{\text{Ch } \pi \epsilon + 1} \end{aligned} \right\} (C)$$

Der ziemlich umständliche Nachweis der unbeschränkten Gültigkeit dieser Summenformeln möge hier ausbleiben, da er in später zu veröffentlichenden allgemeineren Lösungen viel einfacher indirekt geliefert werden wird.

Nach dem Obigen wird also:

$$M'_{1\max} = \frac{Q}{8} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} F_1(\epsilon); \quad M'_{2\max} = \frac{Q}{8} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} F_2(\epsilon) \quad \dots (D)$$

mit abkürzenden Bezeichnungen:

$$F_1(\epsilon) = \frac{\text{Sh } \pi \epsilon + \pi \epsilon}{\text{Ch } \pi \epsilon + 1}; \quad F_2(\epsilon) = \frac{\text{Sh } \pi \epsilon - \pi \epsilon}{\text{Ch } \pi \epsilon + 1}$$

Einige Werte von F_1 und F_2 sind in der untenstehenden Zahlentafel enthalten. Die Bedeutung der lastverteilenden Plattenwirkung tritt hier besonders deutlich hervor, wenn man diese Berechnung¹²⁾ mit der üblichen praktischen vergleicht. Der Konstrukteur sucht nämlich diejenige Breite u des von der Belastungslinie halbierten Plattenstreifens abzuschätzen, welche bei freier Auflagerung mit der Spannweite b (< a) unter gleichförmig verteilter Gesamtlast Q dieselbe höchste Biegebungsbeanspruchung wie die Platte erleidet.

$\epsilon = 0,5$	1	1,5	2	2,5	3
$F_1(\epsilon) = 1,103$	1,167	1,065	1,020	1,005	1,001
$F_2(\epsilon) = 0,2082$	0,6677	0,8993	0,9430	0,9931	0,9984

Durch das Gleichsetzen der maximalen Momente in beiden Fällen gelangen wir zu den Gleichungen:

$$\frac{Qb}{8u_1} = \frac{Q}{8} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} F_1(\epsilon); \quad \frac{Qb}{8u_2} = \frac{Q}{8} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}} F_2(\epsilon)$$

aus denen die reduzierten Streifenbreiten u_1, u_2 für die beiden Momente, und zwar

$$u_1 = \frac{b}{F_1(\epsilon)} \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}; \quad u_2 = \frac{b}{F_2(\epsilon)} \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \quad \dots (F)$$

genau berechnet werden können. In dem obigen praktischen Sinne wird also durch die Plattenwirkung die betrachtete Linienbelastung auf einen Streifen verteilt, dessen Breite bis an die Spannweite b heranreicht. Bei $\epsilon > 2$ kann sogar genügend genau

$$u_1 = b \sqrt[4]{\frac{B_2}{B_1}}; \quad u_2 = b \sqrt[4]{\frac{B_1}{B_2}} \quad \dots (G)$$

gesetzt werden.

¹²⁾ Da für die bewehrten Betonplatten die reduzierten Querdehnungszahlen $\frac{1}{m_1}, \frac{1}{m_2}$ gewiß kleine Werte haben, so kann näherungsweise $M_1 = M_1, M_2 = M_2$ gesetzt werden.

Nachtrag. In der Wirklichkeit lastet die Zwischenwand auf einem Streifen von der endlichen Breite $a_1 = \alpha_1 a$, und mit der Vergrößerung dieser Breite (bei gegebener Gesamtlast Q) müssen die Höchstwerte der Momente M_1 und M_2 abnehmen. Diese Abnahme dürfte besonders deutlich bei M_1 hervortreten. Es folgte in der Tat aus diesbezüglichen Rechnungen, beispielsweise für $\varepsilon = 1$ und $\alpha_1 = 0,05$ bis $0,10$, daß die Momentenwerte M_1 rd. um $6,5$ bis $12,5$ vH kleiner ausfallen, als entsprechende Werte bei der Annahme einer Linienbelastung (d. h. für $\alpha_1 = 0$). Zur Berechnung

dienten folgende strenge Formeln, deren Ableitung im Zusammenhang mit anderen praktisch wichtigen Lösungen später erscheinen möge:

$$M_1'_{\max} = \frac{Q}{8} \sqrt{\frac{B_1}{B_2}} \cdot F_1(\varepsilon, \alpha_1); \quad \alpha_1 = \frac{a_1}{a}$$

$$F_1(\varepsilon, \alpha_1) = \frac{1}{\alpha_1} \cdot \frac{\operatorname{Ch} \frac{\pi \varepsilon (1 - \alpha_1)}{2}}{\operatorname{Ch} \frac{\pi \varepsilon}{2}} \left[\operatorname{Th} \frac{\pi \varepsilon}{2} - (1 - \alpha_1) \operatorname{Th} \frac{\pi \varepsilon (1 - \alpha_1)}{2} \right] \quad (H)$$

OBERBAU- UND MINISTERIALDIREKTOR F. KRAUSE †.

Infolge eines Schlaganfalles verschied am 12. April der Oberbau- und Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium Friedrich Krause. Geboren am 23. Dezember 1861 zu Hamburg, siedelte er mit seiner Mutter im Jahre 1864 nach dem Tode seines Vaters nach Harburg über. Dort besuchte er die Vorschule und die Realschule I. Ordnung, die er 1881 mit dem Zeugnis der Reife verließ. Nach anfänglichem Architekturstudium widmete er sich in München und Berlin dem Studium der Bauingenieurwissenschaften und legte Ende 1885 die Regierungsbauführerprüfung ab. Von 1886—1889 war er unter Dirksen beim Umbau der Kölner Bahnanlagen sowie auf der Neubaustrecke Trier—Hermeskeil tätig. Die außerordentliche Begabung und das gediegene fachliche Können des jungen Regierungsbauführers erweckten schon damals die Aufmerksamkeit seiner Vorgesetzten. Auch die Bauten, die Krause nach Ablegung seiner Regierungsbaumeisterprüfung von 1889—1893 bei der Herstellung des 3. und 4. Gleises Berlin—Zehlendorf—Wildpark entwarf und ausführte, zeugten von hervorragendem technischen Können und dienten bei dem Ausbau der Berliner Vorortbahnen vielfach als Muster. Vom Herbst 1893 ab war er als Hilfsarbeiter bei der Eisenbahndirektion Breslau mit der Bearbeitung der Entwürfe zum Umbau des Oberschlesischen Bahnhofs betraut und wurde Anfang 1901 nach seiner Ernennung zum Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Vorstand der Bauabteilung Schweidnitz. Bereits im folgenden Jahre wurde Krause ins preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten als Hilfsarbeiter berufen, wo er bis zur Übernahme des Eisenbahnbetriebsamts Cottbus im Jahre 1905 verblieb. Als Mitglied der Eisenbahndirektion Frankfurt a. M. verwaltete er von 1909 an zunächst ein bautechnisches und sodann ein betriebstechnisches Dezernat, bis er Ende 1911 als Nachfolger des Geh. Oberbaurats Schürmann zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Referenten ins Ministerium der öffentlichen

Arbeiten berufen und am 1. April 1912 zum Geh. Baurat und Vortragenden Rat ernannt wurde.

Bei Beginn des Weltkrieges wurde Krause dem Chef des Feldeisenbahnwesens Ost als höherer Eisenbahntechniker beigegeben und hatte hier die schwierigen betriebstechnischen Aufgaben des Bewegungskrieges und der Versorgung der Heere von der Heimat zu lösen. Als die in Besitz genommenen Bahnen des östlichen Kriegsschauplatzes auch im Interesse der Bevölkerung nutzbar gemacht wurden, war Krause von Herbst 1915 bis zum Kriegsende als Geh. Oberbaurat Vorstand des deutschen Eisenbahnverwaltungsrats der russischen Bahnen in Warschau.

Mit Beendigung des Weltkrieges nahm er seine Tätigkeit im Ministerium der öffentlichen Arbeiten wieder auf. Aber schon am 22. Mai 1919 wurde er unter Beförderung zum Oberbau- und Ministerialdirektor Leiter der Bauabteilung und blieb auf diesem für die Eisenbahntechnik so bedeutungsvollen Posten auch nach Übergang der preußischen Staatsbahnen an das Reich, bis er auf Grund der Abbauverordnung Ende März im Alter von 62 Jahren in den vorläufigen Ruhestand treten mußte.

Trotz der vielen Auszeichnungen, die ihm im Frieden und im Krieg zuteil wurden, blieb Krause ein schlichter Mann, der nur seine Befriedigung in sachlicher Arbeit fand und mit seinem reichen Wissen auf dem Gebiete des deutschen Eisenbahnwesens sein Amt mit hohem Pflichtgefühl verwaltete. Von seinen Untergebenen verlangte er strenge Pflichterfüllung, hatte aber stets für jeden trotz seiner Zurückhaltung im persönlichen Verkehr ein warmfühlendes Herz. Durch seinen lauter Charakter, sein strenges Pflichtgefühl, seine peinliche Gewissenhaftigkeit und seinen nur auf das Sachliche gerichteten Sinn wird er uns stets ein Vorbild eines echten altpreußischen Beamten bleiben.

Prof. Dr.-Ing. W. Müller, Dresden.

ZUR INTEGRALAUSWERTUNG UND ERMITTLUNG VON VERSCHIEBUNGSGRÖSSEN BEI STATISCH UNBESTIMMTEN TRAGWERKEN.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. Luz. David.

Bei der Berechnung der statisch unbestimmten Größen vollwandiger Tragwerke mit Hilfe der Elastizitätsgleichungen ist die rasche Auswertung von Integralen, beispielsweise von der Form $\frac{1}{EI} \int M_i M_k ds$ von großem Nutzen. Zum Ziele kommt man hierbei immer mit den Trapezformeln¹⁾. Durch Ausbau der letzteren läßt sich indessen ein Verfahren²⁾ herleiten,

welches mit einiger Zeitersparnis verbunden ist. Es geht von dem Grundgedanken aus, daß in dem Ausdruck $\frac{1}{EI} \int M_i M_k ds$ eines der beiden Momente konstant ist, das andere dagegen veränderlich. In dem für die Auswertung in Betracht kommenden Integral wollen wir nun nach dem veränderlichen Moment M_k ordnen, so daß alle übrigen Größen nunmehr zu einer einzigen Gesamtkonstanten zusammengezogen werden können,

1) Müller-Breslau, Graph. Statik II/2 S. 101.

2) Es soll damit nicht etwa irgend eine Priorität darauf erhoben werden; in anderem Kleide findet sich die Formel schon in Müller-Breslau, Neuere Methoden § 17/3; dort ist die Gruppe der Konstanten in dem Integral $\int M_i M_k ds$ als el. Gewicht hergeleitet, dgl. in Arm. Beton 1919 von Dr. Kammer. In vorliegendem ist jedoch von den Trapezformeln ausgegangen worden.

In Abb. 1 bedeuten:

M_{n-1}^k, M_n^k die senkrecht zur Stabachse aufgetragenen Momentengrößen irgend eines Belastungszustandes (z. B. $X_a = 0, X_b = 0 \dots$)

M_{n-1}^i, M_n^i die Momentengrößen irgend eines zweiten Belastungszustandes (z. B. $X_a = 1, X_b = 1, \dots$)
 s_n, s_{n+1} die Längen der im Punkte n zusammentreffenden Stäbe.

Für den Fall, daß die Stäbe gleiches E und J haben wird

$$\int_{n-1}^n M_i M_k ds = \frac{s_n}{6} [M_{n-1}^k (2 M_{n-1}^i + M_n^i) + M_n^k (2 M_n^i + M_{n-1}^i)] \dots (1)$$

$$\int_n^{n+1} M_i M_k ds = \frac{s_{n+1}}{6} [M_n^k (2 M_n^i + M_{n+1}^i) + M_{n+1}^k (2 M_{n+1}^i + M_n^i)] \dots (2)$$

Von obigen Integralwerten wollen wir nun lediglich den auf den Punkt n allein entfallenden Beitrag der Trapeze M_k be-

Balken (Abb. 2) der EJ-fache Drehwinkel am Auflager gleich dem Auflagerdruck infolge der Momentenfläche als Belastung:

$$\tau_a = \frac{D_a}{EJ} = \frac{Fb}{EJl}; \quad \tau_b = \frac{D_b}{EJ} = \frac{Fa}{EJl}$$

Wenn wir also bei unserm Stabzuge Abb. 1 (unter Annahme von konst. E u. J) den Auflagerdruck im Punkte n infolge der durch die M_i -Fläche belasteten beiden Balken s_n und s_{n+1} bestimmen, so erhält man:

$$\omega_n = \frac{M_{n-1}^i s_n}{2} \cdot \frac{1}{3} + \frac{M_n^i s_n}{2} \cdot \frac{2}{3} + \frac{M_n^i s_{n+1}}{2} \cdot \frac{2}{3} + \frac{M_{n+1}^i s_{n+1}}{2} \cdot \frac{1}{3}$$

$$= \frac{1}{6} [M_{n-1}^i s_n + 2 M_n^i (s_n + s_{n+1}) + M_{n+1}^i s_{n+1}]$$

Dann ist der M_k -fache Wert:

$$M^k \omega_n = M_n^k \frac{1}{6} [M_{n-1}^i s_n + 2 M_n^i (s_n + s_{n+1}) + M_{n+1}^i s_{n+1}]$$

Man erkennt, daß diese mit Gl. (3) identische Gleichung nichts anderes darstellt, als den M^k -fachen Auflagerdruck im Punkte n , entstanden aus der Momentenfläche M_i als Belastung; zugleich ist ω_n gleich der Summe der Drehwinkel τ_a u. τ_b infolge obiger Belastung (Abb. 3).

Dieselbe Betrachtung könnte man nun auch für die Punkte $n-1$ und $n+1$ anstellen. Das Ergebnis bleibt selbstverständlich

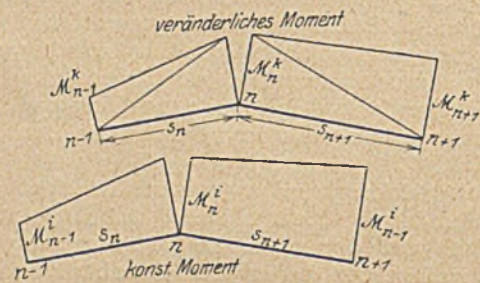


Abb. 1.

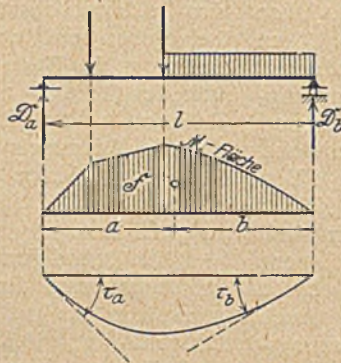


Abb. 2.

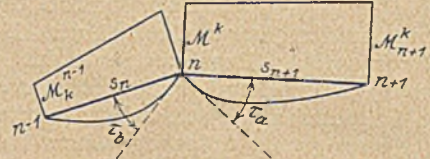


Abb. 3.

rücksichtigen, es werden dann in Gl. (1) u. (2) M_{n-1}^k und M_{n+1}^k gleich Null, somit auch jene Produkte, die einen dieser Werte enthalten. Es wird daher der Anteil des Punktes n am Integral:

dasselbe, nur ändern sich in Gl. (3) die Indizes.

Um also das gesamte Integral beispielsweise für ein ein fach statisch unbestimmtes Tragwerk auszuwerten, kann man sich zweckmäßig der

Tabelle I.

Punkt	s_n	M_a		ω	$M_a \omega$		Eigengewicht		Schnee links		Wind		Kran	
		+	-		+	-	M_0^g	$M_0^g \omega$	M_0^s	$M_0^s \omega$	M_0^w	$M_0^w \omega$	M_0^{kr}	$M_0^{kr} \omega$
		+	-		+	-	+	-	+	-	+	-	+	-
1														
2														
3														
...														
					$\sum M_a \omega$		$\sum M_0^g \omega$		$\sum M_0^s \omega$		$\sum M_0^w \omega$		$\sum M_0^{kr} \omega$	
					$X_a^g = \frac{\sum M_0^g \omega}{\sum M_a \omega}$		$X_a^s = \frac{\sum M_0^s \omega}{\sum M_a \omega}$		$X_a^w = \frac{\sum M_0^w \omega}{\sum M_a \omega}$		$X_a^{kr} = \frac{\sum M_0^{kr} \omega}{\sum M_a \omega}$			

j s n

Tabelle I bedienen, eine Berechnungsweise³⁾, die sehr schnell und übersichtlich damit durchgeführt werden kann.

Liegt hingegen ein beliebiges, mehrfach unbestimmtes Tragwerk vor, so sind zunächst nach Ermittlung der M_a, M_b, M_c, \dots Momente die $\omega_a, \omega_b, \omega_c, \dots$ Werte zu berechnen (man erhält

natürlich so viele Arten ω -Werte als statisch unbestimmte Größen vorliegen); damit gewinnt man die Verschiebungen:

$$\delta_{aa} = \sum M_a \omega_a$$

$$\delta_{bb} = \sum M_b \omega_b$$

$$\delta_{cc} = \sum M_c \omega_c$$

$$\delta_{ab} = \sum M_a \omega_b \text{ zur Probe: } = \sum M_b \omega_a$$

$$\delta_{ac} = \sum M_a \omega_c \dots \dots = \sum M_c \omega_a$$

$$\delta_{bc} = \sum M_b \omega_c \dots \dots = \sum M_c \omega_b$$

$$\int_{n-1}^{n+1} M_i M_k ds = \frac{s_n}{6} [M_n^k (2 M_{n-1}^i + M_n^i)] + \frac{s_{n+1}}{6} [M_n^k (2 M_n^i + M_{n+1}^i)],$$

man erkennt, daß hierin sämtliche Werte konstant sind mit Ausnahme der M^k . Das Integral lautet somit:

$$\int_{n-1}^{n+1} M_i M_k ds = M_k \frac{1}{6} [M_{n-1}^i s_n + 2 M_n^i (s_n + s_{n+1}) + M_{n+1}^i s_{n+1}] \dots (3)$$

Hierzu kann man auch noch auf einem andern Wege gelangen: Wie bekannt, ist bei einem beliebig belasteten

³⁾ In dieser Form wird seit 1910 in den Übungen des Herrn Geh. R. S. Müller a. d. Techn. Hochsch. Berlin gerechnet.

