DER BAUINGENIEUR 20. Mai 1942 Heft 21/22 23. Jahrgang

DIE DEUTSCHE BAUINDUSTRIE IM DRITTEN KRIEGSJAHR.

Von Reg.-Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Vorsitzer des Vorstandes der Beton- und Monier-A.-G., Berlin¹. DK 624.008

Jahres werfen, so müssen wir das, was die Bauindustrie geleistet hat, voll anerkennen, auch wenn der Umfang der Arbeit, sowohl was das Bauvolumen als auch den Einsatz an Arbeitskräften und Baustoffen anbelangt, aus erklärlichen Gründen zurückgegangen ist.

Es sind Bauten für die Wehrmacht und für die kriegswichtige Industrie in Deutschland errichtet worden. Überall, wo der deutsche Soldat fremdes Gebiet besetzte, folgte der deutsche Bauarbeiter bald nach. Auch im letzten Jahre sind an verschiedenen Stellen Großbauten errichtet worden, die zu den Spitzenleistungen der Bautechnik zu rechnen sind, sowohl was die Massen als auch insbesondere das Tempo der Baudurchführung anbelangt. Im Osten sind von den deutschen Frontarbeitern hervorragende Leistungen vollbracht worden.

Wir befinden uns im dritten Kriegsjahr. Härter und unbeugsamer ist aber auch der Wille des deutschen Volkes geworden, diesen Krieg siegreich zu beenden.

Der totale Krieg bringt es mit sich, daß heute der Bautechnik für die Durchführung des Krieges eine ungleich wichtigere Rolle zufällt als früher. Man braucht in dieser Beziehung nur die Bautätigkeit während des Krieges 1914/18 mit der heutigen zu vergleichen. Die deutsche Bauindustrie erfüllt es mit Genugtuung, daß ihr ein derartiger Anteil an der Durchführung des Krieges zufällt; sie kennt zurzeit nur ein Ziel, ihr ganzes Wissen und Können, ihre Erfahrungen und ihre Organisation für die Kriegsaufgaben einzuspannen.

Ein großer Teil der deutschen Firmen ist heute mit einem wesentlichen Teil ihres Potentials in den besetzten Gebieten beschäftigt und ist darauf vorbereitet, den Einsatz im Osten in Zukunft noch zu verstärken. Reichsminister Speer hat sich in einer Sitzung des Bauwirtschaftsausschusses dahingehend ausgesprochen, daß die nach dem Osten zu überweisenden Bauarbeiter möglichst unter der Leitung ihrer Firmen einzusetzen sind. Die Bauindustrie ist für diese Zusage dankbar, denn der firmenmäßige Einsatz der Mannschaften gibt Gewähr dafür, daß geschlossene und aufeinander eingespielte Belegschaften voll zur Geltung kommen, daß der Zusammenhang zwischen den Firmen und ihren Gefolgschaften erhalten bleibt und daß die Organisationen der einzelnen Firmen für die kommenden großen Bauaufgaben schlagkräftig verbleiben.

Der firmenmäßige Einsatz legt der Bauindustrie die Verpflichtung auf, von sich aus alles zu tun, daß auch das höchste an Leistung vollbracht wird. Hierzu ist es vor allem notwendig, tüchtiges, erfahrenes und zuverlässiges Aufsichtspersonal mitzugeben. Es kann vielleicht eingewendet werden, daß, abgesehen von einer Reihe von Brücken über die großen Ströme, die im Ostraum zu bewältigenden Bauaufgaben keine großen Schwierigkeiten aufweisen, sondern daß es sich häufig nur um Bauarbeiten einfachster Art handelt. Das ist nur bedingt richtig, denn es dürfen nicht die Schwierigkeiten verkannt werden, die durch die Weite des russischen Raumes, die großen Entfernungen und die Transportverhältnisse gegeben sind.

Wenn dort einem Bauleiter oder Truppführer die Durchfüh-

Wenn wir einen Rückblick auf das Bauschaffen des letzten rung irgendeiner Aufgabe übertragen ist, dann kann er sich nicht mit seiner heimischen Zentrale in Verbindung setzen, um nähere Anweisungen zu erhalten, sondern er muß selbst aus eigener Initiative und aus eigenem Können heraus den Bau so durchführen, wie es mit den an Ort und Stelle vorhandenen Mitteln am besten möglich ist. Der Bauleiter muß also über die nötigen technischen Erfahrungen verfügen, um sich in jeder Lage zu helfen zu wissen. Er muß auch die Persönlichkeit sein, sich überall durchsetzen zu können. Dringend ist den Firmen zu empfehlen, bei ihren Trupps alle Maßnahmen einzuführen, um den Werkzeugverschleiß auf ein möglichst geringes Maß zurückzuführen. Alle LKW.s und PKW.s, die in der Heimat irgend entbehrlich sind, sollten für den Osteinsatz freigemacht werden.

> Die Walfen, mit denen unsere Ingenieure kämpfen, sind geistiger Art; es sind theoretisches Wissen, praktische Erfahrungen und technisches Organisationsvermögen. Es ist unsere Pflicht, gerade in Kriegszeiten diese Walfen scharf zu halten, und es sei mir daher gestattet, in dieser Beziehung einige Ausführungen zu machen.

> Für die Durchführung von Stahlbetonbauten sind bekanntlich die Bestimmungen des deutschen Ausschusses für Stahlbeton maßgebend. Diese Bestimmungen sind keine reinen Baupolizeivorschriften, sondern sie stellen auch einen Querschnitt durch unsere gesamten technischen Erfahrungen auf diesem Gebiet dar. Sie können daher nicht unveränderlich sein, sondern bedürfen in gewissen Zeitabständen einer Überarbeitung, um sie den fortgeschrittenen Erkenntnissen anzupassen.

> Zurzeit werden die Stahlbetonbestimmungen neu beraten. Die geplanten Abänderungen und Verbesserungen haben nicht nur Interesse für die späteren Friedenszeiten, sondern auch jetzt im Kriege bereits erhebliche Bedeutung. Es sei daher die Bitte der beteiligten Fachkreise ausgesprochen, daß die neuen Bestimmungen baldmöglichst zur Einführung gelangen.

> Es sind im Laufe der letzten Jahre eine große Zahl von Mitteln auf den Markt gekommen, die sich die Verbesserung irgendwelcher Eigenschaften des Betons zum Ziele gesetzt haben. Zum Teil werden diese Mittel dem Beton bei seiner Zubereitung zugesetzt, zum Teil werden sie später auf die erhärtete Außenfläche aufgestrichen oder aufgetragen. Es gibt Frostschutzmittel, die es ermöglichen sollen, auch bei größeren Kältegraden ohne Gefahr zu betonieren. Es gibt andere Mittel, die den Beton wasserdicht oder öldicht oder auch unempfindlich gegen äußere Einflüsse machen sollen.

> Zahlreiche Anfragen aus der Praxis lassen erkennen, daß bei der großen Zahl dieser Mittel heute ein Überblick schwer möglich ist. Der Deutsche Beton-Verein hat sich daher zu dem Versuch entschlossen, hierin eine gewisse Ordnung zu bringen.

> Zunächst soll einmal im Laboratorium des Vereins Deutscher Portlandzementfabriken unter Leitung von Herrn Dr. Haeger mann ein Versuchsprogramm mit allen gängigen Frostschutzmitteln durchgeführt werden. Nach Abschluß dieser Versuche wird ein Überblick darüber möglich sein, ob, unter welchen Voraussetzungen und mit welchem Erfolg Frostschutzmittel angewendet werden können und welche Frostschutzmittel brauchbar sind. Bei dieser Gelegenheit wird durch die Untersuchung von Frostschutzmitteln auch ein einheitliches Prüfverfahren entwickelt, nach dem sich später auf den Markt kommende Frostschutzmittel zu richten haben.

¹ Nach einem Vortrag, gehalten auf der Vortragstagung des Deutschen Beton-Vereins am 25. 3. 1942.

Ein anderes wichtiges Gebiet ist die Öldichtigkeit des Betons. Sie hat bereits während des Krieges 1914/18 eine große Rolle gespielt, als es sich darum handelte, Mineralöle in Behältern aus Beton oder Stahlbeton einzulagern.

Der Deutsche Beton-Verein will sich angesichts der großen Bedeutung, die die Öldichtigkeit des Betons gerade jetzt wieder gewonnen hat, dieses Fragenkomplexes annehmen. Es soll zunächst einmal das vorhandene Material gesichtet und dann durch entsprechende systematische Versuche festgestellt werden, für welche Öle die Dichtigkeit des Betons heute bejaht werden kann. Ist unser Wissen erst einmal abgegrenzt, so wird es auch leichter sein, mit Forschungsarbeiten in die noch unerschlossenen Gebiete vorzustoßen.

Es gibt noch eine Reihe anderer Fragen im Stahlbetonbau, die nicht restlos geklärt sind und zu deren Beantwortung umfangreiche Versuche notwendig sind. Es ist auch nicht so, daß die Versuchsprogramme, deren Durchführung wünschenswert ist, im Laufe der Zeit weniger werden, sondern im Gegenteil, sie werden entsprechend der zunehmenden Ausbreitung der Bauweise immer mehr. Hier darf ich darauf aufmerksam machen, daß die Versuchsanstalten, die heute in Deutschland auf Grund ihrer personalmäßigen Besetzung und ihrer Einrichtungen für die Durchführung derartiger Versuche auf dem Gebiete des Stahlbetons in Frage kommen, in Zukunft nicht ausreichen werden. Es muß rechtzeitig an ihre Erweiterung oder Vergrößerung gedacht werden. Zwei Wege sind möglich. Entweder werden die Versuche auf dem Gebiete des Beton- und Stahlbetonbaues auf einige wenige Versuchsanstalten konzentriert, die sich bisher auf diesem Gebiet besonders bewährt haben, und diese Versuchsanstalten müßten dann einen entsprechenden Ausbau erfahren, oder es muß die Zahl der Versuchsanstalten, die für diese Versuche in Frage kommen, überhaupt vermehrt werden. Es ist nicht anzunehmen, daß die Bereitstellung der Geldmittel für derartige wichtige Aufgaben auf Schwierigkeiten stoßen sollte.

Mit der Entwicklung und dem Ausbau unserer Bauweise sind auch ihre Konstruktionsformen immer vielseitiger geworden. Damit sind auch die Arbeit, die auf die Festigkeitsberechnungen verwendet werden muß, und deren Umfang gestiegen. Außer der statischen Berechnung ist auch bei Bauteilen, die Schwingungsbeanspruchungen ausgesetzt sind, eine dynamische Berechnung aufzustellen. Den weitaus größten Anteil der Festigkeitsberechnungen stellen aber nach wie vor die statischen Berechnungen dar. Unsere statischen Erkenntnisse sind durch den Hinzutritt der Flächen- und räumlichen Tragwerke vergrößert worden. Wir sehen uns heute auch veranlaßt, die Bauwerke genauer und mit verfeinerten Methoden durchzurechnen als früher. Es ist ohne weiteres einleuchtend, daß ein Hallenbinder von 50 oder 60 m Spannweite oder eine Brücke von 100 m Spannweite und darüber sorgfältiger unter Berücksichtigung aller Nebeneinflüsse untersucht werden muß als ein Hallenbinder von vielleicht 20 m und eine Brücke von vielleicht 30 m Spannweite. Bei der Knappheit an Konstruktionsingenieuren ist zu erwägen, ob nicht in Zukunft ein Teil unserer statischen Berechnungen mehr als bisher durch Modellversuche ersetzt werden kann.

Der Gedanke ist nicht neu. Es ist von jeher üblich gewesen, bei komplizierten statischen Gebilden das Kräftespiel am Modell nachzuweisen. Bereits vor einer Reihe von Jahren haben sowohl in Deutschland als auch in Amerika Modellverfahren Verbreitung gefunden, die in verhältnismäßig einfacher Weise die Berechnung von Rahmen, Bögen und ähnlichen Gebilden in jeder Form gestatteten. Das Modell bestand hierbei aus Papier oder einer papierähnlichen Masse. Es werden eine oder mehrere statisch Unbestimmte beseitigt; als Ersatz werden äußere Kräfte angebracht. Die gemessenen Durchbiegungen gestatten einen Rückschluß auf die Einflußlinien. Eines dieser Verfahren ist unter dem Namen Nupubest (Nullpunksbestimmung) bekannt geworden.

Große Verdienste auf diesem Gebiet hat sich Herr Ministerialdirigent Prof. Dr.-Ing. Schaechterle erworben, der ein ähnliches Verfahren entwickelt und große Brückenbauwerke der Reichsbahnund Reichsautobahn hiermit untersucht hat. Es sind ihm insbesondere sehr aufschlußreiche Erkenntnisse über die Mitwirkung des starren Überbaues bei weitgespannten Bogenbrücken zu verdanken.

In den letzten Jahren ist auch das spannungsoptische Verfahren entwickelt worden, das für unsere Festigkeitsuntersuchungen von großer Bedeutung zu werden verspricht. Mittels dieses Verfahrens werden an Modellen, die aus einer geeigneten Masse hergestellt werden, die Kraftlinien sichtbar, und aus ihrem Verlauf kann gegebenenfalls auf die Größe der Kräfte geschlossen werden. Aber auch schon die Kenntnis des genauen Kraftlinienverlaufes kann sehr große Vorteile bieten. Man denke nur an einen mehrstieligen Stockwerksrahmen, bei dem die Berechnung mit einer großen Zahl von statisch Unbestimmten in eine Reihe von Einzelberechnungen mit nur wenigen statisch Unbestimmten aufgelöst werden könnte, sobald die Nullpunkte bekannt sind.

Das spannungsoptische Verfahren hat z. B. auch sehr gute Ergebnisse bereits geleistet bei den Untersuchungen über die Festigkeitseigenschaften hoher wandartiger Träger. Ich glaube jedenfalls, daß diese oder ähnliche Verfahren, die ich als Modellstatik bezeichnen möchte, in Zukunft bei unseren Konstruktionsbüros mehr Eingang finden werden und daß sie zum mindesten eine Verlagerung von hochwertiger wissenschaftlicher Arbeit auf eine mehr mechanische Rechenarbeit gestatten.

Wir leiden an einem großen Mangel an Ingenieuren und Facharbeitern. Dieser Mangel ist nachgerade chronisch geworden, und es sieht nicht so aus, als ob es nach gewonnenem Kriege, auch wenn die Wehrmacht alle Leute wieder freigegeben haben wird, anders sein wird. Wir werden uns für alle Zeiten darauf einrichten müssen, unsere Bauten mit weniger Ingenieuren und weniger Facharbeitern als bisher durchzuführen. Leider ist es im Baugewerbe nicht möglich, ähnlich wie im Maschinenbau, diesen Schwierigkeiten durch die Einführung von Serienfabrikation, durch Band- oder Fließarbeit auszuweichen. Wir müssen davon ausgehen, daß gerade die Baukunst eine ungeheure Vielzahl von Erscheinungsformen hat. Aber manchmal ist es trotzdem nicht recht einzusehen, weshalb unbedingt alle Häuser verschieden aussehen müssen und weshalb nicht zwei oder mehrere Brücken einander vollkommen gleich sein sollen.