Bisher wurde vorausgesetzt, daß die Stäbe s_n und s_{n+1} gleiches E u. J haben. Ersteres ist so gut wie immer der Fall. Sollten dagegen die Stabteile verschiedene Trägheitsmomente aufweisen, so wären in Gl. (3) die Größen s_n und s_{n+1} einfach zu ersetzen durch die Werte s'_n und s'_{n+1} , wobei dann $s'_n = \frac{s_n J_c}{J_n}$ und $s'_{n+1} = \frac{s_{n+1} J_c}{J_{n+1}}$ bedeutet.

Es kann wohl gesagt werden, daß durch die Berechnung mit Hilfe der Werte ω (gegenüber den vielfach angewendeten Trapezformeln) viel Zeit und Arbeit gespart werden kann und zwar um so mehr, je größer die Anzahl der zu untersuchenden Belastungszustände ist.

Die geschilderte Berechnungsweise gilt ganz allgemein für alle beliebigen Belastungszustände und beliebige Tragwerke mit der vorläufigen Einschränkung, daß die Last-

Tabelle II.

Belastung	Auflagerdrücke auf der Momentenfläche	
	\mathfrak{A}	\mathfrak{B}
	$\frac{P a}{6 l} (l^2 - a^2)$	$\frac{P b}{6 l} (l^2 - b^2)$
	$\frac{P l^2}{16}$	$\frac{P l^2}{16}$
	$\frac{g l^2}{24}$	$\frac{g l^2}{24}$
	$\frac{7}{360} P l^3$	$\frac{8}{360} p l^3$
	$\frac{M l}{6}$	$\frac{M l}{3}$

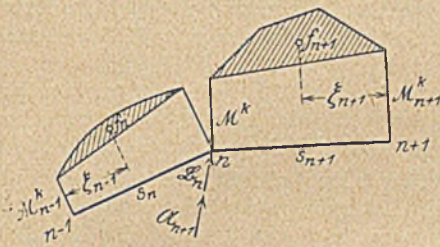


Abb. 4.

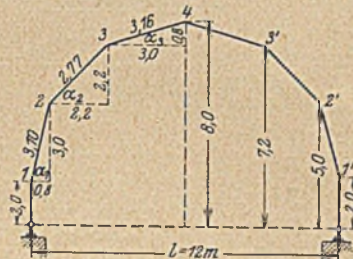


Abb. 5.

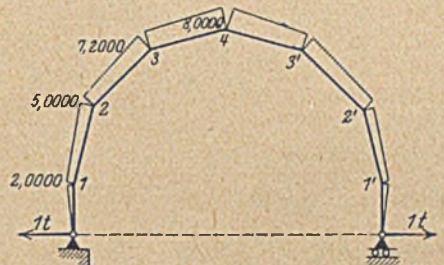


Abb. 6. M_n -Momente in tm.

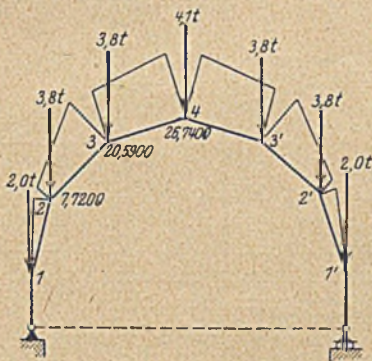


Abb. 7. M_0 -Momente infolge Eigengewicht in tm.

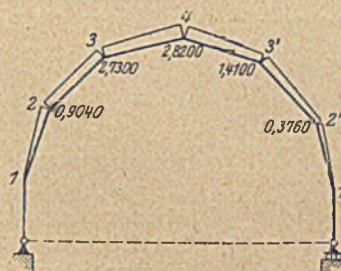


Abb. 8. M_0 -Momente infolge Schnee links.

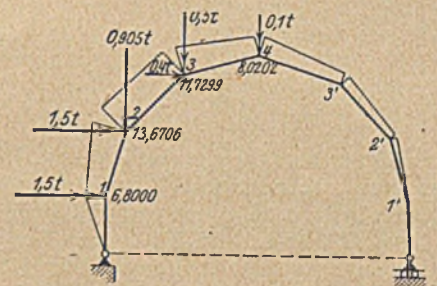


Abb. 9. M_0 -Momente infolge Wind links.

Tabelle III.

Punkt	ω	M_n	$M_n \cdot \omega$	Eigengewicht		Schnee links		Wind links	
				M_0^g	$M_0^g \omega$	M_0^s	$M_0^s \omega$	M_0^w	$M_0^w \omega$
1	5,9833	2,0	11,9666	0	0	0	0	6,8000	40,6864
2	14,1407	5,0	70,7035	7,7200	109,1662	0,9040	12,7832	13,6706	193,3119
3	20,7370	7,2	149,3064	20,5900	426,9748	2,7300	56,6120	11,7299	243,2429
4	24,4373	8,0	195,4984	26,7400	652,4759	2,8200	68,9132	8,0202	195,9920
3'	20,7370	7,2	149,3064	20,5900	426,9748	1,4100	29,2392	4,0101	83,1574
2'	14,1407	5,0	70,7035	7,7200	109,1662	0,3760	6,2421	1,0694	15,0860
1'	5,9833	2,0	11,9666	0	0	0	0	0	0
$\delta_{aa} = 659,4514$				$\delta_{ma}^g = 1724,7579$		$\delta_{ma}^s = 173,7897$		$\delta_{ma}^w = 771,4766$	

übertragung nur in den Knotenpunkten stattfindet; ist dagegen auch eine Belastung zwischen den Knotenpunkten vorhanden, so sind die Festwerte ω leicht dementsprechend wie folgt zu ergänzen. Wie oben gesagt wurde, stellt ω_n den Auflagerdruck der Momentenfläche M^i in n dar. Ist nun der Stabzug von einer Belastung ergriffen, die auch Lasten zwischen den Knotenpunkten aufweist, so werden wie vorher die M^k -Momente berechnet (jetzt natürlich mit Berücksichtigung aller Lasten) und hierzu die Auflagerkräfte infolge der über die Trapeze überschießenden Flächen (Abb. 4) mit dem entsprechenden Vorzeichen hinzugezählt, so daß nunmehr:

$$\omega_n = M_n^k [M_{n-1}^i s_n + 2 M_n^i (s_n + s_{n+1}) + M_{n+1}^i s_{n+1}] + \Delta \omega$$

$$\text{wo } \Delta \omega = \frac{f_{n+1} \xi_{n+1}}{s_{n+1}} + \frac{f_n \xi_n - 1}{s_n} = \mathfrak{A}_{n+1} + \mathfrak{B}_n$$

Für die häufigsten Belastungen sind die Werte \mathfrak{A} u. \mathfrak{B} in Taf II zusammengestellt.

Um nun zu zeigen, daß durch die angegebene Auswertung

erheblich an Zeit gespart werden kann, soll nachstehendes Beispiel angegeben werden, bei dem zum Vergleich einmal die Berechnung in der geschilderten Weise, das andere Mal mit Hilfe der Trapezformeln in der üblichen Weise durchgeführt ist.

Beispiel: Gegeben der in Abb. 5 skizzierte Bogenbinder; der Kürze halber sind gleich die Momentenflächen gegeben. Abb. 6-9.

A. Berechnung mit Hilfe der ω -Werte.

Nach Gl. 3 wird

$$\omega_1 = \frac{1}{6} [0 \cdot 2 + 2 \cdot 2(2 + 3,1) + 5 \cdot 3,1] = 5,9833$$

$$\omega_2 = \frac{1}{6} [2 \cdot 3,1 + 2 \cdot 5(3,1 + 2,77) + 7,2 \cdot 2,77] = 14,1407$$

$$\omega_3 = \frac{1}{6} [5 \cdot 2,77 + 2 \cdot 7,2(2,77 + 3,16) + 8 \cdot 3,16] = 20,7370$$

$$\omega_4 = \frac{1}{6} [7,2 \cdot 3,16 + 2 \cdot 8(3,16 + 3,16) + 7,2 \cdot 3,16] = 24,4373$$

Die ganze übrige Berechnung ist in Tab. III erledigt.

B. Berechnung mit Hilfe der Trapezformeln.

$$\delta_{aa} = 2 \left\{ 2 \cdot \frac{2^2}{3} + \frac{3,1}{3} (2^2 + 2 \cdot 5 + 5^2) + \frac{2,77}{3} (5^2 + 5 \cdot 7,2 + 7,2^2) + \frac{3,16}{3} (7,2^2 + 7,2 \cdot 8,0 + 8,0^2) \right\} = \text{rd } 660$$

Eigengewicht:

$$\delta_{ma}^e = \frac{2}{6} \left\{ 3,1 \cdot 7,2 (2 \cdot 5 + 2) + 2,77 [7,2 (2 \cdot 5 + 7,2) + 20,59 (2 \cdot 7,2 + 5)] + \frac{3,16}{6} [20,59 (2 \cdot 7,2 + 8) + 26,47 (2 \cdot 8 + 7,2)] \right\} = \text{rd } 1726$$

Schnee links:

$$\delta_{ma}^s = \frac{1}{6} \{ 3,1 \cdot 0,904 (2 \cdot 5 + 2) + 2,77 [0,904 (2 \cdot 5 + 7,2) + 2,73 (2 \cdot 7,2 + 5) + 3,16 [2,73 (2 \cdot 7,2 + 8) + 2,82 (2 \cdot 8 + 7,2)] + 3,16 [2,82 (2 \cdot 8 + 7,2) + 1,41 (2 \cdot 7,2 + 8)] + 2,77 [1,41 (2 \cdot 7,2 + 5) + 0,376 (2 \cdot 5 + 7,2)] + 3,1 \cdot 0,376 (2 \cdot 5 + 2) \} = \text{rd } 174$$

Wind links:

$$\delta_{ma}^w = \frac{2}{3} \cdot 2 \cdot 6,8 + \frac{1}{6} \{ 3,1 [6,8 (2 \cdot 2 + 5) + 13,6706 (2 \cdot 5 + 2)] + 2,77 [13,6706 (2 \cdot 5 + 7,2) + 11,7299 (2 \cdot 7,2 + 5)] + 3,16 [11,7299 (2 \cdot 7,2 + 8) + 8,0202 (2 \cdot 8 + 7,2)] + 3,16 [8,0202 (2 \cdot 8 + 7,2) + 4,0101 (2 \cdot 7,2 + 8)] + 2,77 [4,0101 (2 \cdot 7,2 + 5) + 1,0694 (2 \cdot 5 + 7,2)] + 3,1 [1,0694 (2 \cdot 5 + 2)] \} = \text{rd } 771$$

Aus vorstehendem ist leicht zu erkennen, um wie viel bequemer und schneller die erste Berechnungsweise mit Hilfe der ω -Werte ist.

Es wäre noch hinzuzufügen, daß die übliche elementare Auswertung der Verschiebungen (als Summe der statischen Momente der Momentenflächen $\sum F \cdot y$) natürlich ebenfalls tabellarisch durchgeführt werden könnte; man kann sich jedoch leicht überzeugen, daß infolge der Notwendigkeit für jeden einzelnen Belastungszustand die Inhalte der Flächen nebst Schwerpunkten berechnen zu müssen, die Arbeit weit mehr Zeit in Anspruch nimmt.

VERSUCHE MIT PASSIVEM ERDDRUCK.

Von Professor Franzius, Hannover.

1. Allgemeines:

Die Berechnung jedes Bollwerkes, jeder Ufermauer auf hohem Pfahlrost oder mit Brunnengründung usw. erfordert die Kenntnis der Größe des passiven Erddrucks. In der Literatur bekannt gewordene Versuche über passiven Erddruck sind die von Engels, veröffentlicht im Zentralblatt der Bauverwaltung 1903, Nr. 44 und 103, und im Auszug wiedergegeben in seinem Handbuch des Wasserbaues 1923, 3. Auflage, II. Bd., Seite 1566 ff. Die Versuche von Engels sind durchgeführt worden für einen Stab, der sich einseitig an eine Glascheibe legt und nun einer wagerechten Belastung unterworfen wurde. Es ergab sich, daß der auf den Stab ausgeübte passive Erddruck etwa so groß ist, wie der Druck, den eine Flüssigkeit vom Gewicht des Sandes auf den Stab ausüben würde. Engels sagt in seinem Buche: „Er (der Grenzwert) entspricht also ziemlich genau dem sogenannten hydrostatischen Zustande, in welchem die Größe $\frac{p}{t}$, wie in einer Flüssigkeit, nach allen

Richtungen den gleichen Wert $\frac{p}{t} = \gamma = 1600 \text{ kg/cbm}$ hat“. Der Versuchssand hatte ein Gewicht von 1600 kg/cbm. *Diese für die Beanspruchung von einzelnen Pfählen auf passiven Erddruck sehr wertvolle Feststellung erklärt sich, und wird auch von Engels erklärt, durch eine Umlagerung der Sandteilchen, die bei der Überschreitung des hydrostatischen Zustandes eintritt. — Die Erklärung ist gegeben durch die große Bewegungsmöglichkeit des Sandes vor dem Einzelfahl. Wird der von Engels gefundene Druck überschritten, dann weicht der Sand vor dem Pfahl aus, gleitet an den beiden Pfahlseiten entlang, um sich hinter dem Pfahl wieder zusammenzuschließen. Der Pfahl wird durch den Sand hindurchgepflügt. Die Versuche von Engels sind also nur gültig für Einzelfähle, aber nicht für Pfahlwände. Will man sie auf Pfahlwände anwenden, so ergibt sich ein unlösbarer Widerspruch zu der Coulombschen Theorie. Die Richtigkeit der Coulombschen Theorie ist aber durch die Versuche von Winkelmann, Müller-Breslau u. a. für aktiven Erddruck so gut wie erwiesen.

Für passiven Erddruck hat Max Möller¹⁾ in Braunschweig einen Versuch gemacht, der gezeigt hat, daß bei Erzeugung von passivem Erddruck flach liegende Gleitflächen entstehen, die gleichfalls auf eine Übereinstimmung mit der Coulombschen Theorie hinweisen. Auch Krey rechnet in seinem Buche über Erddruck, 1918, Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn, mit Werten, die nach Coulomb und Rebhann abgeleitet sind. Allen diesen mehr theoretischen Annahmen über die Größe des passiven Erddrucks standen aber bisher die Versuche von Engels gegenüber. Auffällig ist auch die Erscheinung, daß in den alten Auflagen der Hütte Werte für die Größe des passiven Erddrucks angegeben sind, daß diese aber in den neueren Auflagen fehlen. Es ist unleugbar eine Lücke entstanden, die um so fühlbarer ist, als die Berechnung solcher wichtigen Bauwerke, wie sie eingangs genannt worden sind, ohne die Kenntnis der Größe des passiven Erddrucks nicht möglich ist.

Es sind deshalb seitens des Verfassers Versuche über passiven Erddruck angestellt worden, deren Ergebnisse im folgenden mitgeteilt werden sollen. Da Laboratoriumsversuche immer mit einer großen Vorsicht auf die Wirklichkeit übertragen werden müssen, wurde eine Versuchseinrichtung erbaut, die Erdschüttungen bis zu 1,5 m Höhe zuließ. Die Versuche konnten aber nur bis zu einer Schütthöhe von 1 m durchgeführt werden, weil die auftretenden Kräfte so groß waren, daß die Widerstandsfähigkeit des Apparates bereits bei dieser Schütthöhe erreicht war, zum Teil sogar überschritten wurde. Dem Apparat wurde eine etwas umständliche Bauart gegeben, weil die Versuche für passiven Erddruck mit solchen für aktiven Erddruck verbunden werden sollten. Es sollten hinter der verschiebbaren Druckwand keinerlei Antriebsmaschinen wirken, die den aktiven Erddruck in seiner Entwicklung stören konnten. Diese Absicht der gleichzeitigen Ausführung von aktiven Erddruckversuchen mußte aber aufgegeben werden. Ein neuer Apparat, dessen Erbauung im Gange ist, wird daher eine wesentlich einfachere Form erhalten.

1) Max Möller, Erddruck-Tabellen, Leipzig 1902.

Daß die Größe des aktiven Erddrucks vor Erzeugung des passiven Erddrucks in den Dynamometern abgelesen werden könnte, ist ohne weiteres ersichtlich. Die Versuche ergaben aber eine derartige Größe des passiven Erddrucks, und eine solche Kleinheit des aktiven, daß Schlüsse über die Größe des aktiven Erddrucks nicht gezogen werden konnten. Es hätten hierfür besonders empfindliche Dynamometer verwandt werden müssen, die vor Beginn jedes Versuchs mit passivem Erddruck durch stärkere Dynamometer hätten ersetzt werden müssen. Solche kleineren Apparate standen nicht zur Verfügung. Die ganzen Versuche wurden zudem durch einen dauernden Geldmangel in empfindlichster Weise gehemmt. Bei dem neuen Versuchsapparat sollen aber die fehlenden Apparate angebracht werden. Die ganzen Versuche sind als Vorversuche zu betrachten, die die Fingerzeige für die beabsichtigten Hauptversuche gegeben haben. Die Ergebnisse sind aber schon so bestimmter Natur, daß sie der Allgemeinheit nicht vorenthalten werden dürfen. Es sind bereits Grenzwerte für den passiven Erddruck gefunden worden, deren Größe wahrscheinlich in Wirklichkeit überschritten werden wird.

2. Der Versuchsapparat:

Ein idealer Apparat für Versuche mit passivem Erddruck müßte es ermöglichen, zwischen Glaswänden eine

liegenden Versuchen, da sie völlig den Charakter von Vorversuchen hatten, auf ihre Ermittlung verzichtet werden. Auf die unmittelbare Messung der senkrecht an der Wand wirkenden Reibungskräfte des Erddruckes konnte auch vorläufig deshalb verzichtet werden, weil nur die Versuche mit senkrechter Erddruckwand und horizontal abgeglicherer Erdfläche durchgeführt werden konnten.

Der Versuchsapparat (Abb. 1 2) besteht aus einem Holzfachwerkkasten von rd 5 m Länge, 1 m lichter Breite und 1,5 m innerer Wandhöhe. Er wurde so groß bemessen, daß ein Handantrieb noch möglich war. Die Größe dieses Apparates ermöglicht es, bei den Versuchen den tatsächlichen Verhältnissen tunlichst nahezukommen und vermeidet die bei früheren Erddruckversuchen wegen der geringen Abmessungen der Versuchsapparate erforderlichen Präzisionsmessungen, die besondere Fehlerquellen in sich bergen. Es ist bei der Größe der gemessenen Erddruckkräfte durch besondere Maßnahmen möglich gewesen, die Reibungskräfte der Antriebsmaschine so weit zu beschränken, daß sie im Vergleich zu den gemessenen Erddruckkräften nicht mehr ins Gewicht fielen.

Das Holzfachwerk ist zur Beobachtung der Erdbewegungen mit Tafeln aus Spiegelglas ausgekleidet, die mit Rücksicht auf die zu erwartenden hohen Seitendruckkräfte 20 mm stark gewählt wurden. Trotzdem haben sie bei größeren Füllhöhen dem

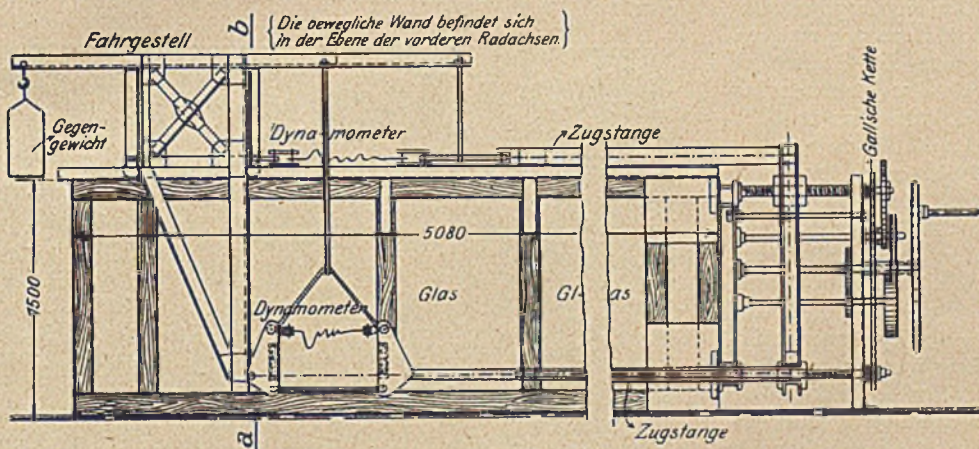


Abb. 1 Seitenansicht.

Abb. 1 u. 2. Versuchskasten 1:50.

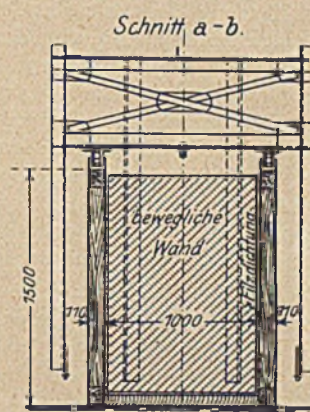


Abb. 2. Querschnitt.

irgendwie geneigte Wand vorwärts zu drücken und während des Druckvorganges folgende Kräfte zu messen:

1. Den wagerechten Druck der Wand an vier Unterstützungspunkten,
2. den senkrechten Druck der Wand nach oben,
3. den Druck der Erde auf die Seitenwände,
4. den Reibungswert des herausgedrückten Erdteiles an der Seitenwand.

Die Kräfte müssen so gemessen werden können, daß Reibungskräfte der Antriebsmaschinen nicht mit gemessen werden. Die Messung der Hauptkräfte, das sind vor allem die wagerecht wirkenden Erddrücke, muß selbstschreibend aufgetragen werden können. Es muß ferner die Ausbildung der Gleitflächen ständig beobachtet werden können. Von diesen Forderungen konnte wegen des Mangels an Mitteln nur ein Teil erfüllt werden. Der Apparat wurde während der Kriegszeit aus Ersparnissen erbaut, die an den beschränkten Mitteln, die für den Lehrstuhl zur Verfügung standen, gemacht wurden. Es mußte nicht nur oft an dem Notwendigsten gespart werden, es konnten auch viele Dinge nur durch das Entgegenkommen der ausführenden Firmen ermöglicht werden. Die Messung zu 4 wurde nicht direkt, sondern nur indirekt durch Einbau einer Mittelwand durchgeführt. Aus diesen Messungen lassen sich dann aber genügend sichere Schlüsse über den Wert zu 2 ziehen. Der Wert zu 3 wäre bei vollkommenen Versuchen als Ergänzung notwendig, es konnte aber bei den vor-

Seitendruck nicht standgehalten. Zur Erzielung eines durchaus gleichmäßigen Reibungsbeiwertes an der Innenwand wurden zudem die Fachwerkpfosten an den Innenseiten, direkt an die Glasscheiben anschließend, ebenfalls mit Glas bekleidet. Zur Sichtbarmachung der Erdbewegung wurden an den Außenflächen dünne Streifen aus Ziegelmehl in den Erdkörper eingestreut. Der beabsichtigte Zweck wurde voll erreicht.

Die bewegliche Wand wird von einem Wagen getragen, der als Eisenfachwerk entworfen ist und mittels vier auf Kugellager laufenden Rädern in zwei zur Verstärkung des oberen Fachwerkbalkens angeordneten U-Eisen fast reibungslos bewegt werden kann. Um den zu erwartenden Kippmomenten vorzubeugen, erhielt der Wagen starke Gegengewichte, die an Winkeleisen mit größerem Hebelarm befestigt sind. Um etwa doch auftretende vertikal gerichtete Kräfte und Kippmomente auszuschalten, wurde die bewegliche Wand genau in der Achse der vorderen Laufräder angeordnet und zudem jedes Abheben der Vorderräder durch eine in derselben Ebene befindliche Führung mit Laufrollen verhindert, die von unten gegen den abstehenden Flansch eines an der Außenseite des oberen Fachwerkbalkens angeordneten Winkelbalkens laufen. Die Wand selbst ist, um möglichst geringe Reibungswerte zu erhalten, mit einer Zinkblechplatte bekleidet. Die Verbindung zwischen Wand und Wagen geschieht biegungsfest durch zwei vom Wagen hinter der Wand herabreichende starke Winkelarme im Dreiecksverband. Die Dichtung zwischen bewegter Wand und den Innenflächen des Kastens ist durch eingelegte starke

Filzstreifen, die durch Federn angepreßt werden, in befriedigender Weise erreicht worden.

Die Antriebsvorrichtung besteht aus drei schweren drehbar gelagerten Spindeln, von denen eine oben in der Mitte, die beiden anderen seitlich unten angeordnet sind. Über die Spindeln gleitet eine steife Rahmenkonstruktion, in der die fest eingebauten Spindelmuttern sitzen. An den Rahmen sind zwei Zugstangen unten seitlich und eine oben in der Mitte gelenkig angeschlossen. Der Antrieb der Spindeln erfolgt durch ein Windwerk mit mehrfachen so großen Übersetzungen, daß bei den größten erwarteten Zugkräften (rd. 15 t) zwei Mann die Kurbel drehen können. Um genau gleichmäßigen Antrieb der drei Spindeln zu erreichen und damit jede Klemmung des steifen Rahmens und jeden ungleichmäßigen Zug am Wagen zu vermeiden, erfolgt die Kraftübersetzung vom Windwerk auf die Spindeln durch eine über die gezahnten drei Spindelköpfe umlaufende gespannte Gallsche Kette. Die Möglichkeit des Windwerkantriebes durch Gleichstrommotor ist vorgesehen.

Die Verbindung des steifen von den Spindeln bewegten Zugrahmens mit dem Wagen erfolgte durch doppelte Flacheisen. Die obere Zugstange greift oben in der Mitte unmittelbar am Wagen an, während die beiden unteren Zugstangen an besonderen Armen befestigt sind, die außerhalb des Kastens vom Wagen herabreichen und ebenfalls im Dreiecksverband biegungsfest mit dem Wagen verbunden sind. In jede Zugstange ist zur Messung der auftretenden Zugkräfte ein Zugdynamometer eingeschaltet. Die von den Dynamometern angezeigten Kräfte ergeben nun Größe und Angriffspunkt der Erddruckkräfte. Man kann sich die Druckwand an den drei Punkten des Zugangriffes aufgehängt denken. Da volle Symmetrie besteht und da die unteren Dynamometer den gleichen Zug anzeigen, wirken diese beiden zusammen wie ein Auflager in der Mitte der Wand unter dem oberen Dynamometer. Die Summe der Auflagerkräfte gibt die Größe der Erddruckkräfte einschließlich der seitlichen Wandreibung an. Aus dem Verhältnis dieser Auflagerkräfte folgt die Lage der Resultierenden aus der Summe von Erddruck und Wandreibung. Bei der Ausführung der Versuche zeigte es sich, daß die Grenze der Leistungsfähigkeit der Dynamometer, die bis 3000 kg Zug messen konnten, sehr schnell erreicht war, da die gemessenen Zugkräfte die theoretisch ermittelten Werte sehr erheblich überstiegen. Es wurde mehr als das Vierfache dessen, was theoretisch nach Coulomb an passivem Erddruck erwartet wurde (einschließl. Wandreibung) gemessen. Es wurde daher in die Zugstangen je ein Gelenkviereck mit den Winkelarmen 1 : 3 eingeschaltet, die Dynamometer wurden nun zwischen die langen Hebelarme eingesetzt und erhielten also nur $\frac{1}{4}$ der tatsächlichen Zugkräfte (Abb. 3). Da alle Verbindungen der Gelenkvierecke sorgfältig gelenkig ausgeführt waren, sind die Messungsergebnisse, die durch Einschalten beider Dynamometer auf einer Seite in ein Gelenkviereck geprüft wurden, als hinreichend genau zu bezeichnen. Um den aus dem eigenen Gewicht der

sind aber die bis jetzt gemachten Versuche ohne die selbstschreibende Einrichtung mit stückweiser Beobachtung durchgeführt worden. Da die Dynamometer unmittelbar vor der Druckwand sitzen, messen sie nur den Erddruck, den Reibungswiderstand der Filzstreifen an den Glaswänden und der Rollen, auf denen der Wagen läuft, und den Reibungswiderstand des bewegten Erdkeiles an den Glaswänden. Die Größe der Filzreibung und der Rollenreibung konnte nicht zahlenmäßig festgestellt werden, da sie zu klein war; die Dynamometer gaben hierbei keinen Ausschlag. Die Reibung war so gering, daß der Wagen von einer Person leicht vorwärts geschoben werden konnte. Dieser Widerstand stand Erddrücken und Seitenreibung gegenüber, die zum Schlusse über 15 t betragen; er war eine vernachlässigbare Größe. — Um die Größe der Seitenreibung des Erdkeiles messen zu können, wurde das Verfahren des Einbaues einer Mittelwand benutzt. Sie bestand aus einer vorn angeschärften 4 mm starken Blechplatte, die am Boden des Kastens angeschraubt wurde und so weit von der Druckwand entfernt war, daß die Druckwand im Endzustand des Versuches dicht vor der Schneide der Mittelwand angelangt war.

3. Die Versuchsergebnisse:

Bisher liegen die Versuchsergebnisse von 55 Messungen vor; die Füllhöhe für die Versuche ist von 40 cm allmählich bis auf 100 cm gesteigert worden.

Der Verlauf des einzelnen Versuchs wurde zunächst genau

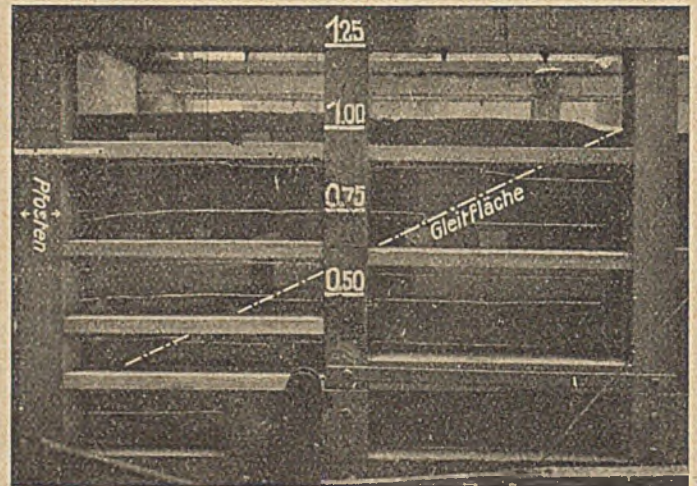


Abb. 4. Lichtbild der Gleitflächen.

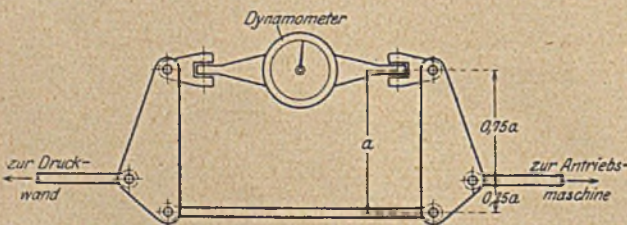


Abb. 3. Gelenkviereck mit Zugdynamometer.

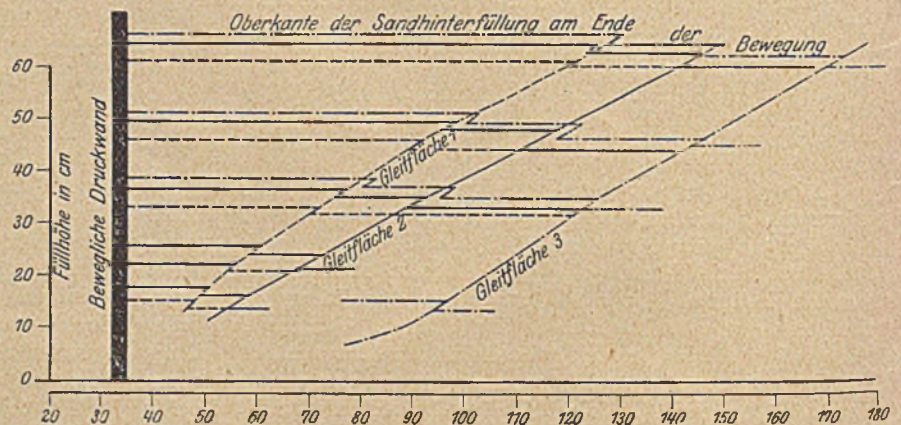


Abb. 5. Zeichnerische Darstellung der Gleitflächen gemäß Versuch.

Zugstangen sich ergebenden Zug bei der Messung auszuschalten, wurden die Zugstangen an dem beweglichen Wagen in der aus der Skizze sichtbaren Weise aufgehängt.

Die Dynamometer wurden von der Firma Schäffer & Budenberg, Magdeburg, geliefert und sind selbstschreibend. Es

verfolgt, um den als sicheren Grenzzustand des Gleichgewichts zu bezeichnenden Zustand einwandfrei festzulegen. Der Vorgang war stets gleichartig. Zunächst tritt infolge der Zusammendrückbarkeit des Sandes eine deutlich wahrnehmbare Bewegung nicht ein, es findet vielmehr eine Zusammenpressung

des Sandes solange statt, bis ein Spannungszustand geschaffen ist, der ausreicht, um die Widerstände der Kohäsion und der Reibung zu überwinden. In diesem Augenblick erfolgt die Trennung des Gleitprismas von der übrigen Erde, und es tritt eine deutlich wahrnehmbare Bewegung des Prismas ein. Die Trennungsfläche kommt beim passiven Erddruck in viel höherem Maße, als es sich beim aktiven gezeigt hat, einer Ebene nahe. Vgl. Abb. 4 (Lichtbild) und 5 (zeichnerische Darstellung). Bis zum Augenblick dieses Bewegungsanfalges ergaben die Messungen ein fast vollkommen gleichmäßiges, dem zurückgelegten Weg der beweglichen Wand also direkt proportionales Ansteigen der gemessenen Zugkräfte. Vom Augenblick der Losreißung an ist sodann eine erhebliche Verlangsamung der Zu-

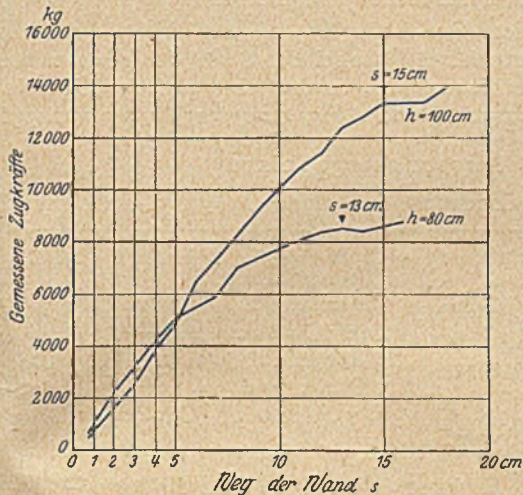


Abb. 6. Entwicklung der Erddrücke bei Vordrücken der Wand.

nahme der Zugkräfte, oft ein Gleichbleiben oder sogar für kurze Zeit ein Zurückgehen der Zugkräfte festzustellen. Diese Erscheinung ist mit einer gewissen Entspannung, die mit der Überwindung der Kohäsion und der Tatsache, daß die ruhende Reibung größer ist als die bewegte, zu erklären. Die als Beispiele beigelegten Auftragsungen der Zug-

kräfte (Abb. 6) erläutern den Spannungszustand in den Zugstangen des Versuchsapparates deutlich. Der Punkt des oberen Grenzzustandes des Gleichgewichtes wurde einwandfrei festgelegt. Die Ermittlung der Größe des passiven Erddrucks aus den gemessenen Zugkräften des Apparates erforderte noch die Berücksichtigung der an den Seitenwänden auftretenden Reibungskräfte. Die Ermittlung dieser Kräfte wurde rechnerisch durchgeführt und durch besondere Versuche mit eingesetzter Mittelwand geprüft. Wie es auch Müller-Breslau hervorgehoben hat, bietet die Benutzung einer Mittelwand die Möglichkeit von Fehlerquellen. Solange aber keine Apparate zur Messung der Wandreibung unmittelbar vorhanden war, war die Mittelwand das beste Mittel, um die Größe der Wandreibungen zu bestimmen. Es zeigte sich bei Versuchen für eine rein theoretische Bestimmung der Seitenreibung, die bis etwa zu $\frac{2}{3}$ der Zahl der Messungen gemacht wurde, wobei der Reibungswiderstand von Sand auf Glas vorher gemessen worden ist, daß eine einwandfreie theoretische Bestimmung nur bei Kenntnis der Drücke, die auf das Glas ausgeübt wurden, möglich war. Die Größe der Drücke, die auf die Seitenwände einwirkten, ließ sich theoretisch nicht ermitteln. Die dann folgenden Versuche mit eingesetzter Mittelwand von nur 4 mm Dicke ergaben dann, daß die Erddrücke nicht wie zuerst errechnet worden war, das Vierfache der nach Coulomb wahrscheinlichen betragen, sondern nur etwa das Doppelte dieser Kräfte. Die seitlichen Druckkräfte waren wesentlich größer als vermutet wurde. Es wurde eine besondere Methode für die Berechnung der Seitenreibung herausgearbeitet. Es ergab sich z. B. für einen Versuch bis 62 cm Schütthöhe:

Messung 51 ohne Mittelwand.