Auf jeden Fall ist sicher, daß wir auch beim Bauen um eine gewisse Normung und Typisierung nicht herumkommen werden, wenn wir die Bauaufgaben, die uns heute und insbesondere später in der Zukunft gestellt werden, lösen wollen. Ich hatte hierüber bereits auf der Hauptversammlung im Frühjahr 1940 einige Ausführungen gemacht. Ich halte aber das Gebiet für so wichtig, daß ich selbst auf die Gefahr hin, mich zu wiederholen, hierauf noch einmal zurückkommen möchte.

Ich hatte mir damals die Vorschläge des Herrn Prof. N e uf e r t zu eigen gemacht, bei unseren Industriebauten einheitliche Achsmaße und einheitliche Fensterteilungen einzuführen. Außer der vereinfachten Grundrißgestaltung hätte dieses Regelspannweiten für unsere Balken, Unterzüge, Fensterstürze usw. zur Folge. Ich hatte dann weiter vorgeschlagen, auch die Geschoßhöhen zu normen. Man würde dann auf gleiche Säulenlängen und Regelausbildungen von Treppen kommen. Eine weitere Ergänzung würde dann noch sein, auch für die Nutzlasten bestimmte Regellasten einzuführen, also z. B. 250, 500, 750, 1000, 1500 und 2000 kg/m². Ferner hatte ich damals bereits als notwendig herausgestellt, auch für die Säulendicken und Balkenbreiten bestimmte Regelmaße einzuführen, also für die Säulen z. B. 25 \times 25, 30 \times 30, 35 \times 35 usw. in 5 cm Abstand. Für die Balken wären die gleichen Breiten mit gleichen Abständen zu wählen.

Es ist sicher, daß nicht alle Bauten nach derartigen Normen ausgeführt werden können; insbesondere werden im allgemeinen Umbauten und Anbauten ausscheiden. Aber bei allen Bauten, die neu entworfen und hergestellt werden, könnten derartige Normen zur Anwendung gelangen. Sie würden eine weitgehende Vereinfachung der Entwurfsarbeit zur Folge haben. Es könnten bessere Tabellenwerke für die Tragfähigkeit von Säulen und Balken berechnet werden, und es würde auch möglich sein, für die üblichen Säulen, Balken, Fensterstürze, Treppen und ähnliche Konstruktionsteile Regelentwürfe aufzustellen, die dann nach Bedarf verwendet werden könnten. Heute ist der Zustand so, daß bei jedem Stahlbetonbau selbst der kleinste Bauteil mit allen seinen Eiseneinlagen einzeln herausgezeichnet werden muß. Durch derartige Musterentwürfe würde also eine große Entlastung der Konstruktionsbüros eintreten können.

Ich habe damals auch bereits darauf hingewiesen, daß für Gebäude, die sich häufig wiederholen, Typenentwürfe aufgestellt werden können. Vor ein paar Jahren wurden von einer Stelle Musterentwürfe für eine größere Zahl zu erstellender Silobauten angefertigt. Der Fortschritt war unverkennbar, indem manche Doppelarbeit vermieden wurde. Aber das Ergebnis war damals auch noch nicht voll befriedigend, weil die örtlichen Stellen gelegentlich Abänderungen vornahmen, z. B. Änderungen der Gesims- oder der Stockwerkhöhen. Ferner stellte sich heraus, daß die Einbauteile der einzelnen Maschinenfabriken verschieden waren, so daß auch hierfür wieder Umkonstruktionen im technischen Büro erfolgen mußten.

Es sind im Laufe der letzten Jahre sehr viel Kühlhäuser in Deutschland erbaut worden. Ich möchte annehmen, daß dies später in dem großdeutschen Wirtschaftsraum in noch größerem Maße der Fall sein wird. Hier müßte es doch ein leichtes sein, durch Gemeinschaftsarbeit zwischen den Kühlhausgesellschaften, den Baufirmen und den Maschinenfabriken zu Typenentwürfen für Küblhäuser verschiedenen Fassungsraumes zu kommen. Ebenso müßte es auch im Brückenbau möglich sein, durch Einführung bestimmter Typen sehr viel übertlüssige Beanspruchung unserer Konstruktionsbüros und auch unserer Baustellen zu beseitigen.

Die Typisierung und Normung kann sich aber nicht nur auf die Bauten selbst beschränken, sondern muß auch bei den Baumaschinen und Baustelleneinrichtungen erfolgen.

Bei den Baumaschinen ist die Aufgabe im großen und ganzen gelöst. Durch eingehende Zusammenarbeit zwischen der Wirtschaftsgruppe Bauindustrie, den betreffenden Maschinenfabriken und dem G. B. Bau ist die Unzahl der Typen an Baggern, Lokomotiven, Loren, Mischmaschinen, Turmdrehkräne usw. auf wenige gängige Typen zurückgeführt worden. Dies bietet für den Einsatz und die Bedienung dieser Maschinen sowie für die Ersatzteilbeschaffung kaum zu überschätzende Vorteile.

Aber auch die Baustelleneinrichtung muß mehr als bisher genormt werden. Es ist eine nicht zu vertretende Anstrengung, wenn bei jeder kleinen und mittleren Baustelle von neuem Überlegungen angestellt werden, wie die Zuschlagstoffe und der Zement zu lagern, abzumessen und am besten zu den Mischmaschinen zu bringen sind. Hier fehlen transportable Bunker aus Stahl mit einem Fassungsvermögen von etwa 200—250 m³ Zuschlägen mit einfach zu bedienenden Abmessungsvorrichtungen und insbesondere einfachen Beschickungsmöglichkeiten. Auf Großbaustellen kann man für die Beschickung derartiger Bunker fahrbare Greifer heranziehen. Auf kleineren und mittleren Baustellen sind derartige Geräte zu teuer. Hier muß die Beschickung der Bunker mittels Förderband, Becherwerk, Aufzug oder dergl. erfolgen. Die Beschickung der Bunker und nicht etwa die Entnahme ist im allgemeinen das schwierigere Problem.

Es liegt im Zuge der Rationalisierung der Bauindustrie, möglichst viel Arbeiten statt auf der Baustelle auf den gut eingerichteten Lagerplätzen ausführen zu lassen.

Viele Firmen haben sich seit Jahren daran gewöhnt, auf ihren Lagerplätzen die Rundstähle zuzuschneiden und zu biegen und auch die Schalung herzurichten und in Tafeln herzustellen. Das Verfahren geht natürlich nur dann, wenn die Entwurfsarbeit für das betreffende Bauvorhaben genügend weit vorgeschritten ist, wenn also nicht im letzten Augenblick noch wesentliche Änderungen zu erwarten sind. Sonst bietet dieses Verfahren aber nur Vorteile.

Der stationäre Lagerplatz wird einmal für diese Arbeiten auf das beste und mit den modernsten Bearbeitungsmaschinen ausgerüstet. Dafür entfallen die entsprechenden Einrichtungen auf einer großen Zahl von Baustellen. Abfall- und Restbestände an Rundeisen und Schalholz können sehr viel besser ausgenützt werden. Es ist ferner möglich, auf den Lagerplätzen einen Stamm von guten Eisenbiegern und Zimmerleuten zu halten, die diese Arbeiten wesentlich rationeller als eine neu angeworbene Belegschaft auf einer Baustelle durchführen können. Die fertig gebogenen Eisen und die fertige Schalung werden mit der Eisenbahn oder mit Lastkraftwagen zur Baustelle geschafft und dort verlegt bzw. aufgestellt. Das Verfahren wird in Zukunft besonders vorteilhaft, wenn wieder eine ausreichende Zahl von Lastkraftwagen für den Verkehr zwischen Lagerplatz und Baustelle zur Verfügung steht.

Man kommt hierdurch auch zwangsläufig zu einer größeren Anwendung von Schaltafeln, gleichgültig, ob sie aus Holz oder Eisen sind, und die Vorteile werden besonders dann in die Erscheinung treten, wenn die Normung und Typisierung von Bauwerken mehr eingeführt sein werden, so daß einmel zugeschnittene Schalung ohne jede Umänderung verwendet werden kann.

Die Bauindustrie hat seit einer Reihe von Jahren mit manchen Schwierigkeiten bei der Durchführung ihrer Baustellen zu kämpfen gehabt. Ich brauche sie nicht im einzelnen aufzuzählen. Es war Gelegenheit vorhanden, festzustellen, welche Schwierigkeiten sich am unangenehmsten bemerkbar machen, d. h. verteuernd wirken, was gleichbedeutend mit unnötigem Verbrauch an Arbeitskraft ist. Es hat sich immer wieder gezeigt, daß eine ungenügend vorbereitete Baustelle die schlechtesten Ergebnisse zeitigt. Die richtige Vorbereitung einer Baustelle bedeutet, daß bei der Vergabe der Arbeiten der Entwurf soweit geklärt ist, daß nur noch konstruktive Einzelheiten durchzuarbeiten sind und daß weiterhin die ungehinderte Durchführung der Baustelle gesichert ist, daß also die erforderliche Mindestzahl von Arbeitern in der notwendigen Zusammensetzung vorhanden ist und daß für diese Arbeiter die nötigen Baustoffe und die nötigen Transportmittel zur Verfügung stehen. Fehlt es an einer dieser Voraussetzungen, dann steigen nicht nur, sondern schnellen die Baukosten nach oben.

ZUR STABILITÄT DER SCHWINGUNGEN IN SCHACHTWASSERSCHLÖSSERN MIT UNVERÄNDERLICHER LEISTUNGSENTNAHME.

Von Ing. Josef Frank, Wasserkraftabteilung der Siemens-Schuckertwerke, Berlin.

DK 627.843

Ü bersicht: Nach einem Überblick über den derzeitigen Stand der Stabilitätsfrage wird über systematische zeichnerische Untersuchungen berichtet, aus denen unter Zuhilfenahme dreier dimensionsloser Kenngrößen (β , ε , n) die Stabilitätsbedingungen für Störungen mit endlichen Schwingungsweiten ermittelt werden.

Die Frage, wie ein ungedämpftes Schachtwasserschloß zu bemessen ist, damit stehende oder angefachte Schwingungen bei unveränderlicher Leistungsentnahme sicher vermieden werden, hat die Hydrauliker seit dem Bekanntwerden der Betriebsschwierigkeiten am Heimbachkraftwerk beschäftigt. Zuerst trat D. Thoma¹ mit seinem klassischen Werk hervor, in dem er die Stabilitäts-

¹ Thoma, D.: Zur Theorie des Wasserschlosses bei selbsttätig geregelten Turbinenanlagen. München 1910. bedingungen für kleine Schwingungen aufstellte. Diese Betrachtungen wurden später von anderen Forschern auf andere Wasserschloßsysteme übertragen, wie z.B. von Vogt² auf die gedämpften Wasserschlösser und von Calame und Gaden³ auf Anlagen, die im Verbund arbeiten. Die endlichen Schwingungsweiten hat Schüller⁴ in den Kreis der Betrachtungen

 2 V o g t , F.: Berechnung und Konstruktion des Wasserschlosses. Stuttgart 1923.

³ Calame u. Gaden: De la stabilité des installations hydrauliques munies de chambres d'équilibre. Schweiz. Bauzeitg. 90 (1927) S. 55.

S. 55.
⁴ S c h üller, J.: Ein Beitrag zum Problem des Wasserschlosses.
Diss. Deutsche Techn. Hochschule Prag 1926. — Eine wirtschaftliche

gezogen und seine Ergebnisse kürzlich in zusammengefaßter Form im Rahmen eines Buches gebracht⁵. Ihm ist es auch erstmals gelungen, eine Wasserschloßform anzugeben, für die sich die Stabilität in strenger Form ohne Vernachlässigungen nachweisen läßt.

Hinsichtlich des ungedämpften Schachtwasserschlosses mit unveränderlicher Querschnittsfläche hat jedoch keine der vorgenannten Arbeiten eine restlose Klärung gebracht.

Verschiedentlich werden gewisse Sicherheitszuschläge, z. B. zum Thomaquerschnitt, empfohlen, wobei freilich ungewiß bleibt, wie groß in jedem Einzelfall die Sicherheit wirklich ist. Wer sich in der Praxis, etwa bei Mitteldruckanlagen mit ihren meist sehr teueren Wasserschlössern, mit der Stabilitätsfrage hat beschäftigen müssen, der weiß, wie ungewiß noch vieles ist und wie erwünscht es wäre, sofort genau zu wissen, welche Wasserschloßquerschnitte unter allen Umständen stabile Verhältnisse gewährleisten.

Im folgenden wird zunächst eine kurze Darstellung des der zeitigen Standes der Stabilitätsforschung, soweit sie sich mit Einzelkraftwerken befaßt, gegeben. Anschließend soll über eine große Anzahl systematisch durchgeführter zeichnerischer Integrationen berichtet werden, die einen guten Überblick über das Problem geben und schließlich eine praktisch ausreichend sichere Bemessung des zylindrischen Wasserschlosses bei konstanter Leistungsentnahme gestatten.

Zunehmende Schwingungen bzw. unstabile Verhältnisse können nur bei Belastungsvergrößerungen, und zwar nur dann entstehen, wenn mit abnehmender Fallhöhe der Wasserverbrauch wächst. Dieser Fall liegt z. B. dann vor, wenn die Turbinen so ausgelegt sind, daß sie ständig gleiche Leistung abgeben, d. h. auch in der Lage sind, die mit abnehmender Fallhöhe immer größer werdenden erforderlichen Wassermengen zu verarbeiten. Diese Voraussetzung ist bei allen Stabilitätsuntersuchungen gemacht und wird auch in der vorliegenden Arbeit beibehalten.

Es werden nachstehende Bezeichnungen verwendet:

 $H_0 = Rohgefälle$

Q, v = Wassermenge und Fließgeschwindigkeit im Stollen, positiv bei Wasserbewegung von der Wasserfassung zum Wasserschloß

 Q_0 , v_0 = Wassermenge und Geschwindigkeit bei Vollast

- Q_1 , v_1 = Wassermenge und Geschwindigkeit bei Teillast
- q = augenblicklicher Wasserverbrauch der Turbinen, im Beharrungszustand = Q_0
- L = Stollenlänge
- $h \qquad = \text{ Druckverlust im Stollen, } h = \alpha \cdot v^2$
- Beiwert, der mit v^{*} multipliziert den Druckverlust ergibt
- h_0 = Druckverlust bei Vollast, $h_0 = \alpha \cdot v_0^2$
- $h_1 = Druckverlust bei Teillast, <math>h_1 = \alpha \cdot v_{11}^2$
- F = waagrechter Wasserschloßquerschnitt
- f = Stollenquerschnitt
- C = Turbinenleistung in mt/s, C = $(H_0 h_0) \cdot Q_0$
- $z = Spiegellage im Wasserschloß bezüglich der Wasserfassung, positiv nach abwärts, im Beharrungszustand bei Vollast <math>z_0 = h_0$
- z_{max} = tiefste Spiegellage im Wasserschloß
- t = Zeit in Sekunden
- g = Schwerebeschleunigung
- $Z_+ = v_e \cdot \left| \frac{\overline{L \cdot f}}{g \cdot F} \right|$ = Schwingungsausschlag bei reibungsfreiem Stollen und plötzlicher Belastungsvergrößerung von Null auf Vollast bei unveränderlichem Wasserverbrauch

$$x = \frac{z}{h_0}, x_{max} = \frac{z_{max}}{h_0}, y = \frac{Q}{Q_0} = \frac{v}{v_0}$$

(1928) S. 347. ⁵ Frank u. Schüller: Schwingungen in den Zuleitungs- und Ableitungskanälen von Wasserkraftanlagen. Berlin 1938.

$$\begin{split} \mathbf{n} &= \frac{\mathbf{Q}_1}{\mathbf{Q}_0} = \frac{\mathbf{v}_1}{\mathbf{v}_0}, \ \beta = \frac{\mathbf{h}_0}{\mathbf{H}_0} \\ \mathbf{e} &= \frac{\mathbf{L} \cdot \mathbf{f} \cdot \mathbf{v}_0^2}{\mathbf{g} \cdot \mathbf{F} \cdot \mathbf{h}_0^2} = \text{Wasserschloßkennziffer} \\ \mathbf{\bar{x}} &= \frac{\mathbf{z}}{\mathbf{Z}_+} = \frac{\mathbf{x}}{\sqrt{\varepsilon}} \,. \end{split}$$

1. Die Grundgleichungen.

Die Wasser- und die Spiegelbewegung im System Stollen-Wasserschloß ist unter den üblichen Annahmen ⁵ durch die beiden Differentialgleichungen beschrieben:

(1)
$$q = v \cdot f + F \cdot \frac{dz}{dt}$$
 (Raumgleichung),

2)
$$\frac{L}{g} \cdot \frac{dv}{dt} = z - \alpha \cdot v^2$$
 (Beschleunigungsgleichung),

ferner durch die Reglergleichung 6

$$C = q \cdot (H_0 - z),$$

aus der sich der für eine bestimmte unveränderliche Leistungsentnahme $C = Q_0 (H_0 - h_0)$ erforderliche Wasserverbrauch der Turbinen ergibt:

(4)
$$\mathbf{q} = \mathbf{Q}_{\mathbf{0}} \cdot \frac{\mathbf{H}_{\mathbf{0}} - \mathbf{h}_{\mathbf{0}}}{\mathbf{H}_{\mathbf{0}} - \mathbf{z}}.$$

Durch Vereinigung der Gl. (1) bis (3) ergibt sich die Differentialgleichung des bei unveränderlicher Leistungsentnahme schwingenden Systems

(5)
$$\begin{vmatrix} \frac{\mathrm{d}^{2} z}{\mathrm{d} t^{2}} - \frac{\alpha g \cdot F}{f \cdot L} \cdot \left(\frac{\mathrm{d} z}{\mathrm{d} t}\right)^{2} + \frac{\mathrm{d} z}{\mathrm{d} t} \cdot \left|\frac{2 \cdot \alpha \cdot g \cdot C}{L \cdot f \cdot (H_{0} - z)}\right| \\ - \frac{C}{F \cdot (H_{0} - z)^{2}} + \frac{g \cdot f}{L \cdot F} \cdot z = \frac{\alpha \cdot C^{2} \cdot g}{L \cdot F \cdot f \cdot (H_{0} - z)^{2}}.$$

Eine strenge Lösung ist mit den heute verfügbaren Mitteln der Mathematik nicht möglich, jedoch kann unter gewissen vereinfachenden Annahmen eine Untersuchung der Beiwerte durchgeführt werden, aus der sich ein Bild über den Verlauf der Schwingungen ergibt.

2. Die Ergebnisse von Thoma und Schüller.

Vernachlässigt man in Gl. (5) für kleine Störungen einer Gleichgewichtslage $\left(\frac{dz}{dt}\right)^2$ als klein gegenüber $\frac{dz}{dt}$, setzt ferner $z = h_0 + s$, wobei s eine kleine Abweichung von der Gleichgewichtslage h_0 bedeutet, und vernachlässigt weiterhin unendlich kleine Glieder von höherer als erster Ordnung, so erhält man

(6)
$$\begin{vmatrix} \frac{d^{2}s}{dt^{2}} + \frac{ds}{dt} \cdot \left| \frac{2 \cdot \alpha \cdot C \cdot g}{L \cdot f \cdot (H_{0} - h_{0})} - \frac{C}{F \cdot (H_{0} - h_{0})^{2}} \right| + \frac{g \cdot f \cdot (H_{0} - h_{0}) \cdot (H_{0} - 3h_{0})}{L \cdot F \cdot (H_{0} - h_{0})^{2}} + \frac{g \cdot f \cdot (H_{0} - h_{0}) \cdot (H_{0} - 3h_{0})}{L \cdot F \cdot (H_{0} - h_{0})^{2}} \cdot s = 0.$$

Bei gedämpften Schwingungen müssen alle Beiwerte positiv sein. Aus dieser Bedingung gehen die von Thoma gefundenen Beziehungen hervor:

T . f

10)

$$h_0 < \frac{H_0}{3},$$

$$F_{Th} = \frac{1}{2 \cdot \alpha \cdot g \cdot (H_0 - 1)}$$

In der Vogt'schen Schreibweise lautet (8)

$$\varepsilon_{\rm Th} = 2 \cdot \frac{1 - \mu}{\beta}$$

Durch Gl. (8) ist nach den Anschauungen Thoma's die Grenze zwischen gedämpften und angefachten Schwingungen festgelegt, d. h. in einem Wasserschloß, dessen Daten der Gl. (8) bzw. (9) genügen, treten stehende Schwingungen auf. Zur Erzielung gedämpfter Schwingungen muß $F > F_{Th}$ bzw. $\varepsilon < \varepsilon_{Th}$ sein. Erreicht

Wasserschloßform. Schweiz. Bauzeitg. 89 (1927) S. 329. — Das Stabilitätskriterium für gedämpfte Wasserschlösser bei Belastungsstörungen mit endlichen Schwingungsweiten. Wasserkraft u. Wasserwirtsch. 23 (1928) S. 347.

⁶ Der veränderliche Wirkungsgrad und sonstige Einflüsse, die sich aus den mechanischen Eigenschaften der Maschinen ergeben, werden nicht berücksichtigt. Vgl. hierzu Frank-Schüller, Schwingungen (Fußnote 5).

 ε schließlich einen Wert

(10)
$$\varepsilon' = \frac{2(\mathbf{I} - \beta)}{(\mathbf{I} - 2\beta) + \sqrt{(\mathbf{I} - \beta)(\mathbf{I} - 3\beta)}},$$

so treten überhaupt keine Schwingungen auf, der neue Beharrungszustand wird ohne Schwingungen erreicht.

Wächst dagegen e über den Wert der Gl. (9), so zeigen sich nach Thoma zunächst angefachte Schwingungen nach Abb. 2. Wird ein oberer Grenzwert 7

(11)
$$\varepsilon'' = \frac{2(1-\beta)}{(1-2\beta)-1/(1-\beta)(1-3\beta)}$$

erreicht, dann kehrt der Wasserschloßspiegel schon im ersten Schwingungsgang nicht mehr auf seine Ausgangshöhe zurück, er sinkt, unbegrenzte Regleröffnung vorausgesetzt, bis zum Unterwasser ab.

Die Gl. (9), (10) und (11) sind in Abb. 1 zeichnerisch dargestellt.



Abb. 1. Stabilitätsbedingungen nach Thoma und Schüller.

Zusammenfassend ist also festzustellen, daß nach Thoma die Stabilitätsgrenze durch die stehende Schwingung dargestellt ist, an die sich bei weiterer Zunahme von ε bzw. Abnahme von F stets die angefachte Schwingung anschließt. Dieses Ergebnis wird weiter unten zu überprüfen sein.

Schüller setzt in Gl. (5) gleichfalls $z = h_0 + s$, wobei aber s eine endliche Abweichung bedeutet; er erhält nach Unterdrückung der Glieder in s von höherer als 2. Ordnung

(12)
$$\begin{vmatrix} d^2 s \\ dt^2 \\ = \frac{\alpha \cdot g \cdot F}{f \cdot L} \cdot \left(\frac{ds}{dt} \right)^2 + \frac{ds}{dt} \begin{vmatrix} 2 \cdot \alpha \cdot C \cdot g \\ L \cdot f \cdot (H_0 - h_0 - s) \end{vmatrix} - \frac{C}{F \cdot (H_0 - h_0 - s)^2} \end{vmatrix} + s \cdot \left| \frac{g \cdot f}{L \cdot F} - \frac{\alpha \cdot C^2 \cdot g}{L \cdot F \cdot f \cdot (H_0 - h_0)^2} \cdot \left(\frac{2}{H_0 - h_0} + \frac{s}{(H_0 - h_0)^2} \dots \right) \right| = 0.$$

Der Beiwert von s muß bei gedämpfter Schwingung positiv sein. Daraus ergibt sich 7a, allerdings unter der ungünstigen Annahme $s = H_0 - h_0,$

$$(r_3) h_0 < \frac{H_0}{4}.$$

Auch der Beiwert von $\frac{dz}{dt}$ (s. Gl. (5)) muß positiv sein. Daraus geht für Belastung von Null aus die Stabilitätsgrenze

(14)
$$\mathbf{F}_{Sch} = \frac{\mathbf{L} \cdot \mathbf{f}}{\mathbf{x} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{H}_0}$$

⁷ Bei den Gl. (10) und (11) ist, abweichend von der Thoma'schen Originalarbeit, eine Darstellung mit Hilfe der Vogt'schen Verhältniszahlen gewählt. Die Gleichungen sind aber mit Rücksicht auf größere Handlichkeit anders angeschrieben als bei Vogt.

7a Vgl. hierzu: Karas, K.: Rechnerische Ermittlung der Spiegel bewegung gedämpfter Wasserschlösser. Ing.-Arch. 12 (1941) S. 370.

bzw. (15)

hervor.

Gl. (15) ist in Abb. 1 zum Vergleich ebenfalls dargestellt. Für einen mit z veränderlichen Wasserschloßquerschnitt F lautet die aus (1), (2) und (3) entstandene Schwingungsgleichung nach Schüller

 $=\frac{1}{\beta}$

$$(16) \quad \left| \begin{array}{c} \frac{\mathrm{d}^2 z}{\mathrm{d} t^2} + \left| \frac{\mathrm{I}}{\mathrm{F}} \cdot \frac{\mathrm{d} \, \mathrm{F}}{\mathrm{d} z} - \frac{\mathrm{g} \cdot \alpha \cdot \mathrm{F}}{\mathrm{L} \cdot \mathrm{f}} \right| \cdot \left(\frac{\mathrm{d} \, z}{\mathrm{d} \, t} \right)^2 + \left| \frac{2 \cdot \alpha \cdot \mathrm{g} \cdot \mathrm{C}}{\mathrm{L} \cdot \mathrm{f} \cdot (\mathrm{H}_0 - z)} - \frac{\mathrm{C}}{\mathrm{F} \cdot (\mathrm{H}_0 - z)^2} \right| \cdot \frac{\mathrm{d} \, z}{\mathrm{d} \, t} + \frac{\mathrm{g} \cdot \mathrm{f}}{\mathrm{L} \cdot \mathrm{F}} \cdot z = \frac{\mathrm{C}^2 \cdot \alpha \cdot \mathrm{g}}{\mathrm{L} \cdot \mathrm{f} \cdot \mathrm{F} \cdot (\mathrm{H}_0 - z)^2} \,.$$

Die Untersuchung zeigt, daß ein mit z veränderlicher Querschnitt

(17)
$$\mathbf{F} = \frac{\mathbf{L} \cdot \mathbf{f}}{2 \cdot \alpha \cdot \mathbf{g} \cdot (\mathbf{H}_0 - z)}$$

den Beiwert von $\frac{dz}{dt}$ zum Verschwinden bringt und den von $\left(\frac{dz}{dt}\right)^2$ über die ganze Schwingung positiv werden läßt. Gl. (17), die

ohne irgendwelche Vernachlässigung von Gliedern des Ausdruckes (16) entstanden ist, gibt somit die Querschnittsverteilung für den Grenzfall einer stehenden Schwingung. In der unter Fußnote 5 aufgeführten Arbeit ist dies an einem vollständigen Schwingungsbild verdeutlicht.

3. Weitere Untersuchung für zylindrische Wasserschlösser.

Sind für ein nach Gl. (17) ausgebildetes Wasserschloß die Stabilitätsverhältnisse vollkommen klargestellt, so besteht bei den Gl. (8) bzw. (9) und (14) bzw. (15) stets die Frage, wie weit die vorausgesetzten Vereinfachungen die Ergebnisse beeinflussen. Ihre Beantwortung ist bei den zur Zeit verfügbaren mathematischen Mitteln nur rechnerisch-versuchsmäßig möglich. Wir haben schon aus den Gl. (9) und (15) ersehen, daß nur zwei Werte entscheidend sind, nämlich die Wasserschloßkennziffer $\epsilon = \frac{L \cdot f \cdot v_0^2}{g \cdot F \cdot h_0^2}$ und der bezogene Stollenverlust $\beta = \frac{h_0}{H_0}$. Dies trifft allgemein auf das gesamte Schwingungsbild zu, sofern es sich um den Zusammenhang zwischen dem Wasserstand z und der Stollengeschwindigkeit v handelt.