Gesamtzug der Maschine	$z = 4000$ kg.
Keillänge an der Seitenwand	121 cm,
Seitenreibung	1515 „
Erddruck	2485 kg.

Messung 31 mit Mittelwand.

Gesamtzug der Maschine	$z = 7800$ kg.
Keillänge an der Seitenwand	87 cm
„ „ „ Mittelwand	91 „
Abstand der Druckwand von der Schneide der Mittelwand	11 „
Einfluß der Zusammenpressung durch die Mittelwand	282 „
Errechnete Seitenreibung an den Glaswänden	2120 „
„ „ an der Mittelwand	2920 „
Erddruck	2478 kg

Nach einer zweiten Auswertungsart ergab sich als Erddruck 2490 kg.

Abb. 7 zeigt eine Aufsicht auf die Sandoberfläche nach Herauspressen des Erdkeiles a) ohne Mittelwand (ausgezogen), b) mit Mittelwand (punktirt). Die neuesten Versuche mit geschmierter Wand (s. am Schlusse) zeigen weit bessere Bilder. Hier sieht die obere Kante des Prismas an der Wand so aus wie der in der Abb. 7 obere Teil der Linie 35, verläuft dann geradlinig bis nahe zur andern Wand, um dann hier ebenso scharf (symmetrisch) abzuknicken. Die stark verkleinerte Seitenwandreibung beeinflusst den Erdkeil hier beiderseits etwa nur noch auf 15 vH der Kastenbreite.

Versuche, die Glaswand durch Blech zu verkleiden, um für Seitenwand und Mittelwand das gleiche Material zu haben, schlugen fehl. Es wurden deshalb vergleichende Reibungsversuche zwischen Sand und Glas sowie Sand und Blech durchgeführt, die ergaben, daß die Reibung zwischen Sand und Spiegelglas ungefähr 0,5, zwischen Sand und Eisenblech etwa 0,8 war, während die Reibung zwischen Sand und Zinkblech mit 0,5 festgestellt wurde. Die Durchführung dieser Reibungsversuche bot besondere Schwierigkeiten, weil der Sand meist an der bewegten Platte haftete und man daher oft die Reibung von Sand auf Sand maß. Eine volle Übereinstimmung zwischen den Vorgängen bei diesen Reibungsversuchen und den Reibungsvorgängen bei den Druckversuchen ist noch nicht erzielt worden. Immerhin gaben aber die Versuche mit Mittelwand jetzt die Möglichkeit, die größten Fehler auszuschneiden und mit genügender Genauigkeit die Seitenreibung festzustellen. Daß

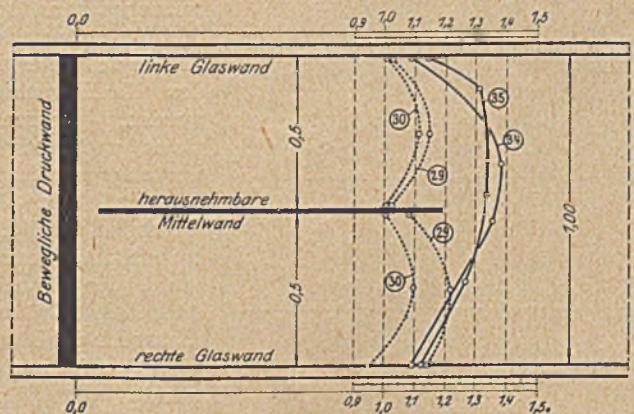


Abb. 7. Aufsicht auf das Gleitprisma ohne und mit Mittelwand.

die Mittelwand immer ein Notbehelf bleiben wird, liegt darin, daß der bewegte Erdkörper in dem Keil zwischen der Schneide der Mittelwand und der Druckwand noch eine besondere Zusammenpressung um die Dicke der Mittelwand erleiden muß.

Welchen Einfluß die Seitenreibung ausübt, kann man sich rein spekulativ wie folgt erklären:

Das Auftreten der Seitenreibung muß eine irgendwie geartete Änderung der Lage der Gleitfläche herbeiführen. Die Gesamtkräfte werden durch die Seitenreibung vergrößert. Es kann die Gleitfläche gesenkt oder gehoben werden. Da

die Erddruckkraft sowohl bei Sinken als bei Heben der Gleitfläche größer wird, so wird eine solche Änderung dieser Fläche von dem Apparat gewählt werden, welche einschließlich der Seitenreibungskräfte die kleinste Gesamtkraft ergibt. (Gesetz vom geringsten Widerstand.) Da der Druck an der Druckfläche der Schubwand in beiden Fällen gleich bleibt, so muß der geringere Reibungswiderstand an den Gläserwänden auftreten bei steilerer Gleitfläche. Diese Betrachtung wird durch den Versuch bestätigt. Der herausgedrückte Erdkeil zeigt in der wagerechten Sandschicht (Abb. 7) eine krumme Form. Die Gleitfläche ist zwar im senkrechten Schnitt parallel zur Kastenachse angenähert eine Gerade, sie ist aber im ganzen tatsächlich eine Mulde mit der Höhlung nach oben. An den Außenwänden steht die Gleitfläche am steilsten, in der Mitte liegt sie am flachsten. Bei kleinen Schütthöhen hört der Einfluß der Seitenwand bald auf, die Gleitfläche geht im Mittelteil der wagerechten Erdfläche in eine Gerade über, ganz ähnlich wie es bei geschmierter Seitenwand auch bei größerer Schütthöhe geschieht, s. o. — Bei eingesetzter Mittelwand krümmt sich die Gleitfläche in der Oberfläche der Schüttung zweimal, die Gleitfläche liegt jetzt an der Mittelwand so wie an der Außenwand, die Außenwandlage kann sich aber gegenüber dem Versuche ohne Mittelwand ändern. Immerhin ist die Lage in beiden Fällen so ähnlich, daß große Fehler durch Benutzung der Mittelwand nicht auftreten können.

Diese Erfahrungen sind besonders wertvoll für den Ausbau eines größeren Versuchskastens.

Diese Zusammenpressung liegt in dem Teil des Erdkeiles, der den größten Einfluß besitzt. Die Zusammenpressung beträgt aber nur 0,4 vH der ganzen Keilbreite. Der entstehende Fehler wurde durch einen besonderen Vergleichsversuch ermittelt

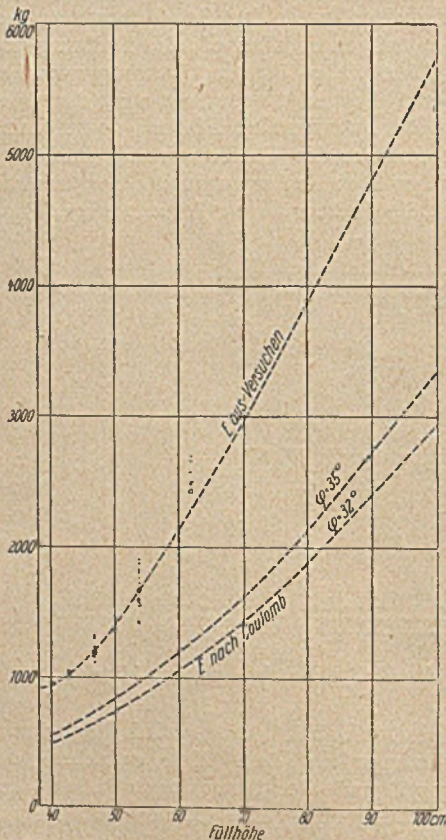


Abb. 8. Zeichnerischer Vergleich von Versuch und Theorie.

und dadurch bei allen anderen Versuchen berücksichtigt. Da der Keil durch die Vorwärtsbewegung der Wand sowieso stark zusammengepreßt werden muß, damit der Druckkeil überhaupt entstehen kann, so darf der nun etwa noch verbleibende Fehler mit in den Kauf genommen werden. — Durch Vergleich mehrerer Auswertungsverfahren für den Fall der Mittelwand und durch außerordentliche vorsichtige Wahl der Annahmen über die Größe des senkrecht zur bewegten Wand auf die Seitenwände des Kastens ausgeübten Druckes konnte erreicht werden, daß die ermittelten Erddruckwerte voraussichtlich noch unterhalb der tatsächlich auftretenden Erddruckgröße liegen.

Die Ergebnisse der bisher vorgenommenen

55 Messungen lasse ich nunmehr folgen. Bei den sich ergebenden Abweichungen für die einzelnen Füllhöhen ist noch zu berücksichtigen, daß es bei der Größe der ganzen Versuchsanordnung und der Menge des verwandten Sandes

nicht möglich war, den Feuchtigkeitszustand des Sandes und damit den Böschungswinkel ρ dauernd in vollkommen gleichem Zustande zu erhalten. Der Wert ρ ist vielmehr zwischen 32° und 35° schwankend anzunehmen. Zum Vergleich über die sich ergebenden Erddruckunterschiede wurde dem Punktbild (Abb. 8) noch die sich rechnerisch ergebenden Erddruckwerte für $\rho = 32^\circ$ und $\rho = 35^\circ$ nach der Theorie vom Prisma des größten Druckes beigelegt. Die Messungsabweichungen wurden für die Rechnung auf die Tatsache hin zugelassen, daß es sich lediglich um Vorversuche handelte, die einen Anhalt für die zukünftigen genaueren Versuche geben und der Erprobung des Versuchsapparates dienen sollten. Das Einheitsgewicht des eingerüttelten Sandes wurde zu 1600 kg f. d. cbm im Mittel festgestellt.

Es ergeben sich danach für $h = 40$ cm bis $h = 100$ cm die folgenden Werte für E_p , wobei nur 8 vH der gewonnenen Ergebnisse ausgeschieden sind, so daß eine günstige Übereinstimmung der Versuchs- und Auswertungsergebnisse vorliegt.

Messungsergebnisse

der horizontalen Erddrücke bei rauher ($\mu = 0,5$) Druckwand.

Nr.	Zahl der Versuche	Schütthöhe in cm	Gemessener Mittelwert von E_p in kg	Theoretischer Wert von E_p nach Coulomb für glatte Druckwand u. $\gamma = 1600$ kg		Mittelwert Coulomb in kg	Überschuß des Meßwertes über den theoretischen Wert des losen Sandes in vH.
				$\rho = 32^\circ$ in kg	$\rho = 35^\circ$ in kg		
1	12	40	936	416	472	444	111
2	2	43	1030	481	545	513	101
3	7	47	1184	574	652	613	93
4	8	54	1656	758	860	809	105
5	4	60	2136	936	1062	999	114
6	8	62	2427	999	1134	1067	128
7	3	70	2930	1274	1446	1360	115
8	5	80	3833	1664	1888	1776	116
9	2	100	5365	2600	2950	2775	93

Zur weiteren Erläuterung werden für die Schütthöhe von 47 cm und 80 cm die Einzelwerte gegeben. Es ergaben sich für $h = 47$ cm folgende Werte:

$E_p 47 = 1318, 1113, 1107, 1127, 1304, 1104, 1220, 1217, 1222, 1145, 1178, 1152, 1185$ kg.

$E_p 80 = 3700, 3820, 3620, 4110, 3650, 4100, 3840$ kg.

Die Unterschiede sind bei der inneren Ungleichmäßigkeit des verwendeten Sandes nicht merkwürdig. Um zu dem Verhältnis der wirklichen Werte zu denen nach Coulomb für losen Sand zu kommen, müssen die wenig zahlreichen Versuche zu 2 und 9 ausgeschieden werden und die andern nach ihrer Anzahl gewertet werden. Es ergibt sich dann ein Überschuß der Meßwerte über die mittleren theoretischen Werte von im Mittel 111 vH. Da es aber zu vermuten ist, daß die Werte, wie sie sich bei den in Aussicht genommenen genaueren Versuchen ergeben werden, wesentlich größer sein werden, als sie jetzt gefunden wurden, so kann man für die Praxis mit einem passiven Erddruck rechnen, der wenigstens gleich dem Doppelten dessen ist, wie er sich nach Coulomb für geschütteten Sand errechnet.

Einen wie großen Einfluß die seitlichen Reibungskräfte ausüben, erhellt daraus, daß sie nach der jetzigen Berechnung in ihrer Größe dem Erddruck gleich sind oder ihn übertreffen. Um zu den wahren Werten zu gelangen, sind noch sehr genaue Arbeiten notwendig, die mit dem neuen Apparat, der demnächst erbaut werden soll, vorgenommen werden sollen.

4. Erklärung für die scheinbaren Abweichungen der Versuchsergebnisse von der Theorie:

Die „aktiven“ Versuche von Müller-Breslau hatten vermuten lassen, daß die Versuchswerte über passiven Erddruck eine ähnliche Übereinstimmung mit der Coulombschen Theorie bringen würden wie die Versuche über aktiven Erddruck. Tatsächlich ergibt sich auch kein Widerspruch.

Wenn man Versuche mit aktivem Erddruck macht, dann ist eine weitgehende Übereinstimmung zwischen Theorie und Versuch dadurch gegeben, daß man die Bewegung und die Kräfte eines Erdkörpers mißt, dessen Eigenschaften man vorher genau feststellen konnte. Man konnte den Böschungswinkel und das Gewicht des Sandes in fast dem gleichen Zustande messen, wie er nachher als abrutschender Keil auftritt. Man kann mit Gewißheit sagen, daß der aktive Erddruck einer eingestampften oder einer eingeschlemmten Hinterfüllung stets wesentlich kleiner sein muß, als man ihn in dem Versuchskasten findet. Nur bei falsch berechneten Mauern oder bei Auftreten ganz ungünstiger Zusammenballung vieler Kräfte (starke Regengüsse mit Bildung von Wassersäcken, übermäßige Mauerbelastung durch Auflasten, Eintreten ganz tiefer außengewöhnlicher Wasserstände, ablandiger Sturm mit Zerren großer Schiffe an Pollern vorn an der Mauer), die eine plötzliche Kippung der Mauer einleiten, kann die Erde wirklich ins Rutschen kommen. Dann treten die theoretisch gefundenen aktiven Erddrücke auf. In solchen Fällen entwickeln sich aber auch passive Erddrücke, die denen gleichkommen werden, die im Versuchskasten gefunden wurden. Sind die Böschungswinkel der ruhenden Erde bei aktivem Erddruck viel größer, als sie die Messung ergab, sind demzufolge auch die aktiven Erddrücke während des Ruhezustandes viel kleiner als der Versuch sie zeigte, so ist das Umgekehrte naturgemäß auch für den passiven Erddruck der Fall. Wir messen den Böschungswinkel für losen geschütteten Sand und stellen für ihn auch das Gewicht fest. Ein Widerlager aus solchem Boden für eine Mauer oder eine Spundwand gibt es aber nicht. Der passive Widerstandsboden ist stets auch vor Eintritt des passiven Erddruckes weitgehend zusammengerüttelt und hat ein größeres Gewicht als der lose geschüttete und einen viel steileren Böschungswinkel²⁾. Infolge der Kohäsion, die niemals ganz beseitigt werden kann, ist der wirkliche Böschungswinkel des zusammengepreßten Sandes oft nicht einmal festzustellen. Man kann ihn nur rückwärts aus der Größe der gemessenen passiven Erddrücke errechnen. Der Unterschied zwischen den Ergebnissen der Coulombschen Theorie und den von mir durchgeführten Versuchen ergibt sich somit zwanglos daraus, daß in dem Versuchskasten durch die Bewegung der Wand erst ein Sandkörper von größerem Gewicht und steilerem Böschungswinkel erpreßt wird, als er in der Formel angenommen werden konnte. Man könnte nun einwenden, daß man in der Praxis nicht darauf warten könnte, bis die Mauer eine solche Bewegung gemacht hat, daß sie einen passiven Erddruck von der Größe, wie sie hier gefunden wurde, erzeugte. Dem ist entgegenzuhalten, daß der Boden in der Wirklichkeit bereits so verdichtet und gelagert ist, daß er nur der Bewegung um wenige Millimeter bedarf, um den notwendigen Zustand des genügenden passiven Widerstandes zu erzeugen. Sowohl Spundwände als auch Ufermauern machen aber Bewegungen um viele Zentimeter ohne jeden Schaden durch. Es ist eine unmögliche Forderung, von einem Bauwerk verlangen zu wollen, daß es Kräfte vor sich nach Art des wirklichen passiven Erddruckes erzeuge, ohne sich zu bewegen. Alle Mauern führen Bewegungen aus, teils rutschender, teils kippender Art. Die Kräfte, die von mir gemessen sind, sind erzeugt worden bei einer Zusammenpressung des Sandes vorwiegend in der Nähe der Druckwand, wobei die Wand bis zur vollen Zusammenpressung 8 bis 15 cm vorrücken mußte. In der Natur ist aber diese Zusammen-

Abgekürzte Erddrucktafel.
Grenzwerte der horizontalen Erddrücke für die lotrechte gerade glatte Wand und wagerechtes Gelände.

Er d a r t	Gewicht des Bodens γ_e in t/cbm	Natürliche Böschungswinkel ϱ	$\operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right)$	$\operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\varrho}{2}\right)$	$E_a = \gamma_e \operatorname{tg}^2\left(45 - \frac{\varrho}{2}\right) W$	$E_p = \gamma_e \left(45 + \frac{\varrho}{2}\right) W = \mu_p W$	Bemerkungen
Trockene Dammerde	1,4	40°	0,22	4,60	0,31 W	6,4 W	Von den bekannten Erfahrungswerten für den Böschungswinkel ϱ des lose geschütteten Bodens sind die Kleinstwerte, die E_a max. und E_p min. ergeben, gewählt worden. $W = \frac{h^2}{2}$, d. h. der Wasserdruck für die Druckhöhe h. Für trockenen Sand ist durch Versuch gefundene E_p bis zu 12 W, in der Wirklichkeit ist bei gewachsenem Sand wenigstens $E_p = 10 W$ zu erwarten. Der Abzug von Auftrieb und Wasserdruck unter Wasser darf nur bei sehr großporigen Bodenarten erfolgen. Der Wasserdruck ist dann besonders hinzuzufügen.
Nasse Dammerde	1,65	30°	0,33	3,00	0,53 W	5,0 W	
Trockene Tonerde	1,6	40°	0,22	4,60	0,35 W	7,3 W	
Nasse Tonerde	2,0	20°	0,49	2,04	0,98 W	4,1 W	
Trockener Sand	1,6	31°	0,32	3,12	0,51 W	5,0 W	
Feuchter Sand	1,8	40°	0,22	4,60	0,4 W	8,3 W	
Nasser Sand	2,1	29°	0,35	2,88	0,74 W	6,0 W	
Nasser Kies	1,86	25°	0,41	2,46	0,76 W	4,6 W	
Grober Sand unter Wasser unter Abzug des Auftriebes und des horizontalen Wasserdruckes	2,1 — 1 = 1,1	25°	0,41	2,46	0,45 W	2,7 W	
Nasser Kies unter Wasser unter Abzug des Auftriebes und des horizontalen Wasserdruckes	1,86 — 1 = 0,86	25°	0,41	2,46	0,35 W	2,1 W	

²⁾ Nach Zurückgehen der Wand wurde im Kasten z. B. $\varrho = 40^\circ$ beobachtet. Es empfiehlt sich aber bei den Rechnungen von dem ϱ des geschütteten Bodens auszugehen.

pressung im Bereich des ganzen Gleitkörpers bereits fast völlig vorhanden, die wirklichen passiven Erddrücke müssen somit größer sein, als die von mir gemessenen.