Durch Vereinigung der Gl. (1) und (2) und Ausschaltung von dt erhält man in bekannter Weise

(18)
$$\frac{\mathrm{d}\,\mathbf{v}}{\mathrm{d}\,\mathbf{z}} = \frac{\mathbf{g}\cdot\mathbf{F}}{\mathrm{L}}\cdot\frac{\mathbf{z}-\mathbf{a}\cdot\mathbf{v}^2}{\mathbf{q}-\mathbf{v}\cdot\mathbf{f}}$$

bzw. nach Einführung der eingangs angegebenen Verhältniszahlen x, y, ε und β

9)
$$\frac{\mathrm{d}\,\mathbf{y}}{\mathrm{d}\,\mathbf{x}} = \frac{\mathbf{I}}{\varepsilon} \cdot \frac{\mathbf{x} - \mathbf{y}}{\mathbf{y}_{\mathrm{a}} - \mathbf{y}}$$

wobei $y_a = \frac{q}{Q_0}$. Nach Gl. (4) ist $y_a = \frac{H_0 - h_0}{H_0 - z} = \frac{I - \beta}{I - \beta \cdot x}$

(1

so daß (21)

 $\frac{\mathrm{d}\,\mathbf{y}}{\mathrm{d}\,\mathbf{x}} = \frac{\mathbf{I}}{\varepsilon} \cdot \frac{\mathbf{x} - \mathbf{y}^2}{\frac{\mathbf{I} - \beta}{\mathbf{I} - \beta}\mathbf{x} - \mathbf{y}}.$

Daraus ist zu ersehen, daß der Schwingungsverlauf, soweit es sich um Wasserstand und Wasserführung handelt, nur von den Größen ε und β abhängt, die man als Kennzahlen der Schwingung bezeichnen kann. Die Stabilitätsverhältnisse jedes Einzelfalles sind aus dem Zusammenhang zwischen v-und z bzw. y und x ohne weiteres zu ersehen. Die (v, z)- bzw. die (y, x)-Linie ist im allgemeinen eine Spirale (siehe Abb. 6). Bei gedämpften Schwingungen (a) ist nach Ablauf einer vollen Schwingung die Geschwindigkeit v bzw. y größer als der Ausgangswert, die Spirale rollt sich ein. Bei der angefachten Schwingung (b) dagegen ist die Wassergeschwindigkeit im Stollen nach einer vollen Schwingung kleiner als der Ausgangswert, die Spirale rollt sich auf. Der Begriff der angefachten Schwingung ist im übrigen deutlich durch Abb. 2 gekennzeichnet. Der Spiegel vollführt zunächst eine volle Schwingung, d. h. der zuerst absinkende Wasserstand hebt sich wieder und schwingt bis zu einem bestimmten Höchstwert auf, um dann zu seiner Ausgangshöhe zurückzukehren. Dieser Vorgang mag sich je nach Sachlage einmal oder mehrmals wiederholen. Schließlich kommt es aber (in Abb. 2 schon im zweiten Gang) dazu, daß der Spiegel nicht mehr aufschwingt, sondern immer tiefer absinkt, die Schwingungsachse II 8 durchschlägt und theoretisch ins Unendliche abschwingt (Zusammenbruch des Systems). Nun kann aber bei gewissen Kennzahlen ε und β der Fall eintreten, daß der Spiegel sofort, ohne erst noch aufzuschwingen, die Schwingungsachse II durchschlägt. Dann liegt eine aperiodische Schwingungsform (c) vor, bei der auf die Störung sofort ohne Schwingungen der Zusammenbruch des Systems folgt. Die (y, x)-Linie durchschneidet ohne Spiralenbildung die untere Gleichgewichtslage. (Vgl. hierzu Abb. 8, wo u. a. zwei derartige Fälle eingetragen sind.) Zwischen den beiden letztgenannten Schwingungsformen (b) und (c), der angefachten Schwingung und der aperiodischen Schwingungsform, besteht also



Abb. 2. Angefachte Schwingung mit Durchschlagen der Schwingungsachse II im zweiten Gang ($\varepsilon = 181, 2, \beta = 0,0299, n = 0,688$).

lediglich der Unterschied, daß im ersten Fall der Zusammenbruch des Systems erst nach einem oder mehreren scheinbar normalen Schwingungsgängen eintritt, während im zweiten Fall dieser Zusammenbruch unmittelbar anschließend an die Störung entsteht.

Den Übergang zwischen gedämpfter und angefachter Schwingung bildet die stehen de Schwingung. Hierbei schließt sich die (y, x)-Linie zu einer eiförmigen Kurve⁹, wie z. B. aus Abb. 4 zu erschen ist.

Nach den gemachten Ausführungen erscheint es also möglich, die Aufgabe auf rechnerisch-versuchsmäßigem Weg durch Untersuchung bestimmter Zusammenstellungen der Kennzahlen ε und β zu studieren.

Bei der großen Anzahl der auszuführenden Einzelberechnungen war es zunächst geraten, ein zeichnerisches Verfahren anzuwenden, das den Forderungen nach möglichst großer Genauigkeit entspricht und dabei den rechnerischen und zeichnerischen Arbeitsaufwand auf ein Mindestmaß beschränkt. Dies ist zweifellos der Fall bei dem Krümmungskreis-Verfahren von Braun¹⁰, besonders, wenn es noch so ergänzt wird, daß damit eine Genauigkeit zweiter Näherung erzielt wird.

Das Verfahren soll, soweit es hier interessiert, mit der angedeuteten Verbesserung kurz beschrieben werden.

In Abb. 3 sind in einem Achsenkreuz mit den Wasserführungen als Abszissen und den Wasserständen (Höhen) als Ordinaten zu-

nächst die Parabel der Druckverluste im Stollen sowie der bei den veränderlichen Spiegelhöhen zur Erzeugung der verlangten Leistung nötige Wasserverbrauch (Hyperbel) aufgetragen. Als Abszissenmaßstab ist die Vollastgeschwindigkeit im Stollen v_0 gewählt, so daß also auf der Abszissenachse die bezogenen Geschwindigkeiten y erscheinen. Als Höhenmaßstab dient der bei der Bezeichnungsfestlegung angeführte Wert

$$Z_+ = v_0 \cdot \left| \left/ \frac{L \cdot f}{g \cdot F} \right. \right.$$

Auf der Ordinatenachse sind somit die Werte z/Z_+ und (bei der Druckverlust-Linie) die Werte $\frac{h_{\theta} \cdot y^2}{Z_+}$ abzulesen, bzw. unter Zugrundelegung der hier gewählten Verhältniszahlen y, x, β und ε die Werte

(22)

für den Wasserstand bzw. für den Druckverlust.



Der bezogene Wasserverbrauch der Turbinen ist durch Gl. (20) gegeben, oder, da $x = \bar{x} \cdot \gamma \overline{\epsilon}$, durch

(23)
$$y_a = \frac{1-\beta}{1-\beta \bar{x}/\epsilon}.$$

Mit diesen Werten kann die Differentialgleichung (21) geschrieben werden:

(24)
$$\frac{\mathrm{d}\,\mathrm{y}}{\mathrm{d}\,\bar{\mathrm{x}}} = \frac{\bar{\mathrm{x}} - \frac{\mathrm{y}^{2}}{\mathrm{y}\,\epsilon}}{\mathrm{y}_{\mathrm{a}} - \mathrm{y}} = \frac{\bar{\mathrm{x}} - \frac{\mathrm{y}^{2}}{\mathrm{y}\,\epsilon}}{\frac{\mathrm{I} - \beta}{\mathrm{I} - \beta\,\bar{\mathrm{x}}\,\mathrm{y}^{2}\epsilon} - \mathrm{y}}$$

In Abb. 3 stellt die Strecke 1—3 die Größe $\bar{x} - \frac{y^2}{\sqrt{\epsilon}}$ und die Strecke 1—2 die Größe $y_a - y$ dar. Die Neigungstangente der (y, \bar{x})-Linie $\frac{dy}{d\bar{x}}$ wird, wie Abb. 3 zeigt, durch das Verhältnis der Strecken (1—3) : (1—2) wiedergegeben, somit

$$\frac{\mathrm{d}\,\mathrm{y}}{\mathrm{d}\,\overline{\mathrm{x}}} = \frac{\overline{\mathrm{x}} - \frac{\mathrm{y}^2}{\mathrm{y}^2}}{\mathrm{y}_{\mathrm{a}} - \mathrm{y}}$$

entsprechend Gl. (24).

Die Verbindungslinie I-4 stellt somit die Kurven-Normale in Punkt I dar, senkrecht dazu (I-5) kann das Kurvenelement gezeichnet werden. Die Länge I-5 wird je nach Sachlage so gewählt, daß der Zwischenpunkt 5 nur wenig aus der Spirale herausfällt. Für ihn wird die Kurvennormale, wie oben beschrieben, mit Hilfe der Linienzüge 5-7-8 und 5-6-8 bestimmt und durch die Richtung 8-5 festgelegt. Nunmehr wird I-9 senkrecht auf 8-5 gezeichnet und zwar so, daß (I-5) = (5-9). 9 ist

 $^{^{8}}$ Unter Schwingungsachsen (I und II) sind jene Waagrechten zu verstehen, die durch die Schnittpunkte der Druckverlustlinie mit der Wasserverbrauchslinie gehen. Beide Achsen entsprechen Gleichgewichtszuständen. Die zugehörigen Ordinaten des Wasserspiegels sind $x_{\rm I}$ bzw. $x_{\rm I}$ und $x_{\rm II}$ bzw. $z_{\rm II}; z_{\rm I}=h_0.$

⁹ Im Sonderfall $\beta = 0$ und $H_0 = \infty$ geht sie in einen Kreis über. ¹⁰ Braun: Über Wasserschloßprobleme. Z. ges. Turbinenwesen 17 (1920) S. 145. — Tillmann: Über neuere Verfahren der graphischen Hydraulik als Hilfsmittel beim Entwerfen von Wasserkraftanlagen. Wasserkraft und Wasserwirtschaft 16 (1920/21) S. Sonderdruck.

der neue Punkt der (y, \bar{x}) -Spirale. Im weiteren Verlauf wird sodann die Normale 11—9 in der schon bekannten Weise ermittelt usw. Eine genauere Bestimmung des Zwischenpunktes, die z. B. bei starker Krümmung wünschenswert ist, sei noch bei Punkt 14 gezeigt: Durch Rückwärtsverlängern der beiden vorausgehenden Normalen 11—9 und 8—5 wird näherungsweise ein Krümmungsmittelpunkt 13 gefunden. Durch Zirkelschlag mit dem Halbmesser 13—9 ergibt sich eine noch zutreffendere Lage des Zwischenpunktes, als es bei Bestimmung von 5 der Fall war. — Hinsichtlich der Ermittlung der Zeiten t aus der (y, \bar{x}) -Linie wird auf die



Abb. 4. Schwingungsbild (y, \overline{x}) für $\varepsilon = 100$ und $\beta_{Th} = 0,0196$. Stehende Schwingung.

oben angegebenen Arbeiten verwiesen, da zur Lösung der hier gestellten Aufgabe der zeitliche Verlauf der Schwingung weniger interessiert.

Nunmehr sollen die angestellten Untersuchungen selbst näher besprochen werden. Für einen bestimmten Wert ε ist im allgemeinen stets eine größere Anzahl von β -Werten untersucht worden und zwar so, daß die Stabilitätsgrenze, d. h. der entsprechende β -Wert, entweder durch Zwischenschaltung oder durch allmähliches Herantasten bestimmt werden konnte.



Abb. 5. Schwingungsbilder (y, \overline{x}) für $\varepsilon = 70$ und $\beta = 0.0278$, 0.025 und 0.01429.

Die Untersuchung ist für zwei Belastungsfälle ausgeführt, für plötzliche Belastungsvergrößerung von Null auf die Vollwassermenge (n = o) und von halber auf volle Wasserführung (n = o,5). Die Schwingungsbilder, die in den Abb. 4-14 zum Teil wiedergegeben sind, sollen nun kurz besprochen werden.

a) Belastungsvergrößerung von Null auf Vollast.

 $\varepsilon = 100$, Abb. 4. Hierfür ist die Stabilitätsbedingung nach Thoma nach Gl. (9) durch $\beta_{\rm Th} = 0,0196$ erfüllt. Abb. 4 zeigt, daß dabei tatsächlich eine stehende Schwingung auftritt. Man kann



annehmen, daß auch für alle größeren e-Werte der Thoma-Quer-

schnitt (Gl. 8 und 9) ausreicht bzw. die stehende Schwingung be-

dingt. Für $\varepsilon = 150$ wurde dies durch eine hier nicht wieder-

tätsgrenze nach Thoma $\beta_{Th} = 0.0278$ und nach Schüller $\beta_{Sch} =$

0,01429. Aus dem Schwingungsbild ist zu erschen, daß die Thoma-

Bedingung nicht mehr genügt - es entstehen schon angefachte

Schwingungen - und daß die Bedingung von Schüller eine starke

 $\varepsilon = 70$, Abb. 5. Nach Gl. (9) und (15) entspricht der Stabili-

gegebene) Untersuchung bestätigt.

Abb. 6. Schwingungsbilder (y, \overline{x}) für $\varepsilon = 40$ und $\beta = 0.0476$, 0.036 und 0.025.

Dämpfung ergibt. Der Grenzwert für die stehende Schwingung kann durch Zwischenschaltung an Hand der nach einer vollen Schwingung auftretenden Geschwindigkeiten y zu etwa $\beta_{gr} = 0,027$ ermittelt werden.



Abb. 7. Schwingungsbilder (y, \overline{x}) für $\varepsilon = 20$ und $\beta = 0.075$, 0.0735 und 0.072. ($\beta_{Th} = 0.091$, $\beta_{Sch} = 0.050$).

 $\varepsilon = 40$, Abb. 6. Auch hierfür verlaufen für $\beta_{Th} = 0.0476$ die Schwingungen angefacht und für $\beta_{Sch} = 0.025$ stark gedämpft. Der Grenzwert β_{gr} liegt etwa bei 0.0454.

 $\varepsilon = 20$, Abb. 7. $\beta_{\rm Th} = 0.091$, $\beta_{\rm Sch} = 0.050$. Die Untersuchung ist für $\beta = 0.072$, 0.0735 und 0.0750 ausgeführt. $\beta = 0.0735$ ergibt noch schwach gedämpfte Schwingungen, $\beta = 0.0750$ dagegen schon die aperiodische Schwingungsform. Bemerkenswert ist dabei— und dies wird späterhin noch deutlicher sichtbar — daß es keinen β -Wert gibt, bei dem nach einer vollen Schwingung die Geschwindigkeit auf den zu Beginn der Schwingung vorhandenen Wert (Null) zurückgeht. Bei einem etwas über 20 liegenden Wert & ist somit die untere Grenze erreicht, bis zu der überhaupt stehende Schwingungen möglich sind.

 $\varepsilon = 10$, Abb. 8. $\beta_{Th} = 0.1667$, $\beta_{Sch} = 0.100$. An diesem Beispiel wird das soeben Gesagte noch weiter verdeutlicht: bei $\beta = 0.1045$ ist die Schwingung noch stabil, und die Stollengeschwindig-



Abb. 8. Schwingungsbilder (y, \overline{x}) für $\varepsilon = 10$ und $\beta = 0,100, 0,1045$. 0,1047 und 0,110. ($\beta_{Th} = 0,1667, \beta_{Sch} = 0,100$).

keit nach einer vollen Schwingung liegt beträchtlich über dem Ausgangswert Null. Trotzdem ist schon bei $\beta = 0,1047$ kein Gleichgewicht mehr zu erwarten, der Spiegel durchschlägt die Schwingungsachse II. Mit $\beta_{Sch} = 0,100$ sind die Schwingungen noch gedämpft, wenngleich der Spiegel bis in die Nähe der un-



Abb. 9. Schwingungsbilder (y, \bar{x}) für $\varepsilon = -6$ und $\beta = 0.1667$, 0.135 0.134 und 0.100. ($\beta_{Th} = 0.250$, $\beta_{Sch} = 0.1667$).

teren Gleichgewichtslage heranschwingt. $\beta_{Th} = 0.1667$ liegt schon weit außerhalb des stabilen Bereiches.

 $\varepsilon = 6$, Abb. 9. $\beta_{Th} = 0.250$, $\beta_{Sch} = 0.1667$. Mit $\beta = 0.134$ ergibt sich noch eine stabile Schwingung, bei $\beta = 0.135$ dagegen liegen schon unstabile Verhältnisse vor. Somit sind in diesem Fall sowohl die Bedingung von Thoma wie auch die von Schüller unzureichend.