In Wirklichkeit zeigen also unsere Bauwerke folgendes Bild. Sie werden beansprucht durch aktive Erddrücke, die kleiner sind, als sie von der Coulombschen Formel angegeben werden, sie werden gestützt durch passive Kräfte, die etwa zweimal so groß sind, als sie die Coulombsche Theorie ergibt. Eine gegenseitige Beeinflussung der Erddruckkräfte, die vor und hinter einer Wand wirken, ist unmöglich, wenn man nicht das Gesetz von der Unabhängigkeit der Wirkungen aufheben will.

Ich habe bereits früher in der Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins Hannover 1915 eine ganz einfache Methode zur Berechnung der Erddrücke angegeben. Ich wiederhole diese Angaben hier unter Berücksichtigung der neuerdings gefundenen Werte. Wie Müller-Breslau es nachweist, ist der Erddruck bei Annahme völlig glatter senkrechter Wand und wagerechter Erdoberfläche größer als die wagerechte Komponente eines mit Reibungswinkel aber sonst gleich berechneten Erddruckes. Wenn man also den Erddruck nach der ersten Annahme nach der Formel

$$E_a = \gamma_c \frac{h}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right)$$

berechnet, so bekommt man einen ungünstigeren Wert als bei Ansatz eines schrägen Erddruckes. Man darf dann diesen Erddruck normal zur senkrechten Wand mit einer entsprechenden senkrechten Reibungskraft verbinden, um den wahrscheinlichen Erddruck in ungünstigster Form zu finden. Die obige Formel kann man für jede Bodenart verwandeln in die einfache Formel $E_a = \mu_a W$, worin $\mu_a = \gamma_c \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varrho}{2} \right)$ und $W = \frac{h^2}{2}$ der Wasserdruck von der Höhe h ist. Der Wert μ ist unveränderlich für denselben Boden, W kann für jede Tiefe im Kopf errechnet werden. Für den passiven Erddruck ergibt sich nach Coulomb der Wert

$$E_p = \gamma_c \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right),$$

nach den von mir gemachten Versuchen für trockenen Sand aber

$$E_p' \approx 2 \gamma_c \frac{h^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right) = \mu_p W,$$

worin

$$\mu_p \approx 2 \gamma_c \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varrho}{2} \right)$$

und W der oben genannte Wert für den Wasserdruck ist, γ_c und ϱ aber am lose geschütteten Boden gemessen wurden.

Hieraus ergibt sich eine Tafel der theoretischen Werte für verschiedene Bodenarten, die neben anderen Vorzügen den großen Wert besitzt, daß sie zeigt, wie sich der aktive und der passive Erddruck zu dem Wasserdruck verhält. Es zeigt sich, daß der aktive Erddruck im allgemeinen nur einen Bruchteil des Wasserdruckes groß ist, während der passive nach den neueren Versuchen ein Vielfaches des Wasserdruckes betragen muß. Für trockenen Sand wird der passive Erddruck etwa den Wert von $9 W$ bis $10 W$ annehmen. Zurzeit sind Versuche im Gange, bei denen die Glaswände durch Seife geschmiert und mit Papier belegt sind. Die Reibungskräfte sind dabei auf einen geringen Bruchteil der bisherigen gesunken. Die bisherigen Werte des reinen Erddruckes werden bestätigt.

Es wird stets zweckmäßig sein, den Erddruck auf die meßbaren Beiwerte des geschütteten Bodens zu beziehen, ihn aber nicht nach den unsicheren Beiwerten des gepreßten Bodens berechnen zu wollen. Man wird den Erddruck dort, wo eine senkrechte Reibungskraft vom Bauwerk aufgenommen werden kann, dann als wagerechte Komponente einer schräg wirkenden Erddruckkraft ansetzen³⁾.

Besonderer Dank wird geschuldet der Firma Louis Eilers, Brückenbau, Hannover, die die Versuche weitgehend unterstützt hat, auch hat die Hebezeugfirma Komet, Langenhagen bei Hannover, die Antriebsmaschine zu Selbstkosten geliefert. Um die Durchführung der Versuche haben sich ein besonderes Verdienst erworben meine Assistenten, die Herren Regierungsbaumeister Schiller und Dipl.-Ing. Streck. Auch haben die rührigen Leiter der Hannoverschen Hochschulgemeinschaft die Versuche in dankenswerter Weise unterstützt.

Ein großer neuer Apparat, für den die Mittel zum größten Teil bereits gesichert sind, ist in Arbeit. Er wird eine Druckwand von 2×2 m erhalten und über $100 t$ Druck erzeugen können. Er soll der weiteren und verfeinerten Forschung dienen. Zugleich soll er die Möglichkeit bieten, in Einzelfällen die Sicherheit der Bauausführung dadurch zu erhöhen, daß Wagenladungen von Boden, die eingesendet werden, auf die Größe des passiven Erddruckes untersucht werden. Es können dann Kleinstwerte festgestellt werden, die in der Natur übertroffen werden. Es wird später hierüber berichtet werden.

³⁾ Es sei aber für aktiven Erddruck darauf hingewiesen, daß Erddruck auf Spundwände bei Ufermauern usw. nur dann eine für den Mauerkopf wirkende senkrechte Reibungskraft erhalten darf, wenn die Spundwand so mit der Mauer verankert ist, daß sie senkrechte Kräfte auf den Mauerkopf übertragen kann. Meist ist das nicht der Fall.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE:

Die Bewässerung von Puglia mit Hilfe elektrischer Kraft.

(Nach der „Elettrotecnica“ Nr. 31 1923.)

Im Zeitraum 1909—20, lagen in der Provinz Puglia 348 000 ha Boden wegen Trockenheit oder Versumpfung brach — in ganz Italien 1 708 000 ha.

Im Jahre 1908 schuf man ein Amt für Bohrungen („Ufficio di Trivellazioni“) in Bari, das Grundwasserkarten für die Provinzen Lecce und Taranto verfertigte. Auf Grund dieser Karten erbohrte man tiefe, wasserreiche Brunnen, z. B. den Brunnen Juadah bei Lecce, der die 50 000 Einwohner der Stadt ganz allein versorgt. Diese Tiefbohrungen haben den Zweck, Puglia vor den Folgen der Trockenheit zu schützen, ebenso wie das in Kalifornien geschah. Die Gewinnung des Wassers wird mit Hilfe von elektrischen Pumpenanlagen erfolgen und die dazu erforderliche elektrische Kraft wird von den Wasserkraftanlagen Matese und Sila geliefert.

Statistik des Ausschusses für Bodenverbesserungen.

Bis jetzt sind 148 Konzessionen vom Staat erteilt und zwar 23 für Piemont, 27 für Liguria, 6 für Lombardei, 4 für Umbria, 12 für Lazio, 4 für Campania, 1 für Aolise, 3 für Puglia, 2 für Basilicata, 10 für Calabrien, 27 für Sizilien und 6 für Sardinien.

Es wurden 97 elektrische Pumpenanlagen und 32 andere Schöpfwerke errichtet — besonders in flußarmen Gebieten. Ferner sind 10 Werke erbaut, die von Flüssen oder Quellen gespeist werden.

Die gesamte bewässerte Fläche beträgt 38 000 ha und zwar 607 in Piemont, 55 in Liguria, 1440 in Lombardei, 34 892 in Veneto, 110 in Emilia, 62 in Toscana, 208 in Marche, 26 in Umbria, 215 in Lazio, 18 in Campania, 14 in Puglia, 76 in Basilicata, 162 in Calabrien, 319 in Sizilien und 59 in Sardinien. Die staatlichen Zuschüsse wurden im Verhältnis der Baukosten verteilt.

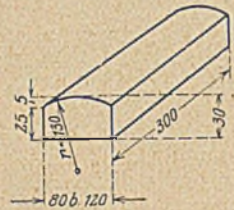
Dr.-Ing. A. Ludin, Berlin.

„Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung“ zu Berlin-Dahlem.

Das Heft 3/4 des Jahrgangs 1923 bringt zunächst aus dem Gebiete des Eisenbaues zwei für weitere Kreise bemerkenswerte Mitteilungen, und zwar einmal über „Vergleichende Zugversuche mit Flacheisenstreifen, durch Nietung bzw. Punktschweißung verbunden, zum anderen über die Formänderungen von Tangentialschienen (-lagern) aus Siemens-Martin-Material unter zentralem Druck. Bei den erstgenannten Versuchen handelte es sich um Flacheisenstreifen von geringer Stärke, von 2,0, 1,5 und 1,2 mm. Die beiden Streifen waren mit zwei Nieten von

rd. 3,5 mm Dmr. verbunden, die einmal hintereinander, zum anderen nebeneinander saßen; in gleicher Weise war auch die Punktschweißung ausgebildet. Es zeigte sich, daß die Niete in allen 3 Versuchsreihen bei 320 bis 640 kg Bruchlast abgeschert wurden, und daß hierbei kein gesetzmäßiger Unterschied der verschiedenen Nietstellung (hinter- und nebeneinander) entsprach. Nur die starken Bleche von 2,5 mm Stärke rissen durch Abscherung der Flächen in den Schweißpunkten, während die dünneren Eisen außerhalb der Schweißstelle zum Bruche gelangten; die Schweißung war also hier fester als das Material. Bei den stärkeren Eisen betrug die Bruchlast 3240 bzw. 2570 kg, je nach der Stellung der Schweißpunkte (hinter- oder nebeneinander), d. h. sie betrug etwa das 6 bzw. 8 fache gegenüber der Bruchlast der Niete auf Abscheren — ein sehr bemerkenswertes Ergebnis.

Die zweite Untersuchung erstreckt sich auf Schienen zur Auflagerung von Trägern, bei der Berliner Untergrundbahn verwendet, wie sie die beifolgende Abbildung wiedergibt; in ihr sind alle Maße in Millimeter enthalten. Die Belastungsversuche im Materialprüfungsamt wurden in der Art ausgeführt, daß die Tangentialschienen zwischen nicht besonders bearbeiteten Flußeisenplatten gedrückt wurden. Hierbei wurden sie mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 200 t/Min. bis zu 100, 300 und 500 t belastet. Die Formänderungen hierbei und die Größen der durch sie bedingten Berührungsflächen sind aus den nachfolgenden beiden Zusammenstellungen zu entnehmen:



Zusammenstellung I.

Be- lastung t	Veränderung der Abmessungen in			
	Schmale Proben		Breite Proben	
	Dicke	Breite	Dicke	Breite
100	0	0	0	0
200	-0,3 bis -0,4	+0,3 bis +0,4	-0,3 bis 0,4	0 bis +0,5
300	-0,8 bis -1,3	+0,7 bis +1,5	-0,6 bis 1,1	+0,2 bis +0,7

Zusammenstellung II.

Belastung t	Größe der Berührungsfläche in				
	Schmale Proben		Breite Proben		
	1.	2.	3.	4.	5.
200	50	—	—	—	—
300	—	77	104	101	74
400	93	—	—	—	—
500	—	115	137	135	116

Bei den schmalen Schienen traten bei Belastung von 190 bis 220 t, bei den breiten bei 90 bis 100 t Fließfiguren an den Stirnseiten auf. Die Größe der Berührungsfläche wurde durch eine zwischen der Tangentialschiene und die über ihr liegenden Druckplatte eingefügte Lage von Blaupapier und weißem Papier festgehalten.

Rechnet man die obigen Versuchsergebnisse nach den bekannten Herz'schen Gleichungen nach, so wird zunächst zu berücksichtigen sein, daß — da bei den Versuchen sich schon Fließfiguren bildeten, die Beanspruchungen der Schienen außerhalb des elastischen Bereiches lagen und bereits stark bleibende Formänderungen eingetreten waren. Eine Nachprüfung der oben mitgeteilten Ergebnisse wird mithin nur den Zweck haben können, zu untersuchen, um ein Wieviel beim Auftreten der Fließfiguren die nach Herz erlaubten Gesamtlasten überschritten waren und welche Breiten hierbei als Druckflächen, im Gegensatz zu den beobachteten, sich hätten ausbilden müssen. Geht man von der hier anzuwendenden Form der Herz'schen Gleichung aus, die sich auf die Druckübertragung zwischen elastisch gleichwertigen Materialien und zwischen einer ebenen Platte und einer Zylinderfläche, nach dem Radius r gekrümmt, beziehen, setzt man ferner den Gesamtdruck an der Berührungsstelle = A, die Länge der Schiene = l und die Elastizitätszahl des Martin-Siemensmetalls zu 2100 kg/cm², endlich die Poissonsche Zahl (u) für letzteres zu 1/3, so sind die beiden Gleichungen maßgebend:

a) für die halbe Berührungsbreite = $\frac{b}{2}$:

$$\frac{b}{2} = \sqrt{\frac{A}{1\pi} \cdot \frac{2\delta}{r}}$$

und b) für die Spannung an der Berührungsfläche:

$$\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{A E}{1r}}$$

Hierin ist:

$$\delta = \frac{4}{E} [(1-u)(1+u)] = \frac{4}{2100} \left[1 - \left(\frac{1}{3}\right)^2 \right] = \frac{8 \cdot 4}{9}$$

$$= rd \frac{3,5}{E} = rd \frac{3,5}{2100} = rd \frac{1}{600}$$

Mit diesem Werte geht Gleichung a) in die Form über:

$$a') \quad \frac{b}{2} = \sqrt{\frac{A}{1\pi} \cdot \frac{r}{300}}$$

Bestimmt man zunächst für einen im äußersten Fall zulässigen Spannungswert $\sigma = 6000 \text{ kg/cm}^2 = 6 \text{ t/cm}^2$ die im Hinblick auf die Maße der Abbildung hierbei erlaubte Lastgröße, so wird nach Gleichung (b):

$$\sigma = 6,0 = 0,42 \sqrt{\frac{2100 A}{30 \cdot 13}}$$

und somit

$$A = \frac{30 \cdot 13 \cdot 6,0^2}{2100 \cdot 0,42^2} = 36,8 \text{ t.}$$

Es zeigt sich somit, daß die Herz'sche Gleichung in den vorliegenden Fällen zu durchaus sicheren Ergebnissen geführt hätte. Da bei den breiten Schienen Rißerscheinungen erst bei rd. 95 t, bei den schmalen bei rd. 200 t eintraten, so sind das Belastungen, die die nach Herz zulässigen um ein rd. 3 bis 6 faches überschreiten.

Aus den Versuchsergebnissen zeigt sich zugleich, daß es günstiger ist, schmale Schienen zu verwenden.

Berechnet man für die obige „Normallast“ von 36,8 t = rd. 36,0 t die Breitenabplattung der Schiene, so wird nach (a'):

$$\frac{b}{2} = \sqrt{\frac{A}{1\pi} \cdot \frac{r}{300}} = \sqrt{\frac{36,0 \cdot 13}{30 \cdot 3,14 \cdot 300}} = rd \ 0,13 \text{ cm.}$$

Demgemäß stellt sich b auf nur 0,26 cm, während bereits bei 200 t Last beim Versuche eine Belastungsbreite von im Mittel $\frac{50}{30} = 1,66 \text{ cm}$ auftrat, die sich bei 500 t im Mittel zu:

$$\frac{115 + 137 + 135 + 116}{4 \cdot 30} = rd \ \frac{126}{30} = rd \ 4,2 \text{ cm}$$

stellte.

Schon diese wenigen Zahlenwerte lassen erkennen, daß die Berechnung von Schienen und Schienengelenken, gleich den hier untersuchten, nach den Herz'schen Gleichungen zu für die bauliche Praxis durchaus verwendbaren Ergebnissen unter Innehaltung sehr erheblicher Sicherheiten führt.

Die Abteilung für Baugewerbe berichtet über den Vergleich von Spritzbeton und handgestampftem Beton¹⁾. Spritzbeton, hergestellt nach zwei verschiedenen Spritzverfahren (A und B), ist im Vergleiche mit handgestampftem Beton auf Druckfestigkeit untersucht worden. Hierbei lieferten die Spritzproben wesentlich höhere Druckfestigkeiten als der Stampfbeton, und zwar nach Verfahren A 396, B 325 kg/cm² gegenüber 191 kg/cm² beim Stampfen. Nach demselben Verfahren wurde Beton auch auf alten Beton aufgespritzt und an den so hergestellten Versuchsstücken die Haftung zwischen neuem und altem Beton bestimmt. Sie betrug nach 28-tägiger Behärtung bei Verfahren A 14,2, bei Verfahren B 13,7 kg/cm². Die höheren Festigkeiten des nach Verfahren A hergestellten Betons sind darauf zurückzuführen, daß infolge der Bauart der Maschine und deren Wirkung hier ein erheblich größerer Streuverlust durch abprallenden Sand als bei Verfahren B eintrat. Dies ließen weitere Versuche erkennen, die das Mischungsverhältnis des Spritzbetons nach seiner Anspritzung und Erhärtung im Verhältnis zu der verwandten Mischung wiedergaben. Während die letztere 1 : 5 betrug, wies der fertige Beton beim Verfahren A eine Mischung von 1 : 2,2, bei B von 1 : 3,5 auf. Die Vermehrung der Festigkeit bei A ist somit auf Kosten der Wirtschaftlichkeit des Verfahrens A zu rechnen und stellt somit keinen Vorzug dieses Verfahrens, sondern einen recht erheblichen Nachteil gegenüber Verfahren B dar²⁾, einen Nachteil, der sich wirtschaftlich alsdann weiter

¹⁾ Vgl. hierzu auch den Aufsatz in Nr. 2 dieses Jahrganges über die Betonspritzmaschine System Moser-Kraftbau. Hier sind die oben wiedergegebenen Zahlenwerte z. T. bereits benutzt worden.

²⁾ Vgl. hierzu auch Heft 2 des vorliegenden Jahrganges.

auswirken muß, wenn der abfallende Sand nicht unmittelbar zur Betonbereitung wieder benutzt wird oder werden kann.

Eine weitere, lehrreiche Untersuchung bezieht sich auf zwar frostbeständige, aber sonst minderwertige gebrannte Dachpfannen. Die Steine erwiesen sich als stark porös, waren auch durchaus ungleich in ihrem Verhalten gegenüber Wasserdurchlässigkeit. Dies wird darauf zurückgeführt, daß beim Dämpfen der Steine keine gleichmäßige Verdichtung der Steinoberflächen erzielt war und somit undichte Stellen verblieben. Wenn mit dieser Erscheinung auch ein leidlich gutes Verhalten bei der Frostprobe im Widerspruch steht, so ist dieser Widerspruch deshalb nur ein scheinbarer, weil bekannt ist, daß stark poröse Baustoffe bei nicht vollkommen dichter Oberfläche bei der künstlichen Frostbeanspruchung oft keinen wahrnehmbaren Schaden erleiden. Trotz der bestandenen Frostprobe mußten demgemäß die hier untersuchten Dachsteine als geringwertige Erzeugnisse beurteilt werden, und zwar auf Grund ihrer mangelnden Wassersicherheit. M. F.

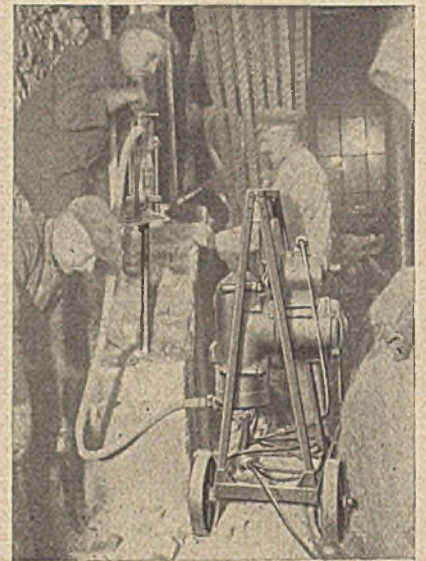
Abräumarbeiten mittels Drucklufthammers.

Von Professor Dr.-Ing. G. Schlesinger, Charlottenburg.

Bei einem äußerst dringlichen Umbau einer sehr engen Kraftzentrale entstand die Notwendigkeit, eine Trennmauer von drei Steinstärke, 6 m Länge und $3\frac{1}{2}$ m Höhe in Zementmörtel sowie einen sehr unbequem stehenden Mauerpfeiler von 2 m Breite, $2\frac{1}{2}$ m Höhe und 0,8 m Stärke, der besonders hart und fest ausgeführt war, weil er das Hauptlager der Dampfmaschine zu tragen hatte, innerhalb vier Tagen und vier Nächten aus dem Wege zu räumen. In den beschränkten Raumverhältnissen war es nicht möglich, mehr als 3 bis 4 Maurer von Hand gleichzeitig arbeiten zu lassen. Wir sahen bald nach Beginn der Arbeit ein, daß es nicht gelingen würde, in der kurzen zur Verfügung stehenden Frist (der Betrieb durfte nicht gestört werden,

und die Auswechslung einer großen Seilscheibe von $4\frac{1}{2}$ m \times 560 mm gegen eine Riemenscheibe konnte nur während der drei Weihnachtsfeiertage erfolgen) nicht ausreichen würde. Helfer in der Not waren zwei Hämmer der Firma C. & E. Fein - Stuttgart mit elektrisch angetriebenem Fein - Kompressor für Preßluftwerkzeuge mit pendelnder Luftsäule (s. Abb.), die beide ihres geringen Stromverbrauches wegen ($1\frac{1}{2}$ bis 3 Amp. bei 220 V) unmittelbar an die Lichtleitung für Gleichstrom angeschlossen werden konnten und ohne jede Vorbereitung, also ohne große Kompressionsanlage innerhalb eines Tages als Passagiergut an Ort und Stelle gebracht werden konnten.

Die Maurer, die, vorher über Kopf, also sehr unbequem, schlagen mußten, haben sich innerhalb zwei Stunden an die Arbeit mit den Hämmern gewöhnt und es konnte die ganze Arbeit von zwei Leuten mühelos in der verfügbaren Zeit bewältigt werden, so daß wir unsere Aufgabe lösen konnten.



WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Beton.

23. Einsturz einer Eisenbetondecke.

Anschließend an das Hauptgebäude eines Warenhauses war ein eingeschossiger, unterkellertes Hofanbau errichtet worden. Die auf Säulen und Unterzügen ruhende Decke wurde etwa 7 Wochen nach ihrer Herstellung ausgeschalt. Dabei stürzte unmittelbar nach dem Wegschlagen einer Stütze der größte Teil der Decke ein. Ein Teil der Umfassungswände wurde mitgerissen und die Kellerdecke stellenweise durchgeschlagen. Der die Ausschaltungsarbeiten leitende Polier hatte die Fortnahme der Stütze angeordnet, trotzdem sie unter starkem Druck stand, worauf er von einigen Arbeitern warnend hingewiesen war. Bei dem Unfall wurden 4 Menschen getötet, unter ihnen der Polier und 5 verletzt. Die statische Berechnung war von der bauausführenden Firma unter Verantwortung eines Oberingenieurs aufgestellt und von der Baupolizeibehörde genehmigt worden. Die Bauleitung lag dem Filialleiter der ausführenden Firma, einem Diplomingenieur und einem Bauführer ob. Die ersten von der Staatsanwaltschaft eingeforderten Gutachten beanstandeten Mängel des Entwurfs und der Bauausführung und führten den Einsturz, abgesehen von dem unvorsichtigen und unsachgemäßen Ausschalen, in der Hauptsache auch auf Fehler in der Berechnung eines Unterzuges zurück, die eine erhebliche Überbeanspruchung dieses Bauteils zur Folge gehabt hätten. Demgemäß richtete sich die Anklage gegen den für die statische Berechnung verantwortlichen Oberingenieur und gegen die Bauleiter, und zwar wegen Verstößen gegen die allgemein anerkannten Regeln der Baukunst und wegen fahrlässiger Tötung.

Weitere, im Laufe des Verfahrens erstattete Gutachten (es wurden im ganzen acht Gutachten von Sachverständigen, darunter von solchen mit bekannten Namen abgegeben) erblickten die eigentliche Ursache des Einsturzes, abweichend von den ersten Gutachten im Versagen einer Säule, deren Beton infolge mangelhafter Beschaffenheit des Zements derart mürbe war, daß sie auch unter einer tadellos durchkonstruierten Decke hätte zusammenbrechen müssen. Druckproben an Betonwürfeln, die den eingestürzten Bauteilen an nicht beschädigten Stellen entnommen waren, hatten eine unzureichende Festigkeit ergeben. Bei der chemischen Untersuchung des Betons war festgestellt, daß das Mischungsverhältnis einwandfrei, daß aber die chemische Zusammensetzung des Zements fehlerhaft war; er wurde von den Sachverständigen als „Kalktreiber“ bezeichnet. Der bemängelten Berechnung des Unterzuges wurde keine ausschlaggebende Bedeutung beigegeben, auch wurde hinsichtlich der Bauausführung das in den ersten Gutachten beanstandete getrennte Betonieren von Steg und Platte als zulässig erachtet.

Das Gericht sprach den Oberingenieur frei und verurteilte die Bauleiter (Diplomingenieur und Bauführer) zu 4 und 6 Monaten Gefängnis. Nach der Urteilsbegründung hat das Gericht die Hauptursache des Einsturzes in der durch die Beweisaufnahme festgestellten schlechten Beschaffenheit des Zements erblickt. Der Einkauf des

Zements fiel in eine Zeit, wo infolge eines Zementarbeiterstreiks großer Mangel an Zement bestanden habe und wo der in den Handel gebrachte Zement von sehr ungleichmäßiger Beschaffenheit und Güte gewesen sei. Dieser im Baugewerbe allgemein bekannte Umstand habe es den Angeklagten zu besonderen Pflicht gemacht, den Zement auf seine Brauchbarkeit zu untersuchen; daß sie dies unterlassen haben, stelle eine grobe Fahrlässigkeit dar. Ein weiteres Verschulden des Bauführers bestehe in der ungenügenden Überwachung der Bauausführung, insbesondere des Ausschalens, da es sich um einen Fall gehandelt habe, bei dem nach § 11 Ziff. 3, dritter Absatz, der Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton vom 13. Januar 1916 besondere Vorsicht geboten war. Die gegen das Urteil eingelegte Revision ist vom Reichsgericht verworfen.

Tagung des Bundes angestellter Chemiker und Ingenieure.

Der Bund angestellter Chemiker und Ingenieure hielt am 5. und 6. April 1924 seine diesjährige Sprechertagung, die von Vertretern aus dem ganzen Reich besichtigt war, in den Räumen des Reichswirtschaftsrats in Berlin ab. Die Tagung brachte neben Referaten über die vom Bund verfolgte Sozial- und Wirtschaftspolitik einen mit großem Beifall aufgenommenen Vortrag des 1. Vorsitzenden Dr. Höfchen Elberfeld über den Stand der angestellten Akademiker in Volk und Wirtschaftsleben, der besonders die historisch ökonomischen Tendenzen der Entwicklung eines besonderen Standes der angestellten und beamteten akademisch gebildeten Techniker beleuchtete. Die Versammlung brachte den einmütigen Willen zum Ausdruck, an dem weiteren Ausbau der Organisation zu arbeiten, die bereits heute 8000 akademisch gebildete naturwissenschaftliche und technische Angestellte und Beamte umfaßt.

Internationaler gewerblicher Rechtsschutz.

Mitgeteilt vom Patentanwaltsbüro Dr. Oskar Arendt, Berlin W 50.

Rußland. Wegen Überfüllung mit Behörden wird das Patentamt von Moskau nach Leningrad (Petersburg) verlegt. Das Patentgesetz ist noch nicht in Kraft getreten. Bei den verschiedenen Annahmestellen des Obersten Volkswirtschaftsrates, für ganz Europa in Berlin, sind bereits zahlreiche Patentanmeldungen registriert worden. Neuerdings können die Unterlagen dabei in deutscher, französischer und englischer Sprache abgefaßt sein. Die Übersetzungen ins Russische können also nachgeliefert werden. Warenzeichen werden nur für Firmen oder Personen eingetragen, die eine russische Niederlassung haben. Auch für andere Firmen empfiehlt sich jedoch schon jetzt Warenzeichenanmeldungen einzureichen, da diese Anmeldungen auf alle Fälle Priorität späteren Anmeldungen gegenüber genießen. Spätere Anmeldungen also würden die gleichartigen Zeichen nicht eingetragen erhalten, auch wenn sie eine russische Niederlassung hätten.

Spanien. Bei Prioritätsbeanspruchung wird jetzt die Vorlegung eines beglaubigten Prioritätsbeleges mit Übersetzung verlangt.

Prioritätspatente laufen von nun an vom Tage der Ursprungsanmeldung. Mehrere Auslandsprioritäten in einer Anmeldung dürfen nicht mehr beansprucht werden. Verfahren und Vorrichtung dürfen in einer Anmeldung nicht mehr zusammengefaßt sein. Von Beschreibung und Zeichnung sind je 3 Exemplare einzureichen. Die Ausübungsbestimmungen sind verschärft und Zwangslizenzmöglichkeiten vorgesehen worden. Für Warenzeichen ist Klasseneinteilung und Gebührenzahlung eingetretten. Verfallene Zeichen können nach Ablauf von drei Monaten ab Veröffentlichung von jeder Firma oder Person mit Geschäftsbetrieb neu angemeldet werden.

Wann muß das Gericht auch ohne Hinweis auf die Geldentwertung die Aufwertungsnotwendigkeit berücksichtigen?

(Reichsger. III. 54/23.)

(Nachdr. verb.) Der mit der Lieferung in Verzug geratene Beklagte war vom Besteller auf Lieferung zum Vertragspreise verklagt und vom Oberlandesgericht Darmstadt auch antragsgemäß verurteilt worden. In seiner Revision gegen dieses Urteil hatte der Beklagte darauf hingewiesen, daß zur Zeit des Vertragsschlusses, im Oktober 1921, die Geldentwertung sich noch in mäßigen Grenzen hielt, die indessen bis zur Fällung des angegriffenen Urteils gewaltige Fortschritte gemacht und eine Steigerung von 4000 vH erfahren habe. Das Wertverhältnis zwischen Geld- und Sachleistung sei also in unerträglicher

Weise zu Ungunsten der Sachleistung seit der Zeit des Vertragsschlusses verschoben.

Das Reichsgericht gelangte auch zur Aufhebung des angefochtenen Urteils. Es ist dem Besteller zuzugeben, so heißt es in den Gründen, daß in der Revisionsinstanz der Aufwertungseinwand nicht mehr mit Erfolg erhoben werden kann, wenn er auf neues Tatsachenmaterial gestützt wird, das in der Vorinstanz nicht vorgebracht wurde. Indessen fällt der Einwand hier lediglich in das rechtliche Gebiet. Der Käufer will die Folgen der nach Vertragsschluß eingetretenen Geldentwertung allein auf den Verkäufer abwälzen und verlangt die Sachleistung für einen Preis, der zu ihr infolge der Wertschwankung in auffallendem Mißverhältnis steht. — Der Besteller beruft sich auf den Verzug des Beklagten, der letzteren schadenersatzpflichtig mache und den Kläger berechtige, Ersatz des entgangenen Gewinnes zu fordern, der nach den Umständen des Falles mit Wahrscheinlichkeit zu erwarten war. Dem ist zuzustimmen. Über einen derart berechneten Gewinn hinaus aber darf er die Preisaufwertung nicht verweigern, wenn er auf Sachleistung besteht, sonst verstößt er gegen Treu und Glauben. In einem solchen Falle mußte der Vorderrichter auch ohne Geldentwertung zur Aufwertungsnotwendigkeit Stellung und bei der Urteilsfällung darauf Bedacht nehmen, daß nicht nur der Besteller zu seinem Recht kommt, sondern auch der Lieferpflichtige vor unverhältnismäßig hohem Schaden bewahrt bleibt.

Zur Abwägung und zum Ausgleich der beiderseitigen Interessen mußte daher das Urteil aufgehoben und die Sache in die Vorinstanz zurückverwiesen werden. rd.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft I vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 3. April 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. H 92 148. Gebr. Hinselmann G. m. b. H., Essen, Ruhr. Nachgiebiger Grubenstempel. 14. XII. 22.
Kl. 19 a, Gr. 11. B 105 403. Richard Schrader, Weststr. 3, u. Carl Bach, Lange Straße 2, Hagen. Kopfhalter für die Schraubenbolzen von Eisenbahnschienen auf eisernen Schwellen. 24. VI. 22.
Kl. 20 g, Gr. 3. E 29 817. Eisenmatthes Richard Gustav Matthes Akt.-Ges. Werk II vorm. Gebr. Böhmer A.-G., Magdeburg-Neustadt. Arbeitsbühne in Löschgruben für Lokomotiv- und Wagenstände. 1. IX. 23.
Kl. 20 g, Gr. 3. F 52 466. Emil Fränkel, Charlottenburg, Neue Kantstr. 5. Einrichtung, um bei Kreuzungen von Schiebebühnengleisen die Einarbeitung von Rillen in die Schienenköpfe zu vermeiden. 25. VIII. 22.
Kl. 20 g, Gr. 8. P 47 088. Heinrich Pösentrupp, Münster i. W., Bahnhofstr. 5. Bewegliche Prellwand für verschobene Wagenladungen. 12. XI. 23.
Kl. 20 i, Gr. 13. U 8253. Lucien Ubrig, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. C. Fehlert, G. Loubier, F. Harmsen, E. Meißner, Pat.-Anwälte, Berlin SW 61. Überwachungs- und Sicherungstafel für elektrische Anlagen, insbesondere für Eisenbahnsicherungswesen. 14. VIII. 23. Frankreich 12. IX. 22.
Kl. 20 i, Gr. 38. W 64 962. The Westinghouse Brake & Saxby Signal Company Limited, London; Vertr.: Dr. A. Lewy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Elektrisches Relais, besonders für Bahnsignalisierung. 23. XI. 23. V. St. Amerika 29. XI. 22.
Kl. 37 b, Gr. 1. S 53 642. Moses Spindel, Innsbruck; Vertr.: G. Dedreux u. A. Weickmann, Pat.-Anwälte, München. Betonhohlstein. 7. VII. 20. Österreich 12. IV. 19.
Kl. 37 b, Gr. 4. K 86 191. Josef Krämer, Düsseldorf, Kronprinzenstraße 62. Trageisen für Betondecken. 7. VI. 23.
Kl. 37 e, Gr. 10. K 83 267. Kaspar König, Cassel, Wilhelmshöher Allee 180. Eckverbindung für Verschalungen. 4. VIII. 22.
Kl. 80 b, Gr. 1. P 45 406. Dr. Curt Platzmann, Berlin-Schöneberg, Kufsteiner Str. 2. Herstellung feuerfesten Betons. 16. XII. 22.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. April 1924.

- Kl. 19 d, Gr. 3. O 12 938. Dipl.-Ing. Georg Ollert u. Dr.-Ing. Georg Müller, Neukölln, Weserstr. 85. Vorrichtung zum selbsttätigen Regulieren der Stabkräfte eines Fachwerks oder ähnlicher Bauwerke. 5. IV. 22.
Kl. 21 h, Gr. 12. Sch 68 647. Edmund Schröder, Berlin, Maybachufer 48/51. Verfahren zur Herstellung auf Biegung beanspruchter Träger aus zwei verschiedenen Baustoffen. 20. IX. 23.
Kl. 37 b, Gr. 3. K 86 817. Paul Kühnöl, Jauer, Bez. Liegnitz. Befestigung von Auslegern an Leitungsmasten. 1. VIII. 23.
Kl. 37 e, Gr. 13. W 61 522. August Wolfsholz Preßzementbau Act.-Ges., Berlin. Mörtelspritzeinrichtung. 22. VI. 22.
Kl. 65 a, Gr. 58. A 37 871. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin. Vorrichtung zur elektrischen Kenntlichmachung von Schiffahrtsstraßen. 2. VI. 22.