 $\epsilon = 2,5$, Abb. 10. $\beta_{Th} = 0,333$, $\beta_{Sch} = 0,25$. Die Stabilitätsgrenze ist zwischen $\beta = 0,205$ und $\beta = 0,210$ gelegen. Das für $\beta = 0,205$ gezeigte Schwingungsbild ist deshalb interessant¹¹, weil der Ordinatenausschlag bis nahe an die Schwingungsachse II heranführt und so ein allgemeines Bild über den Grenzfall der stabilen Schwingung für ε -Werte unter etwa 20 überhaupt gibt. Das (y, \bar{x}) -Bild hat in der Nähe der unteren Gleichgewichtslage sehr kleine Krümmungshalbmesser. Im Grenzfall haben wir uns unzweifelhaft vorzustellen, daß die (y, \bar{x}) -Spirale genau durch den unteren Schnittpunkt der Druckverlustlinie $\bar{x} = y^2/|\bar{\varepsilon}|$ und der Wasserverbrauchslinie

 $y_{n} = \frac{1 - \beta}{1 - \beta \bar{x} / \bar{\epsilon}}$ hindurchgeht. Für diesen Punkt ist sowohl $\bar{x} - y^{2} / | \bar{\epsilon} = 0$ als auch

 $\frac{1-\beta}{1-\beta\bar{x}/\epsilon} - y = 0,$ und Gl. (24) würde die unbestimmte Form

unbestimmte Form $\frac{dy}{d\bar{x}} = \frac{o}{o}$

annehmen, woraus gefolgert werden muß, daß die Schwingung in diesem Punkt aufhört, da ja auch die Störungsursachen,



Abb. 10. Schwingungsbilder (y, $\bar{\mathbf{x}}$) für $\varepsilon = 2.5$ und $\beta = 0.210, 0.205.$ ($\beta_{Th} = 0.333, \beta_{Sch} = 0.25$).

nämlich die Verschiedenheit zwischen Spiegellage und Druckverlust und zwischen Zulauf und Verbrauch gleichzeitig verschwunden sind.

Wichtig für die Kennzeichnung dieses Grenzfalles ist auch die Tatsache, daß, wie Schüller gezeigt hat, um die untere Gleichgewichtsachse II keine stabilen Schwingungen möglich sind: jede weitere Belastungsvergrößerung führt zum Durchschlagen der Schwingungsachse nach unten und damit zum Zusammenbruch des Systems, jeder Entlastungsvorgang führt dagegen zu Schwingungen um die obere Gleichgewichtslage (Schwingungsachse I). Die Stabilitätsgrenze für $\varepsilon \leq$ rd. 20 ist also durch einen labilen Endzustand gekennzeichnet.

Der Fall $\varepsilon = 2,5$ und $\beta = 0,205$ ist im übrigen in Abb. 11 in absoluten Größen und auch in seinem zeitlichen Ablauf dargestellt. Wie aus der Raumgleichung (1) hervorgeht, entspricht die spitze Form der (v, z)-Linie in der Nähe der Schwingungsachse II einer sehr trägen Spiegelbewegung. Tatsächlich zeigt Abb. 11, daß in der Nähe des unteren Kulminationspunktes dz/dt lange Zeit sehr



klein bleibt und der Spiegel nur sehr langsam wieder aufschwingt. Die Trägheit der Spiegelbewegung ist aus einem Vergleich mit der Schwingungsdauer T für reibungslosen Stollen zu ersehen, die sonst annähernd einer vollen Schwingung entspricht. Eine geringe Änderung der Wasserschloßfläche F würde den gestrichelten Grenzfall ergeben, bei dem, wie oben schon angedeutet, der Spiegel unmittelbar zur Schwingungsachse II abschwingen und dort im labilen Gleichgewicht sein würde.

¹¹ Die folgenden Überlegungen können übrigens z. B. auch an Hand von Abb. 9 für $\epsilon = 6$ und $\beta = 0.134$ durchgeführt werden.

b) Belastungsvergrößerung von halber auf volle Stollenwasserführung (n = 0.5).

Die Untersuchungen ergaben grundsätzlich das gleiche Bild wie bei Fall a). Daher können wir uns hier auf die Wiedergabe einiger kennzeichnender Fälle beschränken.

 $\varepsilon = 40$, Abb. 12. $\beta_{Th} = 0.0476$. Es zeigt sich, daß bei Einhaltung der Thoma-Bedingung praktisch die stehende Schwingung auftritt.

 $\varepsilon = 20$, Abb. 13. $\beta_{\rm Th} = 0.091$. Die Thoma-Bedingung führt hier schon auf angefachte Schwingungen. Stehende Schwingungen werden erst mit $\beta = rd. 0.087$ erreicht.



Abb. 12. Schwingungsbild (y, \bar{x}) für $\varepsilon = 40$, n = 0.5, $\beta Th = 0.0476$.

 $\varepsilon = 10$, Abb. 14. $\beta_{Th} = 0.1667$. Hierbei ist ähnlich wie bei $\varepsilon = 20$ und n = 0 festzustellen, daß keine stehende Schwingung mehr möglich ist, sondern daß bei Überschreiten eines bestimmten β -Wertes sofort die aperiodische Schwingungsform — Durchschlagen der unteren Gleichgewichtslage — eintritt.

Zusammenstellung der Ergebnisse.

Aus den durchgeführten Untersuchungen läßt sich, wie oben schon angedeutet, durch Zwischenschaltung oder einseitige Näherung zu jeder Wasserschloßkennziffer ε jener bezogene Druckver-



dagegen nähert sich die Stabilitätsgrenze der Kurve nach Schüller. Die Bedingung von Schüller führt bei großen ε - bzw. kleinen β -Werten auf fast das Doppelte des Mindestquerschnittes, sie gibt in diesem Bereich eine gute Sicherheit und stark ausgeprägte Dämpfung. Bei β -Werten über rd. 0,11 bzw. ε -Werten unter rd. 9 dagegen genügt auch die Bedingung von Schüller nicht mehr.

Die Stabilitätsgrenze für n = 0,5 schmiegt sich, wie zu erwarten, länger an die Thoma-Kurve an. Für Werte von $\varepsilon < 40$ bzw. $\beta > 0,048$ genügt aber auch hier der Thoma-Querschnitt nicht mehr.



Abb. 14. Schwingungsbilder (y, \bar{x}) für $\epsilon = 10$, n = 0.5 und $\beta = 0.130$, 0.142 und 0.145 ($\beta_{Th} = 0.1667$).

Für die Stabilitätsgrenze

 $\varepsilon = \varepsilon_{gr} = \frac{L \cdot f \cdot v_o^2}{g \cdot F_{min} \cdot h_o^2}$

sind in Abb. 16 über $\varepsilon_{\rm gr}$ als Abszissen die Verhältniszahlen $z_{11}/{\rm H}_0$, $z_{\rm max}/z_{11}$ und $z_{\rm max}/{\rm H}_0$ als Ordinaten aufgetragen. Die größten Spiegelsenkungen $z_{\rm max}$ sind kleiner als die Höhenordinate z_{11} der Schwingungsachse II, so lange $\varepsilon > \rm rd$. 20 ist, anderenfalls decken sie sich mit z_{11} . Dementsprechend erreicht die Linie $z_{\rm max}/z_{11}$ bei etwa



Abb. 13. Schwingungsbilder (y, \bar{x}) für $\varepsilon = 20$, n = 0.5 und $\beta = 0.075$, 0.086 und 0.091 ($\beta_{Th} = 0.091$).

lust β finden, der der Stabilitätsgrenze entspricht. Der Zusammenhang zwischen β und ε kann somit für den Grenzfall zeichnerisch dargestellt werden. Abb. 15 enthält die Stabilitätsgrenzen für n = 0 und für n = 0,5. Zum Vergleich sind auch die Bedingungen von Thoma, Gl. (9), und von Schüller, Gl. (15), punktiert angegeben.

Für n = o genügt bei $\varepsilon \ge$ etwa 100 bzw. $\beta \le$ 0,019 die Bedingung von Thoma ¹². Mit abnehmendem ε und steigendem β $\epsilon=20$ den Wert 1,00 und bleibt von da abwärts unveränderlich, die Linie z_{max}/H_0 deckt sich unterhalb der gleichen Grenze sinngemäß mit der Linie z_{II}/H_0 .

Insgesamt ist die Feststellung wichtig, daß es einen Bereich gibt, in dem weder stehende noch angefachte Schwingungen möglich sind, sondern daß dort, im Gegensatz zu den Ergebnissen von Thoma (Abb. r), jenseits der Stabilitätsgrenze sofort die aperiodische Schwingungsform zum Zusammenbruch des schwingenden Systems führt.

Hinsichtlich der praktischen Auswirkung der gewonnenen Erkenntnisse wäre noch folgendes zu sagen:

Für die in der Praxis überwiegenden kleinen β -Werte liegt die Stabilitätsgrenze nahe an der von Thoma angegebenen. Da nun

¹² Soweit hier und im folgenden Zahlenangaben für Geltungsgrenzen genannt werden, sind diese als ungefähre Angaben zu werten, weil die genauen Grenzen nach den durchgeführten Untersuchungen nicht ohne weiteres scharf angegeben werden können.

a)

bei der Querschnittsfestlegung wohl allgemein zu den nach Thoma errechneten Werten gewisseSicherheitszuschläge gemacht werden, sofern nicht überhaupt (etwa bei Hochdruckanlagen) ausführungstechnische Rücksichten gewisse weit über dem Thomaquerschnitt liegende Mindestquerschnitte bedingen, so wird es verständlich, daß nach dem Erscheinen der Thoma'schen Arbeit Fehlschläge wie die beim Heimbachkraftwerk aufgetretenen nicht mehr beobachtet worden sind. Wie groß die Wasserschloßflächen, über den Thoma-Querschnitt hinausgehend, tatsächlich mindestens zu bemessen sind, wird durch die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit

 $\begin{array}{c} & & & & \\ & & & & \\ & & & & \\ &$

Abb. 16. Bezogene Schwingungsausschläge an der Stabilitätsgrenze für n = 0.

klargestellt. Natürlich wird man an die in Abb. 15 wiedergegebene Stabilitätsgrenze nicht scharf herangehen, weil ja die Schwingungen in nicht zu langer Zeit abklingen sollen. Man wird so häufig zu dem von Schüller angegebenen Wasserschloßquerschnitt kommen.

Anders liegen dagegen die Verhältnisse bei größeren β -Werten, bei denen bei Wahl der Wasserschloßfläche nach den bisherigen Verfahren Vorsicht am Platze ist. Hier müssen aber Einschränkungen praktischer Art gemacht werden: Abgesehen davon, daß derartige Anlagen ohnehin im allgemeinen selten vorkommen, ist zu beachten, daß bei den in der Nähe der Stabilitätsgrenze zu erwartenden großen Schwingungsausschlägen, die bis dicht an die untere Gleichgewichtslage (Schwingungsachse II) heranreichen, die Turbinen meist schon vor Erreichung der größten Absenkung bis zum Anschlag geöffnet sind. Von diesem Augenblick an gilt das Reglergesetz Gl. (4) nicht mehr. Der Wasserverbrauch nimmt mit abnehmender Fallhöhe gleichfalls ab, wodurch eine starke Dämpfung in das schwingende System hineingetragen wird und die Stabilitätsverhältnisse grundlegend geändert werden. Die nähere Beleuchtung dieser Frage, die für die Praxis sehr interessant ist, wird — ebenso wie die analytische Behandlung, für die sich im vorstehenden wichtige Hinweise ergaben — späteren Arbeiten vorbehalten.

Zum Schluß noch folgendes Zahlenbeispiel:

Es sei gegeben: L = 310 m, f = 22 m², $Q_0 = 60 \text{ m}^3/\text{s}, v_0 = 2,725 \text{ m/s}, h_0 = 1,30 \text{ m}, H_0 = 18,3 \text{ m}.$

- Welches ist der Mindestquerschnitt des Wasserschlosses, wenn a) mit plötzlicher Zuschaltung der gesamten Wassermenge,
- b) mit stufenweiser Zuschaltung der beiden gleich großen Maschinensätze gerechnet werden muß und die Turbinen für die kleinste hierbei auftretende Nutzfallhöhe ausgelegt sind ?

$$\varepsilon = \frac{310 \cdot 22 \cdot 2,725^2}{9,81 \cdot F \cdot 1,30^2} = \frac{3055}{F}; \beta = \frac{1,30}{18,3} = 0,071.$$

Nach Abb. 15 ist für
$$\beta = 0.071$$
 und $n = 0....\epsilon_{gr} = 21.3$, somit

$$F_{\min} = \frac{3055}{21.2} = 144 \text{ m}^2.$$

b) Einschaltung der ersten Maschine:

$$h_0 = 1,30 \cdot \left(\frac{30}{60}\right)^2 = 0,325 \text{ m}$$

$$v_0 = 30: 22 = 1,364 \text{ m/s},$$

$$g_{\rm r} = \frac{310 \cdot 22 \cdot 1,364^2}{9,81 \cdot {\rm F} \cdot 0,325^2} = \frac{12230}{{\rm F}}, \beta = \frac{0,325}{18,3} = 0,01776.$$

Wie aus Abb. 15 ersichtlich, gilt für den vorhandenen β -Wert die Bedingung von Thoma, Gl. (9)

$$\varepsilon_{\rm gr} = 2 \cdot \frac{1 - 0.01776}{0.01776} = 110.6$$

$$\overline{v}_{\rm min} = \frac{12230}{110.6} = 111 \, {\rm m}^2 \, .$$

Zuschaltung der zweiten Turbine:

Wie unter a) ist $\varepsilon = \frac{3055}{F}$.

Nach Abb. 15 ist für $\beta = 0.071$ und $n = 0.5^{13} \dots \epsilon_{gr} = 25.3$

$$F_{\min} = \frac{3055}{25,3} = 121 \text{ m}^2$$

Im Falle b) wäre also die Stabilitätsgrenze bei $F = I2I m^2$ gegeben.

¹³ Der Wasserverbrauch bei halber Leistung beträgt streng genommen nicht 0,50, sondern nur n = 0,48. Über diese geringfügige Abweichung soll hinweggeschen werden.

ZEMENT UNTER FROSTEINWIRKUNG.

Von Dipl.-Ing. S. L. Sik, Wien - Budapest.

Zusammenfassung: Bei Gefrierschachtarbeiten in Ungarn wurde die Herstellung der absolut frostfesten Mauerung durch erstmalige Anwendung einer besonderen Baumaterialerwärmung in Verbindung von spezifisch hochwertigen Hochofenzementen mit lang anhaltender Bindewärme erreicht.

Einige interessante, auf dem Versuchswegee rmittelte und gleichzeitig in der Praxis überprüfte Ergebnisse können zur Klärung der Frage "Verwendung von Zementen unter Frosteinwirkung" beitragen und seien nachfolgend mitgeteilt.

Bei einem doppelten Schachtabteufen mittels Gefrierverfahrens war die Aufgabe gestellt, die Schächte um je 300 m durch mehrere, in Abständen von 30-60 m vorhandene, stark wasserführende, dem Schwimmsand ähnliche Schichten von 15-40 m Mächtigkeit, die noch dazu durch zwei bzw. drei Kohlenflötze voneinander getrennt sind, abzuteufen. Diese eigenartigen Lagerungsverhältnisse und die Notwendigkeit der Ausbildung von Zwischenhorizonten stellten die Zweckmäßigkeit des üblichen eisernen Tübbingausbaues in Frage. Auch aus Gründen der niedrigeren Herstellungskosten für die Sicherung der Schachtwände wurde daher ein bei Gefrierschächten in gewissen Fällen schon benütztes, für die örtlichen Verhältnisse besonders ausgebildetes Mauerungsverfahren verwendet.