- Kl. 80 a, Gr. 46. N 21 771. Fa. Carl Ningen, Maschinenfabrik Cannstatt. Formrahmen zur Herstellung von Dielen mit Nut und Feder. 15. I. 23.
Kl. 80 b, Gr. 1. G 53 232. Karl Gruhn, Berlin, Lübecker Str. 52. Herstellung von Mörtelbindemitteln. 2. III. 21.
Kl. 80 b, Gr. 5. L 55 339. Hubert Löscher, Halanzy, Belg.; Vertr.: E. Cramer u. Dr. H. Hirsch, Pat.-Anwälte, Berlin NW 21. Herstellung von Mörtelbindemitteln aus Hochofenschlacke. 5. IV. 22.
Kl. 81 e, Gr. 25. M 79 414. Rudolf Michalski, Herne i. W. Vorrichtung zur Koksverladung von der Halde in höher liegende Gefäße. 26. IV. 22.
Kl. 84 a, Gr. 3. H 94 216. Huber & Lutz, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zur selbsttätigen Einstellung von Wehren. 14. VII. 23.
Kl. 85 e, Gr. 18. L 57 663. Dipl.-Ing. Gustav O. A. Liebau, Berlin-Weißensee, Casseler Str. 2. Rohrreinigungsvorrichtung mit durch Druckwasser vorwärts bewegten und angetriebenen Werkzeugen. 27. III. 23.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 3. April 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 3. 395 093. Maschinenfabrik für Eisenbahn- und Bergbaubedarf G. m. b. H., Georgsmarienhütte, Kr. Osnabrück. Verfahren zur Wiederherstellung schadhafter und zur Verstärkung neuer eiserner Eisenbahnschwellen an den Lochungen. 22. X. 22. M 79 340.
Kl. 19 d, Gr. 3. 395 082. Dr.-Ing. Georg Müller u. Dipl.-Ing. Georg Ollert, Neukölln, Weserstr. 85. Hydraulischer Puffer an Blindstäben von Brücken und ähnlichen Bauwerken. 22. VI. 22. O 13 108.
Kl. 20 i, Gr. 35. 394 931. Clifford International Corporation, Washington, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Kontrollapparat für Eisenbahnzüge. 16. II. 23. C 33 176.
Kl. 37 e, Gr. 9. 395 059. Kurt Burghardt, Merseburg, Kloster 2. Schalungshalter. 7. II. 23. B 108 308.
Kl. 42 c, Gr. 6. 394 874. Berth & Neumann, Werkstätten für Optik und Mechanik Jena G. m. b. H., Jena. Nivellier- und Meßgerät. 15. III. 22. B 103 974.
Kl. 42 c, Gr. 9. 394 970. Optische Anstalt C. P. Goerz Akt.-Ges., Berlin-Friedenau. Verfahren und Vorrichtung zum Herstellen von Geländemessbildern für kartographische Zwecke. 8. IV. 22. O 12 940.
Kl. 80 a, Gr. 7. 394 834. Otto Kaiser, St. Ingbert, Saar. Mischtrommel für Beton-, Mörtel-, Glasmasse u. dgl. 10. XII. 21. K 80 132.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 10. April 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. 395 500. Wenzel Valina, Teplitz-Thurn, Tschechoslowakei; Vertr.: H. Heimann, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren zum Schacht- und Stollenausbau. 10. I. 22. V 17 116. Tschechoslowakei. 29. IX. 21.
Kl. 5 c, Gr. 4. 395 564. Emil Wachter, Brambauer b. Dortmund. Aus zwei Hälften bestehendes eisernes Eckstück für den Stollenausbau. 10. I. 20. W 54 282.

- Kl. 37 f, Gr. 5. 395 229. Christoph Herrmann & Sohn, Mannheim. Betonstein für eisenbewehrte Schornsteine. 15. I. 20. H 79 667.
- Kl. 80 a, Gr. 7. 395 487. Richard Vanselow Mattison, Upper Dublin Township, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. R. Geißler, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Naßmischer, besonders für Mischungen aus Asbest und Zement. 11. VII. 20. M 70 065. V. St. Amerika 12. II. 19.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 395 259. Johann Heinrich Ditter, Leipzig, Zeitzer Straße 8—14. Mörteldichtungsmittel. 27. I. 22. D 41 136.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 395 260. Julius Junge, Berlin-Halensee, Georg-Wilhelmstr. 17. Herstellung von Innenputz. 30. XI. 21. J 22 215.
- Kl. 80 b, Gr. 1. 395 261. Christian Westphal, Berlin, Barbarossastraße 23. Verfahren, Kalkmörtel oder Kalkbeton nach Art des Gebläsebetons zu verarbeiten. 16. IX. 22. W 62 100.
- Kl. 80 b, Gr. 12. 395 262. Richard Tralls, Frohnau, Mark. Verfahren z. Herstellung einer Baustoffmasse. 1. XI. 22. T 27080.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 395 203. Charles Walter Pettman, Sandgate, Queensland, Austral.; Vertr.: Dipl.-Ing. B. Kugelman, Pat.-Anw., Berlin-Wilmersdorf. Doppellöffelbagger mit in drehbaren Scheiben verschiebbaren Stielen. 5. I. 23. P 45 507.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 395 267. Fried. Krupp Akt.-Ges., Essen, Ruhr. Bagger. 15. VII. 22. K 82 702.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 395 204. Lucien Linden, Brüssel, Belg.; Vertr.: M. Mossig, Pat.-Anw., Berlin SW 29. Schlammssammler an Klärbecken z. Reinigen von Wässern u. dgl. 19. V. 22. L 55 643
- Kl. 37 c, Gr. 9. N 18 032. Robert Neumann-Hofer, Schüttorf. Ankerhülse zur Einstellung und Sicherung der Lage der Verschulungsplatten. 19. VII. 19.
- Kl. 65 b, Gr. 1. D 44 003. Deutsche Maschinenfabrik Akt.-Ges., Duisburg. Wagen zum Aufschleppen von Schiffen. 19. VII. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 52. H 89 989. Oskar Härtel, Seiffersdorf, Kr. Schönau a. d. Katzbach. Vorrichtung zum Sammeln und Verarbeiten der Schlacken von Feuerungsanlagen zu Bauplatten. 30. V. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 1. M 77 747. A. F. Müller, Wernigerode a. H. Hydraulisches Bindemittel. 15. V. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 3. L 56 248. Dr.-Ing. Heinrich Luftschitz, Dresden, Semperstr. 11. Verfahren zur Herstellung eines Bindemittels aus gipshaltigen Braunkohlenaschen. 16. VIII. 22.
- Kl. 80 b, Gr. 4. F 54 877. Emil Finck jun., Berlin-Baumschulenweg, Trojanstr. 5. Verfahren zur Herstellung einer Kunststeinmasse aus Sorelzement. 24. X. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 5. G 60 250. Dr. Richard Grün, Düsseldorf, Roßstr. Nr. 107. Verfahren zur Vermahlung von Hochofenzement oder Schlackenzement. 1. XII. 23.
- Kl. 89 b, Gr. 22. R 53 729. Friedrich Rouselle, Wiesbaden, Heßstraße 2. Verfahren zur Herstellung von Steinen aus Hochofenschlacken; Zus. z. Anm. R 53 620. 8. VIII. 21.
- Kl. 81 e, Gr. 31. A 38 631. ATG Allgemeine Transportanlagen Ges. m. b. H., Leipzig-Großschocher. Förderbrücke, insbesondere für Braunkohlentagebaue. 10. X. 22.
- Kl. 84 a, Gr. 4. G 54 645. Otto Graber, Luzern; Vertr.: Dipl.-Ing. Dr. J. Oppenheimer, Pat.-Anw., Berlin W 15. Verfahren zur Herstellung von Staumauern. 25. VIII. 21. Schweiz 11. VIII. 21.
- Kl. 84 d, Gr. 2. L 59 968. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Vorrichtung zur selbsttätigen Aufrechterhaltung der Kettenspannung bei Verstellung von Baggereimerleitern. 16. XI. 23.
- Kl. 85 c, Gr. 6. St 35 512. Dr. Eugen Steuer, Neustadt a. d. Haardt. Einrichtung zum Ausbringen des Sinkschlammes aus dem an das trichterförmige Ende des Klärraums sich anschließenden Schlammsschacht. 6. III. 22.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 17. April 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. K 81 304. Dipl.-Ing. Ambrosius Kowastch, Arnswalde, N.-M. Verfahren zum Ausbauen von Stollen, Tunnel und ähnlichen unterirdischen Bauwerken. 21. III. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 3. Sch 69 023. Georg Schindlbeck, München, Geyerstraße 5. Elektrisch betätigte Einrichtung zum periodischen Abwischen von Signalscheiben. 26. XI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 062. Orcnstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Sicherheitsschaltung für Weichen und Signal-Hauptstrommotoren. 6. II. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 34. R 60 461. James Bernard Regan, New York; Vertr.: O. Siedentopf, Dipl.-Ing., W. Fritze u. Dipl.-Ing. G. Bertram, Pat.-Anwälte, Berlin SW 68. Selbsttätige Zugsicherung. 29. II. 24.
- Kl. 37 b, Gr. 5. H 95 147. Heinrich Hornfleck, Griesheim a. M. Verbindung sich kreuzender Profilleisen. 5. XI. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 5. M 78 002. Dr.-Ing. Ernst Münter, Kattowitz, Polen; Vertr.: Dr. P. Wangemann u. Dipl.-Ing. B. Geisler, Berlin W 57. Holzverbindung. 8. VI. 22.
- Kl. 37 f, Gr. 7. L 58 110. Wilhelm Lengeling, Berlin-Schöneberg, Hauptstr. 10, u. Carl Mackensen, Berlin, Ansbacher Str. 30. Hochhaus. 18. VI. 23.
- Kl. 88 a, Gr. 7. St 37 291. Dr. Rudolf Straubel u. Dr.-Ing. Werner Straubel, Jena, u. Dr.-Ing. Dieter Thoma, München, Prinzenstraße 10. Wasserschloß oder Standrohr für Wasserkraftanlagen. 13. X. 23.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 25. April 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 31. W 63 396. The Woods-Gilbert Rail Remodelling Company Ltd., London; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Gelenkbedrehvorrichtung für dreirädrige Schienenfahrmaschinen. 16. III. 23.
- Kl. 20 h, Gr. 7. V 17 875. Joseph Vögele A.-G. u. Franz Kühns, Neckarau Str. 208/228, Mannheim. Rangieranlage für Ablaufberge. 27. X. 22.
- Kl. 20 i, Gr. 5. P 47 060. „Phönix“ Akt.-Ges. für Bergbau und Hüttenbetrieb, Abteilung Ruhrort, Duisburg-Ruhrort. Weichenstellvorrichtung für Straßenbahnen. 3. XI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 11. O 14 120. Orcnstein & Koppel A.-G., Berlin. Elektrische Überwachung von Weichen und Signalen. 5. III. 24.
- Kl. 20 i, Gr. 28. K 88 511. Viktor Kurz, Wien; Vertr.: Joh. Matysiewicz, Landsberg a. d. W. Vereinfachter Verschlusswechsel für Block-Signalfelder. 16. II. 24. Österreich 21. II. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 5. Z 13 944. Franz Zawodsky, Wien; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Ringdübel für Holzverbindungen. 21. VIII. 23. Österreich 2. IX. 22.

- Kl. 19 a, Gr. 28. 395 589. Otto Harder, Naugard. Schneidvorrichtung für fahrbare Geräte zum Beseitigen des Unkrauts auf der Bettung und den Bermen. 7. XI. 22. H 91 655.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 395 701. Hermann Härlin, Gauting b. München. Verfahren zum Auswechseln von Masten. 7. VI. 23. H 93 819.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 395 787. Wilhelm Bachmann, Zürich, Schweiz; Vertr.: R. H. Korn, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Holzverbindung. 6. VI. 23. B. 109 899. Schweiz 3. X. 22.
- Kl. 80 a, Gr. 45. 395 626. Lina Weidig, geb. Schmidt, Braunschweig, Rudolistr. 15. Verfahren zur Herstellung von Heizkörpergliedern aus Beton o. dgl. 6. I. 23. W 62 867.
- Kl. 80 b, Gr. 21. 395 766. Metallochemische Fabrik Akt.-Ges., Berlin. Verbesserung von Hartkorn enthaltendem Beton. 14. XII. 22. M 79 947.
- Kl. 81 e, Gr. 36. 395 681. Bernhard Walter, Gleiwitz, Augustastr. 10. Bunkeranordnung. 26. XI. 22. W 62 568.
- Kl. 84 d, Gr. 2. 395 890. Orcnstein & Koppel Akt.-Ges., Berlin. Bagger für abwechselnden Löffel- und Greiferbetrieb. 11. XI. 22. O 13 345.
- Kl. 85 a, Gr. 7. 395 752. Elektro-Osmose Akt.-Ges. (Graf Schwerin-Gesellschaft), Berlin. Verfahren zur vollständigen oder teilweisen Beseitigung von Salzen aus Wasser auf elektroosmotischem Wege. Zus. z. Pat. 383 666. 9. III. 22. E 27 808.
- Kl. 85 c, Gr. 6. 395 767. The Dorr Company, New York; Vertr.: M. Wagner, Pat.-Anw., Berlin SW 11. Klärvorrichtung. 24. XII. 19. D 36 915. V. St. Amerika 5. X. 18.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 17. April 1924.

- Kl. 20 g, Gr. 1. 396 169. Leonard Llewellyn Llandaff Mathew, Glencoe Junction, Natal, Südafrika; Vertr.: H. Neuberg, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Wendeplatte für auf Schienen laufende Fahrzeuge. 29. V. 23. M 81 578.
- Kl. 20 h, Gr. 6. 396 041. Heinz Steinhart, Zülz, Schl. Verbesserung an beweglichen und feststehenden Eingleisvorrichtungen. 7. X. 22. St 36 225.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Grundlagen der Wahrscheinlichkeitsrechnung und der Theorie der Beobachtungsfehler. Von F. M. Urban, B. G. Teubner, Leipzig und Berlin 1923. 274 Seiten. Preis geh. 3,60 M, geb. 4,30 M.

Unter den bereits vorhandenen Veröffentlichungen über Wahrscheinlichkeitsrechnung nimmt dieses neue Werk insofern einen be-

sonderen Platz ein, als es im eigentlichen Sinne des Wortes die Grundlagen dieses mathematischen Wissensgebietes, und nur diese, behandelt. Es ist, wie im Vorwort hervorgehoben wird, der zur Ausführung gelangte Teil eines weiter angelegten Planes, welcher auch den gesamten Anwendungsbereich der Wahrscheinlichkeitsrechnung umfassen sollte und dessen Verwirklichung an den z. Z. herrschenden ungünstigen

Verhältnissen scheiterte. Dieser Umstand bedeutet für die Fachwelt zwar einen Verlust, aber er brachte trotzdem auch einen Gewinn dadurch, daß der Verfasser sich entschloß, seine wertvollen Studien, lediglich soweit sie die Grundlagen der Wahrscheinlichkeitsrechnung betreffen, in einer Abrundung zur Darstellung zu bringen, wie wir sie bisher noch nicht besaßen. Als Lehrbuch im üblichen Sinne ist es deshalb weniger anzusprechen, wohl aber als ein Lehrbuch für die inneren Zusammenhänge des rein logischen Aufbaues der mathematischen Wahrscheinlichkeit und der Wahrscheinlichkeitsrechnung, die in begrifflich klar umrissener Form zur Geltung gebracht werden. Dabei ist besonderer Wert auf die Verbindung der zur Wahrscheinlichkeitsrechnung gehörigen Vorstellungen mit denen der übrigen Naturwissenschaften gelegt worden. Auch die Theorie der Beobachtungsfehler und die Ausgleichsrechnung nach der Methode der kleinsten Quadrate, die sonst als Gebiete für sich behandelt und fundiert zu werden pflegen, erhalten hier in dem, man könnte sagen mathematisch-philosophischen System den Platz für ihre Wurzeln angewiesen.

Ohne sich weiter, als zum Verständnis des ganzen Gefüges notwendig ist, auf Untersuchungen historischer Art einzulassen, gibt der Verfasser gleichzeitig in kurzen Hinweisen einen ergiebigen Überblick über die erschienene Literatur auf dem behandelten Gebiet. Der gesamte zur Darstellung gelangte Stoff ist auf fünf Hauptabschnitte verteilt worden: Vom Zufalle, die Lehren vom Zufalle, die Wahrscheinlichkeit, die Wahrscheinlichkeitsrechnung, in welche auch die Methode der kleinsten Quadrate einbezogen worden ist, und die Grundlagen der Theorie der Beobachtungsfehler.

Nach alledem wird das Erscheinen des Buches mit seinen tief schürfenden Untersuchungen als eine sehr wertvolle Ergänzung der schon bestehenden Abhandlungen über Wahrscheinlichkeitsrechnung und über alle die Fragen, welche in das Gebiet der Theorie der Wahrscheinlichkeit hineinragen, begrüßt werden.

Prof. Dr.-Ing. Otto Israel.

Die Linienführung der Eisenbahnen. Von H. Wegele. Professor an der Technischen Hochschule in Darmstadt, 2. Auflage. Mit 58 Abb. 110 S. Sammlung Göschen Nr. 623. Verlag Walter de Gruyter & Co., Berlin und Leipzig 1923. Preis: 1,10 M.

In der Neuaufgabe des Bändchens ist vom Verfasser die bewährte frühere Einteilung des Stoffes beibehalten worden. Von einem kurzen, aber überaus anschaulichen Überblick über die geschichtliche Entwicklung des Eisenbahnwesens und den maßgebenden Vorschriften ausgehend, werden in übersichtlicher Form all die Grundsätze allgemeiner, wirtschaftlicher und technischer Natur entwickelt, die bei der Bahngestaltung zu beachten sind. Besonders eingehende Behandlung haben die Arbeiten für den eigentlichen Bauentwurf gefunden, für den dann noch der Bauverlauf und die damit zusammenhängenden verwaltungstechnischen Arbeiten kurz geschildert werden.

Trotz der gedrängten Form gibt das Werk, bei dessen Neubearbeitung besondere Rücksicht genommen worden ist, sowohl auf die neuesten Forschungsergebnisse im Eisenbahnwesen, als auch auf die Neugestaltung des deutschen Eisenbahnwesens und die Anforderungen des elektrischen Betriebes, eine bemerkenswerte klare und gründliche, vom Verlag durch vorzügliche Ausstattung unterstützte Darstellung des behandelten Stoffes.