Ausführung der Schachtmauerung.

DK 691.54:620.193

Jene Teile der Schächte, welche in stark wasserführendem (bis zu 1 m³/min), Schwimmsand ähnlichem Gebirge stehen, werden durch eine Isolierungsmauerungskonstruktion gesichert: diese besteht aus einer 25-50 cm starken wassersperrenden Betonhinterfüllung, einer $2\frac{1}{2}$ —3 steinstarken in Zementmörtel gemauerten Wand und aus einer 20—30 mm starken Isolierschicht aus Steinkohlenteer-Weichpechmischung, so daß die gesamte Isolierungsmauerung 90—130 cm stark wurde, je nach den vorhandenen Gebirgsschichten.

Jene Teile der Schächte, die in standfesterem Gebirge stehen, werden in einer zwei- bzw. drei-steinstarken in Zementmörtel verlegten Ziegelmauerung ausgebaut. Die besonders heiklen Stellen der wasserführenden Gebirgsschichten werden, um eine spätere Verstärkung der Mauerung zu ermöglichen und die Versteinerung der wasserführenden Schichten zu begünstigen, mit zahlreichen Zementeinpreß- und Ablaßröhren versehen.

Die eigentliche Schachtabteufarbeit unter dem ständigen Wasserspiegel begann erst, als das den Schacht umgebende Gebirge ausreichend gefroren war. Anfangs begnügte man sich mit einem gefrorenen Schutzmantel von etwa 1,5-2 m Stärke. Ab 90 m Tiefe wurde die Arbeit unter dem Schutz eines 4—6 m starken, auf der Innenfläche auf —5° bis —11°C gefrorenen Erdkörpers ausgeführt, wobei der innere Kern — hauptsächlich in den losen Gebirgsschichten, mit einem Profil von einigen Quadratmetern ungefroren blieb. Die laut obiger Beschreibung auszuführende Schachtmauerung aus Beton- und Ziegelwerk würde sich — ohne Anwendung bes. Maßnahmen — bei ihrem Einbau auf —5° bis —8°C abkt hlen. Im allgemeinen ist bekannt, daß der Beton beim Bau von Gefrierschächten sofort nach seinem Einbringen besonderen Beanspruchungen ausgesetzt wird, indem ihm an der einen Seite von dem gefrorenen Erdkörper Wärme entzogen wird, wogegen ein Wärmeabzug nach der anderen Seite durch die Isolationsschicht verhindert wird. An den Stellen starker Wärmeentnahme bindet der Beton nicht oder ungenügend ab und neigt zur Entmischung.

Bei Gefrierschachtarbeiten nahm man bis vor kurzem im allgemeinen an, daß der mit dem gefrorenen Gebirge unmittelbar in Berührung kommende Beton so stark geschädigt wird, daß die äußerste Schicht des Betons überhaupt nicht abbindet; aus diesem Grunde nannte man sie "die verlorene Schicht". Man wußte nicht, in welcher Stärke der störende Einfluß des Frostes sich auswirkt und ob diese Schicht später beim Auftauen ganz oder teilweise abbindet und erhärtet. Da die Anwendungsmöglichkeit der Frostmauerung durch die Annahme der "verlorenen Schicht" überhaupt in Frage gestellt wurde, war die wichtigste Aufgabe, das Verhalten des Betons und des Zementmörtels bei Gefrierschachtmauerung näher zu überprüfen.

Wahl der Zemente.

Für die in Frage stehenden Gefrierschachtarbeiten bei den Staatl. Eisen- und Stahlwerken in Oberungarn wurden die besprochenen Versuche durchgeführt. Ursprünglich war beabsichtigt, zur Herstellung des unmittelbar mit dem gefrorenen Gebirge in Berührung kommenden wasserabsperrenden Hinterfüllungsbetons Tonerdezement zu verwenden. Tonerdezemente haben im allgemeinen eine sehr hohe Abbindewärme. Im Vergleich zu Portlandund Hochofenzementen kulminiert beim Tonerdezement die Abbindewärme schon nach 20 Stunden; beim Portlandzement ist die Erwärmung in gleicher Zeit kaum etwas mehr als die Hälfte, beim Hochofenzement sind die Erscheinungen noch weniger intensiv. Die Erwärmungskurve steigt bei den verschiedenen Tonerdezementen schnell und fällt auch ziemlich rasch, bei Portland- und Hochofenzementen ist die Erwärmung nur allmählich und erreicht das Maximum erst nach der vielfachen Zeit wie bei den Tonerdezementen. Langsame Erhöhung, niedrige und länger anhaltende Abbindewärme kennzeichnen hochwertige Hochofenzemente und gewisse Portlandzemente. Durch diese sprunghafte Steigerung der Abbindewärme wird die Festigkeit des Betons mit Tonerdezementen u. U. ungünstig beeinflußt. Bei entsprechender Mächtigkeit des Betons kann diese abnormale Wärmeentwicklung den bereits zum Teil gebundenen Beton wieder zerstören. Die Tonerdezemente erzeugen zwar größere Abbindewärme, kühlen aber rascher ab, so daß z. B. der Tonerdezementbeton schon nach 48 Stunden auf seine Ausgangstemperatur sank, zu welcher Zeit die Abbindewärme des Hochofenbetons sich noch in zunehmender Entwicklung befand. Aus obigem Grunde mußte die Anwendung des Tonerdezementes (ungarischer Bauxitzement) vermieden und ein besonders hochwertiger Hochofenzement gewählt werden, da mit diesem Zement auch sonst günstige Erfahrungen bei Verwendung bei Gefrierschachtarbeiten gesammelt wurden. (Man vgl. z. B. die Untersuchungen von R. Grün, Düsseldorf.) In der Ziegelmauerung wurde zur Herstellung des Zementmörtels hochwertiger Portlandzement gewählt.

Die Untersuchung der gewählten Zemente.

Am Anfang der Schachtteufarbeit im gefrorenen Gebirge wurden gleichzeitig Laboratoriumsversuche unter gleichzeitiger Beobachtung des Betons in der Schachtmauerung selbst durchgeführt, und zwar stets mit demselben Material, welches zum Einbau

gelangte. Im Versuchswege wurden die gleichen Verhältnisse wie bei der Durchführung der Arbeiten im Schacht hergestellt, z. B. wurden die zu beobachtenden Probekörper nach Abb. I nebeneinander in eiserne Formkästen gelagert, welche im Laboratoriumsraum in den Boden versenkt und von allen Seiten wärmeisoliert wurden. Die Betonkörper wurden, wie der Beton in der Schachtmäßigen Kälteeinwirkung ausgesetzt, auf der anderen Seite wurde nach Mauerungskonstruktion und Isolationsschicht der gleiche Zustand hergestellt wie in der Schachtmauerung. Die durch ständige Laugezirkulation erzeugten Temperaturen des Frostkörpers wurden wie die des Betonkörpers und der Ziegelmauerung durch eingebaute Thermometer laufend beobachtet. Ebenso wurde die Mauerung im Schachtinnern und das gefrorene Gebirge an vier bis fünf Punkten beobachtet.



Abb. 1. Laboratoriums-Versuchseinrichtung zur Herstellung der Betonprobekörper.

Erwärmung der Baustoffe.

Die Abbindewärme der Zemente reichte keineswegs aus, die Abkühlung des Mauerwerkes auf die Temperatur des gefrorenen Gebirges in der erforderlichen Weise zu verzögern. Es wurden darum statt 280 kg/m3 Zement, die zur Erzielung der geforderten Festigkeit notwendig waren, dem Beton 400 kg/m3 Zement beigemischt, um die Abbindewärme zu steigern, ferner wurden die Zuschlagstoffe und das Mischwasser auf Anregung von Prof. Dr. Grün erwärmt, und zwar wurden Betonschotter und Sand auf etwa +25° C, das Wasser auf etwa +30° C, die Mauerungsziegelsteine außen auf +15° C erwärmt bei einer Temperatur der Außenluft von +6 bis -10°C und des Gefrierkörpers von -6 bis -11°C. Die Abbildung und Beschreibung dieser Einrichtung folgt unten. Auf Grund der durchgeführten Versuche konnte man zu jeder Temperatur des gefrorenen Gebirges die entsprechende Erwärmung der Baustoffe im voraus feststellen mit dem Zweck, daß der Beton und der Zementmörtel vor Erreichung der Frosttemperatur eine mindestens 7-, im allgemeinen 14 tägige Erhärtungszeit erhielt, wobei die Betonfestigkeit bis 235 kg/cm² stieg. Nachdem die Temperatur unter -2 bis -3° C gesunken ist, ist die weitere Erhärtung zum Teile unterbunden worden. Bei Verhinderung der weiteren Frosteinwirkung, d. h. bei Herstellung des Zustandes nach dem Auftauen, fand weitere Erhärtung statt, so daß dieselben Probekörper bei 17 Tagen eine Festigkeit von 290 kg/cm² und darüber aufwiesen.

Die Einrichtungen zur künstlichen Erwärmung der Zuschlagstoffe ist aus Abb. 2 ersichtlich. Danach wurden Sand und Schotter durch Kipphunde in das Innere des Schachtturmes und durch ein Becherwerk auf 13 m Höhe gehoben, von hier mittels Verteiler in je einen 1,5 m³ fassenden zylindrischen Behälter gestürzt, wo diese Zuschlagstoffe durch dampferwärmte Rohrschlangen auf die nötige Temperatur erwärmt wurden. Diese Sandund Schotterbunker stehen auf der 6 m hohen "Mörtelbühne", über welcher ein 1 m³ fassender isolierter Wasserbehälter gelagert ist, in dem das Mischwasser durch direkte Einführung von Kondensdampf auf die erforderliche Temperatur von +20 bis $+40^{\circ}$ C erwärmt wird. Der Zement wird gleichfalls mittels Elevators auf die Mischbühne gehoben und in den dort befindlichen Mörtelkästen und Mischplatten je nach Bedarf zu einem Mauermörtel bzw. Beton von der erforderlichen Temperatur zusammengemischt. Unter dieser Mörtelmischbühne stehen auf Hundeuntergestellen die 600 Liter fassenden Kippkübel, welche durch ein Rohr von der oberen Bühne gefüllt werden.



Abb. 2. Einrichtung zur Erwärmung der Zuschlagstoffe.

Die Ziegel gelangen auf kurz gebauten, kleinen Wagen zu je 140 Stück geschichtet, und immer vier Wagen gleichzeitig, in eine sog. Dampfkammer (s. Abb. 3), welche beiderseits mit gutdichtenden Klapptüren versehen ist und in welche die Ziegel durch Dampf in 15-20 Minuten auf die gewünschte Temperatur erwärmt werden.



Abb. 3. Erwärmungsvorrichtung für Mauerziegel.

Das Einlassen je eines erwärmten Ziegelstoßes von etwa 140 Stück erfolgt durch eine Einlaßglocke, welche über den Ziegelstoß gestülpt wird. Das Einlassen der erwärmten Ziegel geschieht so in einfachster, raschester Weise bei weitgehender Schonung des Materials.

Die auf etwa 120° C erwärmte Isoliermasse kommt in wärmeisolierten Kippkübeln zum Einbau.

Abb. 4 zeigt den Verlauf der Temperaturen eines in den Schacht eingebauten Mauerungsteiles unter Einwirkung des gefrorenen Gebirges und der verschieden erwärmten Mauerungsmaterialien.

Der Beton wurde aus hochwertigem Hochofenzement (i. M. 400 kg/m³ Beton), aus Schotter von $+20^{\circ}$ C und Zusatzwasser von $+28^{\circ}$ hergestellt, so daß der fertige Beton beim Einstampfen noch

eine Temperatur von $+18,5^{\circ}$ hatte. Der Mörtel des Mauerwerks wurde mit 280 kg Portlandzement je m³ Mörtel aus erwärmtem Sand und Wasser hergestellt, so daß er bei Verwendung eine Temperatur von $+17^{\circ}$ hatte. Die Ziegelsteine waren an ihrer Außenfläche $+20^{\circ}$, die Isolierungsmasse bei Verwendung +70 bis $+90^{\circ}$ warm, auf der Schachtsohle hatte die Luft -6° .

Die Temperatur im Mörtel, im Beton, in der Kontaktschicht zwischen Mauerwerk und gefrorenem Gebirge und im gefrorenen Gebirge (in 15 bzw. 65 cm Entfernung hinter der Mauerung) wurde mittels Präzisionsthermometer in $\frac{1}{2}$ " starken, etwas geneigt verlegten, mit entsprechend temperierter Laugelösung gefüllten Röhrchen gemessen (s. Abb. 4).

65 cm hinter der Mauerung erwärmte sich das gefrorene Gebirge von —8 auf —5°, nach 6 Stunden auf —3,2°, nach 12 Stunden auf —2°; nach 24 Stunden kulminierte die Erwärmung



Abb. 4. Verlauf der Temperaturänderungen der Mauerung.

mit —1,4°. Danach sank die Temperatur des gefrorenen Gebirges wieder allmählich, am 7. Tage auf —4,5°, am 14. Tage auf —5,6 und am 21. Tage bereits auf —6°, so daß das Gebirge hinter der Mauerung innerhalb 4 Wochen wieder die ursprüngliche Temperatur von etwa —7° annahm.

Etwa 15 cm hinter der Mauerung erwärmte sich das Gebirge von $-5,5^{\circ}$ C nach 2 Stunden auf -3° , nach 6 Stunden auf $-1,5^{\circ}$, nach 12 Stunden auf $+0,5^{\circ}$. Die Erwärmung kulminierte nach 24 Stunden mit $+2,5^{\circ}$; danach sank die Temperatur allmählich, jedoch viel langsamer als in 60 cm Entfernung, so daß die Temperatur nach 5 Tagen 0°, nach 7 Tagen -1° , nach 14 Tagen -4° , nach 21 Tagen $-4,8^{\circ}$ erreichte. Erst nach etwa 5 Wochen erhielt auch diese Gebirgsschicht wieder ihre ursprüngliche Temperatur.

Die sog. Kontaktschicht zwischen Gebirge und Mauerung hatte bei Anlegung der Mauerung -3° Kälte und erwärmte sich innerhalb 2 Stunden unter Einfluß der ursprünglichen Mauerungswärme auf $+10,5^{\circ}$. Die Temperatur dieser Zwischenschicht kulminierte bereits in der 12. Stunde mit $+12^{\circ}$ C und fiel dann allmählich zurück, so daß bereits am Ende des ersten Tages schon ein kleiner Temperaturrückgang zu vermerken war; nach 2 Tagen fiel die Temperatur auf die Hälfte, also auf $+6^{\circ}$ zurück, am 7. Tage war die Temperatur o°, am 14. erhielt es seine frühere Temperatur von fast -2° und fiel bis zum 21. Tage sogar bis auf $-2,3^{\circ}$ C.

Die Temperatur der frostfesten Betonschicht war beim Einstampfen $+17^{\circ}$. Durch die eigene Abbindewärme erhöhte sich die Temperatur nach 2 Stunden auf etwa $+18^{\circ}$, nach 6 Stunden auf $+19^{\circ}$, nach 12 Stunden auf etwa $+20,2^{\circ}$, nach 24 Stunden auf etwa $+21^{\circ}$, womit auch die Kulmination der Erwärmung stattfand; nach 36 Stunden kühlte sich der Beton auf $+12,5^{\circ}$ ab. Die weitere Abkühlung verlief ganz gleichmäßig, so daß am 7. Tage der Beton immer noch eine Temperatur von über $+5^{\circ}$ hatte und die 0°-Temperatur erst nach 14 Tagen erreichte, also zu einem Zeitpunkt, wo der Beton bereits so erhärtet war, daß die unter gleichen Umständen behandelten Probekörper eine Festigkeit von etwa 250 kg/cm² aufwiesen. Bis zum 21. Tage kühlte sich der Beton auf -1° C ab. Der Mauermörtel und damit auch die Ziegelmauer hatten bei der Vermauerung eine Temperatur von $+18,5^{\circ}$ und erwärmten sich nach 2 Stunden infolge Einwirkung der Isolierungsschicht auf $+19,6^{\circ}$ und dann weiter innerhalb 24 Stunden bis auf $+22,5^{\circ}$. Die Erwärmung hielt sogar über diese Zeit hinaus an, und eine allmähliche Abkühlung erfolgte erst nach 36 Stunden auf $+20^{\circ}$ und dann gleichmäßig, so daß die Temperatur im Mauerwerk am 14. Tage nur $+1^{\circ}$ C hatte, nach 21 Tagen $+0,4^{\circ}$, so daß die Mauerung Gefriertemperaturen erst nach der 5. Woche aufwies.

Durch die geschilderte Wärmebehandlung der Mauerwerksbaustoffe wurde also erreicht, daß der Mörtel erst nach Erreichung

VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

Hauptamt für Technik der NSDAP.

Im Zuge der Zusammenfassung aller technischen Fragen der Partei im Hauptamt für Technik wurde auch das Amt für technische Wissenschaften der Deutschen Arbeitsfront in das Hauptamt für Technik in der NSDAP, München 5, Erhardtstr. 36, überführt. Die bisherigen Arbeiten des Amtes für technische Wissenschaften,

Die bisherigen Arbeiten des Amtes für technische Wissenschaften, insbesondere die erfolgreiche Erfinderbetreuung, werden in der bisherigen Form fortgesetzt. Volksgenossen, die in technischen Fragen Rat suchen, wenden sich an die Gauämter für Technik, in welche die Gauabteilungen für technische Wissenschaften eingegliedert wurden.

Zuschrift zu dem Aufsatz Säger:

"Ein Verfahren zur Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte bei schiefer Biegung mit und ohne Längskraft. Bauing. 22 (1941) S. 217.

Zu den Ausführungen von Herrn Dipl.-Ing. Säger in Nr. 21/23 über "Bemessung rechteckiger Eisenbetonquerschnitte" möchte ich bemerken, daß die Lage der in seinem Abschnitt B mit III bezeichneten Nullinie auch direkt und genau durch eine quadratische Gleichung gefunden werden kann. Wenn man nämlich nach Abb. r das Moment der inneren Spannungen auf die Achse A-A bezieht, dann ist die Druckkraft

$$D = \sigma_{b} (b + c) \frac{v}{6} \left(1 - \frac{e^{3}}{(b + c)^{3}} \right)$$

and das Moment

$$M_{A} = \sigma_{b} \frac{(b + c)^{2} \cdot v}{8} \left(1 - \frac{e^{4}}{(b + c)^{4}} \right),$$

also

$$e + b - a = \frac{M_{A}}{D} = \frac{3 (b + c)}{4} \cdot \frac{1 - \frac{e^{4}}{(b + c)^{4}}}{\frac{e^{3}}{(b + c)^{3}}} = \frac{3}{\frac{4}{(b + c)^{4} - c^{4}}}$$

$$= \frac{3}{4} \frac{(b + c)^{4} - c^{4}}{(b + c)^{3} - c^{3}}$$

Abb. I.

und durch Umrechnung

$$e = \frac{b \cdot (3a - b \pm) / 3ba - 0, 5b^2 - 3a^2)}{3(b - 2a)}$$

Der Fall ist für Fundamentflächen vielleicht noch wichtiger als für nichtarmierte Betonquerschnitte.

Ferner ist Herrn Säger unter D wohl insofern ein Irrtum unterlaufen, als es eine Momentenebene im Sinne seiner in Abb. 8 gezeichneten "M-Ebene" gar nicht gibt, weil ein Moment beliebig in eine Parallelebene verschoben werden kann, d. h. sich dorthin verschiebt, wo es vom Material aufgenommen werden kann, im vorliegenden Falle in die vertikale Mittelebene, so daß die Nullinie horizontal liegt und die Kräfte Z und D_B in der vertikalen Mittelebene des Trägers bleiben, genau wie wenn die äußeren Kräfte selbst in dieser Ebene wirken würden. Nur wenn das Moment noch durch eine exzentrische Schubkraft begleitet ist, muß diese in eine zentrische, d. h. durch den Schubmittelpunkt gehende Scherkraft und ein Torsionsmoment zerlegt werden. Eggenschwyler, Schaffhausen.

Erwiderung.

Die im r. Abschnitt der Zuschrift von Herrn Dr. Eggenschwyler abgeleiteten Gleichungen sind eine begrüßenswerte Erweiterung unserer Kenntnisse der Beziehungen zwischen der Lage der Nullinie und des Druckmittelpunktes. Entwickelt man diese Gleichungen weiter und bringt sie in eine meinen genäherten Gl. (3) entsprechende Form, so erhält man die Nullinienabschnitte u und v, ausgedrückt durch die einer Festigkeit von etwa 160 kg/cm² gefroren ist, also bei einem Zustand, wo Frostschäden nicht mehr auftreten können.

Durch eine lange Reihe solcher Beobachtungen unter verschiedensten Verhältnissen kam man zu dem Ergebnis, daß im vorliegenden Falle durch entsprechende Erwärmung der Zuschlagstoffe mit Leichtigkeit erreicht werden kann, daß die Temperaturen von Beton und Mauerwerk erst dann unter o°C sanken, wenn die erzielten Beton- bzw. Mörtelfestigkeiten bereits ausreichend hoch waren, so daß Schäden nicht mehr eintreten konnten; die damit verbundene Erwärmung des Gebirges blieb in erträglichen Grenzen.

Ordinaten des Druckmittelpunktes X_D, Y_D wie folgt:

$$\begin{split} u = \frac{b}{8} \cdot \frac{16/3 - 8\frac{X_D}{b} \pm \left| \frac{\overline{64} \cdot \frac{X_D}{b} - \frac{32}{9} - \frac{64}{3} \left(\frac{X_D}{b} \right)^a}{1 - 2\frac{X_D}{b}} \right|}{v = 3 \cdot y_D \frac{u}{u - X_D}}. \end{split}$$

Dem Vorteil der Genauigkeit dieser Gleichungen steht der Nachteil eines noch hinzukommenden Wurzelausdrucks und damit verbundener Rechenarbeit entgegen. In Ergänzung meiner Tabelle I sind in nebenstehender Tabelle für verschiedene $\frac{X_D}{b}$ die genauen Werte u den genäherten gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß die Näherung gut ist und daß der Fehler jedenfalls innerhalb der Grenzen bleibt, in denen die Genauigkeit unserer Bemessungsverfahren sowieso

schwankt. Zum 2. Teil bräuchte ich eigentlich nur auf meine einleitenden Worte zum Abschnitt D hinzuweisen. Da jedoch offenbar über die vorliegende Frage noch keine ausreichende Klarheit bestelht, möchte ich hierzu ergänzend bemerken;

Hier wird eben der grundlegende Unterschied nicht beachtet, der zwischen einem Balken aus einem einzigen zug- und druckfesten Material einerseits und einem aus zwei verschiedenen Materialien aufgebauten Verbundkörper andererseits besteht.

4 1,25 1,283 1.25 4 1,50 1,75 1,765 4 1,75 3,25 3,13 4 00 00 2

ugenähert

1

11genau

1

 $\mathbf{X}_{\mathbf{D}}$

b

I

Im ersten Fall ist das Kräftespiel durchaus so, wie E. es schildert. Es ist doch so, daß z. B. bei einem stählernen Stab, dessen äußere Kräfte (Belastungs- und Auflagerkräfte) in einer zur parallelen Symmetrie-achse (= Hauptachse) des Rechteckquerschnitts exzentrischen Ebene wirken, die Resultierenden der inneren Normalspannungen mit Hilfe der Torsionsspannungen in die Hauptachse verlagert werden, weil so die Formänderungsarbeit ein Minimum wird, was am leichtesten daran zu erkennen ist, daß infolge der nunmehr zur anderen Hauptachse parallelen Nullinie der Hebelarm der inneren Kräfte am größten und damit die Durchbiegung am kleinsten wird. Ganz anders liegen die Dinge beim Verbundquerschnitt. Wie unrichtig dieser oft betrachtet wird, zeigt die Bemerkung E.s. daß ein Moment "sich dorthin verschiebt, wo es vom Material aufgenommen werden kann, im vorliegenden Falle in die verti-kale Mittelebene". In dieser Mittelebene ist eben auf der Zugseite gar kein Material vorhanden, wie übrigens deutlich aus der von E. angezogenen Abb. 8 hervorgeht; vielmehr kann ich über die Lage des Eisens frei verfügen. Lege ich es in die Mittelebene, dann tritt freilich die gleiche Wirkung wie beim Stahlträger ein. Dann aber muß ich auch dafür sorgen, daß die Torsionsspannungen, d.h. die schrägen Zugspannungen, aufgenommen werden können, ich muß also den Träger für Torsion berechnen und bewehren. Dieses aber ist bei dem Konstrukteur des Eisenbetonfaches sehr wenig beliebt. Deshalb eben lege ich die Eisen und damit die innere Zugkraft - mathematisch - in die Ebene der äußeren Kräfte, die in meinem Aufsatz als Momentenebene bezeichnet wurde. Damit aber wandert zwangsläufig auch der Mittelpunkt der Druckspannungen in diese Ebene, womit sämtliche Kräfte, innere und äußere, in dieser Ebene liegen. Die Belastungskraft liegt nunmehr wohl exzentrisch zur Mittelachse des Rechteckquerschnitts, die aber statisch gar keine Bedeutung mehr hat, nicht dagegen exzentrisch zur "Hauptachse des wirksamen Querschnitts". Deshalb aber treten auch keinerlei Torsionsbeanspruchungen mehr auf, womit der Zweck der außermittigen Anordnung der Eisen erreicht ist.

Durch die vorstehenden ergänzenden Ausführungen hoffe ich, weiterhin zur Klärung der Wirkungsweise des Verbundquerschnitts bei "exzentrischem" Kraftangriff beigetragen zu haben.

Säger, Schwaig bei Nürnberg.

2. Zuschrift.

Dem zweiten Teil der vorliegenden Erwiderung kann immer noch nicht zugestimmt werden. Jede auf eine Querschnittsebene einwirkende äußere Kraft kann zerlegt werden in eine Normalkraft und eine Transversalkraft. Die Normalkomponenten aller auf dem Querschnitt einwirkenden äußeren Kräfte können zu einer resultierenden Normalkraft und die Transversalkomponenten zu einer resultierenden Transversalkraft zusammengefaßt werden. Die erstere läßt sich zerlegen in eine im Schwerpunkt angreifende Axialkraft und zwei auf ein Achsenkreuz xy bezogene Biegungsmomente Mx und My, und die Transversalkraft in zwei durch den Schubmittelpunkt gehende Querkräfte Q_x und Q_y und ein Torsionsmoment. Daß die erstere Zerlegung in gewissen Fällen, z. B. bei Eisenbetonquerschnitten mit außerhalb des Kernes des Gesamtquerschnittes angreifender Normalkraft, nichts nützt, weil man die Nullinie und damit eine Grenze des wirksamen Querschnittsteiles nicht von vornherein kennt, ändert nichts an der Tatsache, daß die Normalkraft nur Normalspannungen erzeugt, unter keinen Umständen aber Drehungsbeanspruchungen. Die Bestimmung der resultierenden Normalkraft und der resultierenden Transversalkraft aus einem bekannten System äußerer Kräfte und deren eventuelle Zerlegung in Axialkraft, Biegungsmomente, Querkräfte und Torsionsmoment ist eindeutig und statisch bestimmt und hat mit der Formänderungsarbeit nichts zu tun.

Herr Säger übersicht immer noch, daß Kräftepaare statisch gleichwertig sind, wenn ihre Momentvektoren (Achsenrichtung und Moment) übereinstimmen, oder mit anderen Worten: daß ein Moment ohne Anderung der Wirkung in eine beliebige Parallelebene verschoben werden kann. Eggenschwyler.

2. Erwiderung.

Die Zusammensetzung und Zerlegung eines äußeren Kräftesystems war und ist nicht Gegenstand unserer entgegengesetzten Auffassungen. Jedoch möchte ich ergänzend feststellen, daß der Schubmittelpunkt beim homogenen Querschnitt im Schwerpunkt des Rechtecks, bei dem nach Abb. 8 konstruierten Verbundquerschnitt auf der Linie Z — DB, liegt.

Daß Normalkräfte Drehungsbeanspruchungen erzeugen, ist von mir nirgends behauptet worden. Wenn ich von Normalspannungen sprach, so konnte ich nur solche meinen, die infolge der von Transversalkräften verursachten Biegung auftreten, denn im Abschnitt D meines Aufsatzes, von dem der Meinungswechsel ausging, ist die Mitwirkung von Längskräften ausdrücklich ausgeschlossen worden.

Ebenso habe ich nicht behauptet, daß die Formänderungsarbeit mit der Zusammensetzung und Zerlegung eines äußeren Kräftesystems etwas zu tun hat. Vielmehr stellte ich fest, daß das Minimum der Formänderungsarbeit ein Kriterium für den Verlauf der inneren Spannungen sei (Satz vom Minimum der Formänderungsarbeit, mathematische Elastizitätstheorie).

Kräftepaare, deren Momentvektoren gleich sind und die an verschiedenen Punkten eines Körpers angreifen, haben die gleiche Wirkung nur hinsichtlich des Gleichgewichts- oder Bewegungszustandes des Körpers. Ihre Wirkung auf die Verteilung der inneren Spannungen dagegen ist verschieden.

Säger.

Schlußwort.

Die vorstehende Auseinandersetzung enthält noch eine Reihe von Unklarheiten, die zu beseitigen leider nicht gelungen ist.

Um Mißverständnisse auszuschließen, halte ich es für notwendig, ausdrücklich festzustellen, daß ich selbst mit dem Inhalt der Zuschriften von Herrn Dr.-Ing. Eggenschwyler übereinstimme.