Lucas.

Vorträge über Elastizitätslehre. Von W. Keck, weil. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. Dritte vermehrte Auflage, neu bearbeitet von Dr.-Ing. e. h. Ludwig Hotopp. Geheimer Baurat, o. Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. II. Teil. Hannover 1924, Helwingsche Verlagsbuchhandlung.

Der zweite Teil dieses durch zwei Auflagen bekannt gewordenen Lehrbuches behandelt in der Hauptsache die Elastizität und Festigkeit einfach gekrümmter Stäbe und die Berechnung der Fachwerkträger. Neu aufgenommen sind gegenüber den früheren Auflagen die Grundzüge der Elastizitätstheorie für den räumlichen Spannungs- und Formänderungszustand, während das Kapitel Erddrucktheorie keine wesentlichen Änderungen aufweist. Es ist ein verdienstliches Unternehmen, dieses bekannte und für das Studium der Baustatik bedeutsam gewordene Lehrbuch modernen Anforderungen anzupassen und neueren Werken dieses Fachgebietes gegenüber wettbewerbsfähig zu machen. Es zeichnet sich wie die früheren Auflagen durch eine ausführliche Behandlung der für die Berechnung des Stabes notwendigen Grundlagen aus, bringt im besonderen eine ausführliche Darstellung des Spannungszustandes des gekrümmten Stabes und eine eingehende Behandlung der Bogenträger. In Verbindung damit sind die für die Berechnung des eingespannten Gewölbes erforderlichen theoretischen Unterlagen gegeben worden. In der sich anschließenden Untersuchung der Fachwerke werden die Methoden angegeben, die für die Ermittlung der Stabkräfte bei ruhenden und veränderlichen Lasten im Gebrauch sind und auf die Untersuchung der Eigenschaften von Trägern besonderer Gurtform angewandt. Die Bedingungen für das Gleichgewicht zwangsläufiger Stabverbindungen werden angegeben und für die Berechnung der Stabkräfte von Fachwerken und die Darstellung ihrer Einflußlinien nutzbar gemacht. Hieran schließen sich die für die Ermittlung der Formänderung von Fachwerken üblichen graphischen und analytischen Methoden, die darauf für die Berechnung statisch unbestimmter Fachwerke herangezogen werden. Der Titel des Buches hat

den Verfasser anscheinend veranlaßt, die Grundlagen der strengen Elastizitätstheorie aufzunehmen. Sie sind durch zwei Beispiele erläutert worden. Ein Buch über Elastizitätslehre hat eine derartige Erweiterung sicherlich nötig, zumal heute an den theoretisch vollwertigen Fachmann auf diesem Gebiete erheblich größere Anforderungen gestellt werden, als dies noch vor kurzem der Fall war.

Das Buch dürfte sich infolge seiner ausführlichen, vielleicht an einzelnen Stellen etwas breiten Darstellung vor allem für den Studierenden der Technischen Hochschulen eignen, der durch eingehendes Studium des leicht geschriebenen Buches sich gründliches Verständnis der Baustatik verschaffen will. Der in der Praxis stehende Ingenieur wird für rasche Belehrung besser zu anderen, kürzer gehaltenen Werken greifen, die die moderneren Konstruktionen des Eisen- und Eisenbetonbaues mehr berücksichtigen, die Theorie mehr zusammenfassen und auf Nebensächliches verzichten. Jeder, der das klar und anschaulich geschriebene Buch zur Hand nimmt, wird reiche Belehrung daraus schöpfen.

B.

Lehrbuch der Technischen Mechanik für Ingenieure und Studierende von Dr.-Ing. Theodor Pöschl, o. ö. Professor an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag. 206 Abb., 269 Seiten, Berlin 1923. Verlag von Julius Springer. 6 Goldmark/1,45 Dollar, geb. 7,25 Goldmark/1,75 Dollar.

Im Laufe der letzten Jahre sind eine ganze Reihe von Lehrbüchern der technischen Mechanik erschienen, die dieses für die Naturerkenntnis des Ingenieurs so ungemein wichtige Fachgebiet von ganz verschiedenen Seiten aus behandeln. Man möchte fast glauben, daß nach dieser Richtung zu viel getan wäre, trotzdem darf das Buch des Prager Verfassers auf dem deutschen Büchermarkt aufrichtig begrüßt werden. Er ist kerngesund nach Auffassung und Aufbau und sehr geeignet, auf den Wegen zu technischer Naturerkenntnis als Führer zu dienen. Wer die Schwierigkeiten kennt, mit denen der junge Studierende technischer Hochschulen nach wirklicher Erfassung der technischen Probleme ringt, wird dem Verfasser in den Grundsätzen recht geben, die ihn bei der Abfassung des Werkes und bei der Auswahl und Zusammenstellung des Inhalts geleitet haben. Er will in knapper Form unter Vermeidung alles irgend Entbehrlichen und unter fortgesetzter Bezugnahme auf die Anwendungen die einfachsten und wichtigsten Lehren der Mechanik in einem Umfange darbieten, wie sie von den Studierenden unserer technischen Hochschulen verlangt werden. Auf diese Weise ergibt sich eine Zusammenfassung von allem dem, was der Bauingenieur als Grundlage der Baustatik, der Maschineningenieur als Unterbau für die Bearbeitung der kinematischen und kinetischen Probleme des Maschinenbaues bedarf. Dem entspricht die Einteilung des Buches. Nach einer Einleitung, in der die Grundbegriffe der Mechanik und eine Einführung der Vektorrechnung geboten wird, ist in dem ersten Teile, der der Statik der starren Körper gilt, im wesentlichen die Zusammensetzung und Zerlegung ebener und räumlicher Kräftegruppen und eine kurze Theorie des ebenen Fachwerks behandelt. In der Kinematik der starren Körper wird die freie und geführte Bewegung des Punktes, die komplexe Bewegung, die Zusammensetzung von unendlich kleinen Bewegungen und die Relativbewegung gelehrt. Der dritte Teil des Buches gilt der Dynamik. Hier werden nach einer Begründung der sogenannten Prinzipien die Dynamik der ebenen Bewegung des einzelnen Körpers, die zwangsläufige Bewegung verbundener Systeme, die Sätze von der Erhaltung des Massenmittelpunktes und der Erhaltung des Schwunges, die Kreiselbewegung, der Stoß fester Körper und die Gesetze der mechanischen Ähnlichkeit vorgetragen. Die Vorzüge des Buches sind die leichte Lesbarkeit, die klare Sprache, das Fehlen unnötigen theoretischen Ballastes, der so leicht verwirrt, abschreckt und das Studium erschwert, vor allem aber die stete Verbindung zur Technik, die dem Leser die außerordentliche Bedeutung einer wirklichen Beherrschung der vorgetragenen Theorie deutlich vor Augen führt. Das Buch wird dem Studierenden der technischen Hochschule warm empfohlen. Er wird von seinem gründlichen Studium große Vorteile ziehen und damit seine Fachstudien auf eine feste Grundlage stellen.

B.

Über Wasserkraftanlagen. Praktische Anleitung zu ihrer Projektierung, Berechnung und Ausführung. Von Ferdinand Schlottbauer, Ingenieur. III. Aufl. Verlag R. Oldenbourg, München und Berlin, 1923. Geb. 3 M.

Die Grenzen des Gebietes der Wasserkraftanlagen sind — besonders in den letzten Jahren — immer weiter hinausgeschoben worden, und es bedarf wohl schon eines umfangreichen Studiums, um sich allein in diesem Teilgebiete des Wasserbaues zu Hause zu finden. Entsprechend ist die Reihe der wissenschaftlichen Wegweiser gewachsen, die Zeugnis ablegen von der Vielgestaltigkeit und dem Umfange jenes Forschungsgebietes. Da will es doch gewagt erscheinen, wenn in vorliegendem Büchlein auf 103 Seiten die gesamten Schätze aus dem Reiche der Wasserkraftanlagen zusammengetragen werden sollen.

Die Schrift soll der praktischen Anleitung zur Projektierung, Berechnung und Ausführung von Wasserkraftanlagen dienen.

Wenn in den ersten Kapiteln in aller Kürze noch einmal der für die Berechnung von Wasserkraftanlagen erforderlichen Formeln der Hydromechanik, der Bestimmung der Wassergeschwindigkeit, Wassermengenbestimmung, der Ermittlung von Kanalprofilen u. a. Erwähnung getan worden ist, so lassen die weiteren Ausführungen ein

näheres Eingehen sehr vermissen. So fehlt z. B. eine klare Ableitung der Formel zur Errechnung des Wirkungsgrades einer Wasserkraftmaschine.

Die Turbinen, ihre verschiedenen Konstruktionen und Wirkungsweisen sind nahezu gestreift; infolgedessen mangelt der Arbeit eine abschließende Kritik über die von Fall zu Fall als technisch-wirtschaftlich günstigste anzuwendende Konstruktion.

Das wichtige Kapitel der Rohrleitungen entbehrt genauere, konstruktiver Ausführungen.

Überhaupt läßt die Schrift sehr den völligen Verzicht auf Abbildungen und schematische Skizzen bedauern, die gerade dem Praktiker in Ergänzung der theoretischen Erörterungen große Dienste leisten können.

So ist das Büchlein weder ein Repetitorium — dazu sind selbst die Grundzüge des Gebietes zu leise gestreift — noch eine Ergänzung in irgendeiner Hinsicht; auch darf die Schrift nicht den Anspruch auf den Charakter einer Einführung in die Gesamtliteratur über Wasserkraftanlagen erheben. G. E.

Herrmann Recknagels Hilfstabellen zur Berechnung von Warmwasserheizungen. Herausgegeben von Dipl.-Ing. Otto Ginsberg, Heidelberg 1923. Vierte vermehrte und verbesserte Auflage. Verlag von R. Oldenbourg, Berlin-München.

Die Tabellen erfreuen sich großer Beliebtheit und finden daher bei vielen Zentralheizungsfirmen Verwendung, was schon daraus hervorgeht, daß in kurzen Zeitabständen immer neue Auflagen erforderlich werden.

Die Tabellen über die Wärmeabgabe der Warmwasserheizkörper bei Mitteldruckheizungen hätte der Verfasser wohl herauslassen können, da gerade der Vorzug der Warmwasserheizung in der niedrigen Temperatur des Wärmeträgers liegt, bei Mitteldruckwarmwasserheizungen dagegen höhere Temperaturen in Anwendung kommen. — Bei den in neuerer Zeit vielfach angewendeten Abdampf-Warmwasserheizungen bei Maschinen mit Kondensation ist vielmehr mit sehr niedrigen Wassertemperaturen zu rechnen, während die Mitteldruckwarmwasserheizungen kaum noch ausgeführt werden. Auf die Wärmeabgabe der Heizkörper ist ferner die Form von maßgebendem Einflusse, weshalb bei den Tabellen für Radiatoren deren Höhe und Bauart, bei den Rippenheizflächen die Art der Heizfläche, die gerade hier sehr verschieden sein kann, erwähnt werden sollte. Dasselbe gilt von der glatten Rohrheizfläche. — Der Verfasser benutzt daher gewiß bei späteren Auflagen seiner Tabellen die Gelegenheit, hierauf Rücksicht zu nehmen.

Für die Wärmeabgabe der Luftröhrenkessel sollte Herr Ginsberg die Versuche von Nusselt benutzen, die im Ges. Ing. 1917 veröffentlicht wurden, und sie gegebenenfalls denen aus den Mitteilungen der Prüfungsanstalt für Heizungs- und Lüftungsanlagen vergleichend gegenüberstellen. Da es sich hier um ein Tabellenwerk handelt, welches

dem Spezialisten in die Hand gegeben wird und dieser sich unter Umständen bei Streitigkeiten hierauf berufen muß, um den Nachweis einer einwandfreien Berechnung zu erbringen, so sollte ein solches Tabellenwerk mit möglichster Sorgfalt bearbeitet werden. Der Verfasser könnte sich dadurch ein besonderes Verdienst erwerben. Einige Tabellen, wie z. B. die Dampftemperatur bei Dampfdrücken von 0,05 bis 17 Atm., erscheinen eigentlich in einem Tabellenwerk, welches sich mit Warmwasserheizungsanlagen befaßt, überflüssig (ebenso die Wärmeabgabe von Dampfheizschlangen), da diese in anderen Tabellenwerken (Hütte) enthalten sind, während manche Angaben, die hier fehlen, wichtiger erscheinen. H., Dresden.

Die Pumpen. Ein Leitfaden für höhere Maschinenbauschulen und zum Selbstunterricht. Von Prof. Dipl.-Ing. H. Matthießen und Dipl.-Ing. E. Fuchslocher-Kiel. Mit 137 Abb., 89 Seiten. Berlin 1923. Verlag von Julius Springer, Berlin. 1,50 Goldmark/0,40 Dollar.

Das vorliegende über 85 Seiten reichende Buch läßt der Verfasser in erster Linie dem angehenden Maschineningenieur als Leitfaden und Ergänzung für den Unterricht anlegen sein. In übersichtlicher Form der Einteilung des Gesamtgebietes werden in der Folge Kolbenpumpen, Kreiselpumpen, Luft-, Dampf- und Gasdruckpumpen, sowie Wasser- und Dampfstrahlpumpen auf Wesen, Anordnung und Konstruktion und Betrieb besonders vom Standpunkt des Praktikers aus beleuchtet. Bei Verzicht auf eine breite wissenschaftliche Behandlung fehlen aber nicht die zur tieferen Kenntnis auf theoretischem Gebiete erforderlichen sicheren Wegweiser. Das kleine Werk wird sicherlich auch dem Bauingenieur, besonders in der Praxis, in seiner leichtverständlichen klaren Form, besonders in dem umfangreichen Gebiete des Wasserbaues große Dienste leisten, wo nur zu oft maschinentechnische Fragen bei Wahl, Verwendung und während des Betriebes von Pumpen an ihn herantreten können. G. E.

Personalien.

Zum Nachfolger des in den Ruhestand getretenen Direktors der eidgenössischen Materialprüfungsanstalt Professor Dr. h. c. Schüle ist der Direktor des schweizerischen Eisenbauverbandes V. Ros ernannt worden, der wegen seiner Arbeiten auf dem Gebiete des Eisenbaues auch bei uns sehr bekannt ist.

Berichtigung.

In meiner Besprechung der Festschrift: „Josef Melan zum 70. Geburtstage“ ist bedauerlicherweise ein Versehen vorgekommen. Es ist übersehen worden, die sehr wertvolle Arbeit von Dr. Arnstein über „Weitgespannte Eisenbetonbogenbrücken“ aufzuführen, was hiermit nachgeholt wird. gez. E. Probst.

MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Sommerstr. 4 a.

Untersuchung und Versuchstätigkeit in der Winddruckfrage.

Der Arbeitsausschuß für Winddruck der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat in seiner Sitzung am 24. v. Mts. nach einem eingehenden Referat von Ministerialrat Busch über die Frage: „Inwieweit genügen die zurzeit zur Verfügung stehenden Ergebnisse der Beobachtung, der theoretischen Untersuchung und der Versuchstätigkeit in der Winddruckfrage den Anforderungen, welche der Bauingenieurstellen muß und welche Wege sind zur Klärung einzuschlagen,“ folgendes Arbeitsprogramm beraten und seine Inangriffnahme und Durchführung beschlossen.

1. Nachprüfung der bisher benutzten Angaben über die vorkommenden Höchstwerte der Windstärke hinsichtlich des Ortes und der Art ihrer Gewinnung.

Aussondern der infolge starker störender Einflüsse bei der Gewinnung als unzuverlässig und wegen Unzulänglichkeit der Gewinnungsmethode nach heutiger wissenschaftlicher Erkenntnis als unwahrscheinlich anzuschender Werte, und gegebenenfalls Korrektur vorhandener Beobachtungswerte, deren Mängel festgestellt sind, durch Vergleich mit anderen, die diese Mängel nicht besitzen, in Verbindung mit meteorologischen Sachverständigen.

2. Künftige Beschaffung von einwandfreien Höchstwerten der vorkommenden Winddrücke durch bewährte selbstschreibende Druckwindmesser, die an einigen geeigneten Orten in der Norddeutschen Tiefebene und im Binnenlande unter Berücksichtigung der modernen wissenschaftlich anerkannten Forderungen aufzustellen und zuverlässig zu warten sind.

3. Beschaffung von Messungen der Höchstwerte des Winddruckes in verschiedenen Höhen unter Anwendung des unter 2. Gesagten.

4. Desgl. von Messungen zur Feststellung der Unterschiede der

Winddrücke in der Horizontalen in einer Ausdehnung, die Schlüsse auf in der Praxis vorkommende lange Bauwerke zuläßt.

5. Vornahme von Modellversuchen in der aerodynamischen Versuchsanstalt in Göttingen mit Modellen von Bauwerken verschiedener Form und Konstruktion und in verschiedener Anordnung zueinander zur Feststellung der Winddruckverhältnisse nach besonderem Versuchsplan sowie zur Ermittlung der hinsichtlich der Windbeanspruchung günstigsten Form der Bauwerke.

6. Untersuchungen an geeigneten Bauwerken in möglichst ebener, unbewaldeter Gegend, freier Umgebung und günstiger Lage zur Richtung der stärksten Winde mit dem Ziel, den Winddruck bzw. Unterdruck auf Flächenteile von 1 bis 2 m² an charakteristischen Punkten des Bauwerkes unmittelbar zu messen, sowie die Wirkungen von Öffnungen verschiedener Anordnung hinsichtlich der Erhöhung oder Erniedrigung des Winddruckes auf andere Gebäudeteile und etwaigen Druckausgleich innerhalb und außerhalb der Gebäude festzustellen.

7. Untersuchung des Einflusses der Trägheit der verschiedenen Konstruktionen gegenüber der Einwirkung der in ihrer Größe stark und schnell wechselnden Winddrücke, ferner derjenigen von Schwingungen.

8. Sammlung, Sichtung und Verwertung von Beobachtungsmaterial und Vorschlägen, welche durch die Baupraxis zur Verfügung gestellt werden, ferner Forderung der sachkundigen Beobachtung und Berichterstattung durch Anregung zur Behandlung bestimmter Aufgaben und Anleitung weiterer technischer Kreise zur erfolgreichen Mitarbeit.

9. Verfolgen der in- und ausländischen Literatur, Prüfung und gegebenenfalls Verwertung der erscheinenden Anregungen und Feststellungen.