Zu dem Meinungsaustausch sei lediglich folgendes festgestellt:

Nach der technischen Theorie der Biegung dünner Stäbe hängt die Spannungsverteilung in einem Stabquerschnitt nur von den an der betreffenden Stelle zu übertragenden "Schnittkräften" ab. Statisch gleichwertige Schnittkräfte, das sind solche, für die die beiden Vektoren von Schnittkraft und Schnittmoment übereinstimmen, erzeugen in dem betrachteten Stabquerschnitt auf der ersten, der technischen Biegungstheorie entsprechenden Genauigkeitsstufe den gleichen Spannungszustand.

Die mit der Einleitung der Belastung verbundenen örtlichen Spannungen sind auf die Umgebung des Belastungspunktes beschränkt, die daher beim Vergleichen des Spannungszustandes auszuschließen ist. In Stabquerschnitten, die ein Mehrfaches der größten Querschnittsabmessung von der, nächsten Last" entfernt liegen, sind die Spannungsunterschiede für statisch gleichwertige Schnittkräfte dagegen nach dem S a in t - V e n ant schen Prinzip bereits belanglos.

Der Herausgeber: F. Schleicher.

BUCHBESPRECHUNGEN.

Probst, E.: Steinfibel. I. Teil: Die Natursteine Großdeutschlands. 2. Teil: Künstliche Steine und Stoffe. Halle/S.: Carl Marhold Verlagsbuchhandlung 1941. 95 bzw. 142 S. DIN A 5. Preis kart. RM 3,90 bzw. RM 4,30.

Die beiden Heftchen geben eine recht brauchbare Zusammenstellung der im Bauwesen zur Verwendung gelangenden natürlichen und künstlichen Steine und sonstigen Baustoffe wie Kunstharze, Korkerzeugnisse, Leim, Gläser, Vulkanfiber u. a. m. Der Leserkreis wird hauptsächlich bei den praktisch tätigen Fachgenossen zu suchen sein.

Mehmel, Berlin.

Rauls, F.: Die künstlichen Bausteine. Illustrierte Baustofflehre für Schule und Praxis. Band II. Mit 1100 Abb. Heidelberg: Dr. Johannes Hörning 1941. 402 S. Gr. 21,5 \times 15 cm. Preis geb. RM. 15,—.

Behandelt werden Ziegel aller Art, Kalksand-, Schlacken-, Leicht-, Beton- und Glasbausteine sowie die verschiedenen Mörtel. Gemäß dem Werdegang des Verfassers steht die Erzeugung der Baustoffle überall im Vordergrund, während die neuere Richtung in der "Baustofflehre" die Technologie der Baustoffe bewußt in den Hintergrund rückt. Für den Baufachmann ist dagegen die Kenntnis der Eigenschaften der verarbeiteten Baustoffe, ihre richtige und falsche Verwendung auf Grund chemischer und physikalischer Eigenschaften sowie ihrer Festigkeitsverhältnisse von besonderer Bedeutung. Trotz dieser Einschränkung wird auch der Baufachmann aus dem vorliegenden Buch eines erfahrenen Fachmanns auf dem Gebiet der Herstellung von Bausteinen viele Anregungen entnehmen können. Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.

Holzerhaltung in der Kriegs- und Friedenswirtschaft. Vorträge der Holztagung 1940. Mitteilungen des Fachausschusses f. Holzfragen beim Verein deutscher Ingenieure und Deutschen Forstverein. Heft Nr. 29 Mit 122 Abb. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1041. 194 S. Gr. DIN A 5. Preis kart. RM. 5.—.

G. m. b. H. 1941. 194 S. Gr. DIN A 5. Preis kart. RM. 5.—. Auf der Holztagung 1940 wurden in 4 Fachsitzungen: "Rohholzfragen, Holz im Bauwesen, Holzschutz und Holztrocknung" alle die Maßnahmen, die der Holzerhaltung und der besseren Ausnutzung des Holzes dienen, eingehend erörtert. Im Hinblick auf die nach dem Kriege im verstärkten Maße einsetzende Wohnungsbautätigkeit sind diese 15 Vorträge von besonderer Bedeutung. Das vorliegende Buch kann darum allen Fachleuten, die irgendwie mit der Frage der Holzgewinnung und Holzverwendung zu tun haben, nur wärmstens zum eingehenden Studium empfohlen werden.

Stoy, Braunschweig.

Verbesserte Ausnutzung und Gütesteigerung des Baustoffes Holz. Vorträge der Sommersitzung 1941, Mitteilungsheft Nr. 30 des Fachausschusses für Holzfragen. Mit 31 Abb. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1942. 71 S. Gr. DIN A 5. Preis RM 4,--.

Nachdem einleitend über die Fortschritte der Arbeiten der Ausschüsse "Holzdecken", "Dachstühle", "Schallschutz", "Holzschutz im Bergbau" und "Prüfung von Holzfaserplatten gegen Feuer" berichtet ist, werden in den weiteren Vorträgen die "Formänderungen hölzerner Tragwerke", die "Versuche mit genagelten Vollwandbogenträgern", die "Auswertung der Prüfung von Flammschutzmitteln" und "Der Widerstand von Nägeln gegen Herausziehen" behandelt. Daran schließt sich an ein Bericht über die Sitzung des Arbeitskreises "Holztrocknung", der sich mit den theoretischen und praktischen Fragen dieses überaus wichtigen Sondergebietes des Holzbaues beschäftigt. Stoy, Braunschweig.

Graf, O. und K. Egner: Untersuchungen mit Sparbalken, insbesondere für den Wohnungsbau. Mitteilungsheft 31 des Fachausschusses für Holzfragen. Mit 57 Abb. Berlin: VDI-Verlag G. m. b. H. 1942. 74 S. Gr. DIN A 5. Preis RM 4,--.

Die Untersuchungen, die an der MPA. Stuttgart durchgeführt sind, behandeln im wesentlichen die Herstellung von Sparbalken aus Holz unter Verwendung von Leim bzw. Nägeln als Verbindungsmittel. Es wird nachgewiesen, daß der geleinte Träger die zuverlässigste und weitgehendste Ausnutzung des Holzes ermöglicht. Genagelte Träger sind weicher und nachgiebiger, wie das in der Natur des Verbindungsmittels begründet liegt. Auch die Kostenfrage ist angeschnitten. Es ist möglich, den Sparträger in geleimter Bauart mit wenig höheren Kosten herzustellen als die bisherigen Vollholzbalken. Stoy, Braunschweig.

Killer, J.: Die Werke der Baumeister Grubenmann. Mit 125 Abb. u. 1 Tafel. Zürich: Verlag A. G. Gebr. Leemann & Co. 1942. 192 S. Gr. 17 × 24.5 cm. Preis geb. RM 7,20.

Das Geschlecht der schweizerischen Baumeister Grubenmann hat im 18. Jahrhundert den Holzbau, vor allem den Holzbrückenbau zur höchsten Blüte gebracht. Von den 3 Brüdern ist neben dem ältesten Jakob Grubenmann vor allem der jüngste Hans Ullrich Grubenmann zu nennen. Der Verfasser hat in der vorliegenden baugeschichtlichen und bautechnischen Forschungsarbeit genaue wissenschaftliche Nachforschungen über diese berühmte Baumeisterfamilie angestellt und die klare Zuteilung der Werke an die einzelnen Glieder der Familie vorgenommen. Es ist ihm dabei gelungen, einen alten Irrtum über den Brükkenbau von Wettingen und Schaffhausen richtig zu stellen. Aber neben dem Brückenbau hat Jakob Grubenmann ferner den Kirchenbau zu hoher Blüte gebracht. Endlich haben die Gebrüder Grubenmann auch eine Reihe von Privathäusern und Profanbauten erstellt, wie z. B. Paläste in Lindau a. B., das Regierungsgebäude in Chur usw. - Der Verfasser hat erstmals in diesem Werke fast ausnahmslos unbekannte Pläne, Einzelaufnahmen, perspektivische Darstellungen von Knotenpunkten veröffentlicht. Das Werk kann allen Ingenieuren, Architekten, Zimmerleuten, Kunstgelehrten und Historikern aufs wärmste zum eingehenden Studium empfohlen werden. Stoy, Braunschweig.

Stoy, W.: Der Holzbau. 2. neubearb. u. bericht. Aufl. Mit 160 Abb. Berlin: Springer-Verlag 1941. VIII, 140 S. Gr. 8º. Preis geb. RM 10,80, br. RM 9,60.

Die erste Auflage erschien unter dem Titel "Ingenieurholzbau" wofür es jetzt einfacher und besser "Holzbau" heißt, denn auch der ausführende Zimmermeister muß heute gewisse statische Kenntnisse besitzen, wenn er seinen Betrieb zeitgemäß führen will. Ausgehend von den Grundlagen des Holzbaues gibt der Verfasser einen Überblick über die wichtigsten Anwendungen des Holzes im Bauwesen. Berechnungsbeispiele fehlen auch in der 2. Auflage. Es wird dieserhalb im Vorwort aber hingewiesen auf Fonrobert, Grundzüge des Holzbaues im Hochbau. Prof. Dr.-Ing. Birkenstock, Berlin.

Schaper, G: Mauerwerk, Widerlager, Pfeiler und Gestaltung von Brücken. Mit 306 Textabb. 2. Aufl. Berlin: W. Ernst & Sohn 1942. 215 S. Gr.8°. Preis br. RM 6,--.

Das Buch faßt 8 Aufsätze Schapers aus den Zeitschriften "Die Bautechnik" 1938 bis 1941 und "Der Stahlbau" 1937 als Sonderdruck zusammen. Die einzelnen Aufsätze behandeln: Steinmauerwerk bei Brükkenbauten; Gestaltung der Widerlager steinerner und stählerner Brükken; Gestaltung gewölbter Brücken; Einiges über die Gestaltung von Brücken mit stählernem Überbau; Einiges über die Gestaltung von Pfeilern stählerner Überbauten; Einiges über die Gestaltung stählerner Überbauten; Bauliche Ausbildung und Gestaltung der Außenseiten stählerner Überbauten; Bauliche Ausbildung und Gestaltung der stählernen Zwischenstützen stählerner Überbauten.

Die in den Aufsätzen zusammengestellten guten und schlechten Beispiele zur Gestaltung der Brücken haben bereits allgemeine Beachtung gefunden. Sie enthalten jedoch auch zahlreiche Angaben über gute konstruktive Einzelheiten.

Das vorliegende Buch, das letzte aus der Feder von G. Schaper († 4. 1. 1942), bietet wertvolle Hinweise und Anregungen für den Neubau von Brücken wie für Umbauten. Es verdient weiteste Verbreitung. Schleicher, Berlin.

Narath, H.: Geräte zum Prüfen und Messen in der Werkstatt. Mit 90 Abb. Leipzig: J. J. Arnd 1941. 123 S. Gr. 14 × 20 cm. Preis geh. RM 2,20.

Die fortschreitende Normalisierung sowie die Forderung nach gesteigerter Leistung zwingen zu immer höherer Genauigkeit in der Fertigung. Ersatzbeschaffung und Austauschbau sind ohne genaueste Maßhaltung nicht möglich und verlangen nicht nur vom Hersteller, sondern oft auch vom Verbraucher, sich mit den Grundlagen des Prüfens und Messens vertraut zu machen.

In der vorliegenden Schrift hat der Verfasser die wichtigsten Prüfund Meßgeräte, wie sie vorwiegend in der Maschinenindustrie verwandt werden, zusammengestellt. Neben den festen Lehren, den einstellbaren Maßen sowie den Meßuhren, den Fühlhebelmeßgeräten und den Meßmaschinen werden u.a. die Geräte zur selbsttätigen Maßüberwachung behandelt.

Die Schrift soll nicht etwa ein Lehrbuch auf wissenschaftlicher Grundlage sein, sondern will lediglich dem Leser ein Bild geben von dem hohen Stand der Entwicklung deutscher Prüfgeräte.

Schmid, Bln.-Charlottenburg.

Schrutka, L.: Leitfaden der Interpolation. Wien: Springer-Verlag 1941. VIII, 80 S. Gr. 8°. Preis geh. RM 4,80.

"Ich habe mir in diesem kleinen Buch die Aufgabe gestellt, die einfachsten Rechenweisen der Interpolation so darzustellen, daß der Ma-thematiker, aber auch der Techniker und Naturwissenschaftler, kurz alle, die mit Funktionen oder Abhängigkeiten und insbesondere mit deren Darstellung in Tafeln zu tun haben, das Handwerksmäßige daran in bequemer Weise lernen können." Dieser Zielsetzung, die auf tiefergehende Erörterungen und Entwicklungen bewußt verzichtet, wird das Büchlein in der Tat durchaus gerecht.

Ausgehend von dem Begriff der "Steigung n-ter Ordnung" (Differenzenquotient im Sinne von Newton) wird als Grundlage für alles folgende der "Steigungsspiegel", also das Schema der Differenzenquotienten aufgestellt und daraus die Newtonsche Interpolationsformel hergeleitet, wobei auch der Fall zusammenrückender Argumente berücksichtigt wird. Ein besonders breiter Raum wird der Interpolation von Polynomen gewidmet, worin das Hornersche Schema und die Lagrangesche Interpolationsformel zu ihrem Rechte kommen. Es folgen Ausführungen über die Interpolation bei beliebigen Funktionen mit Fehlerabschätzungen. Als Anwendung der Interpolation werden die einfachsten Formeln der "parabolischen" Quadratur, also die Rechtecksformel, Sehnentrapez- und Tangententrapezformel sowie die Simpsonsche Regel mit den bekannten Restabschätzungen angegeben. Auf die Gaußsche Quadraturformel wird nicht genauer eingegangen. Es folgen einfachste Ausführungen über Interpolation bei Argumenten gleicher Abstände sowie der Übergang zu einer anderen Grundeinteilung des Intervalls. Schmeidler, Berlin.

Neuerscheinungen.

- Baupreisfragen und Leistungssteigerung. Eine Sammlung von Abhandlungen über das gesamte Gebiet der durch die Baupreisverordnung angeschnittenen Fragen.
 - Heft 4, Bach, K .: Preisermittlung und Kostenüberwachung im Baubetriche, ein Weg zur Leistungssteigerung. II. Selbstkostenermittlung eines Betondeckenloses der Reichsautobahn. 37 S. Gr. DIN A 5. Einzelpreis RM I,-
 - Heft 5, Enderlein, K .: Stundenlohnzuschläge im Baugewerbe. Mit Erläuterungen. 26 S. Gr. DIN A 5. Einzelpreis RM -, 50.
 - Heft 6, Blunck, O.: Die Bemessung des Zuschlages auf die Herstellkosten bei der Preisermittlung für massive Ingenieurbauten unter Berücksichtigung der Höhe des Baustoffanteils (Neues Stoffzifferverfahren). 14 S. Gr. DIN A 5. Einzelpreis RM -,80. Heft 7, Schubert, A. A.: Die eigene Kalkulation
 - der bauvergebenden Stellen. 21 S. Gr. DIN A 5. Einzelpreis RM -,90.

Berlin: Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn 1941.

- Belluzzi, O.: Scienza delle costruzioni. 1. Bd. Mit 606 Abb. Bologna: Verlag Nicola Zanichelli 1941. 679 S. Gr. 17,7 × 25,5 cm.
- Böhland, E. und K. Stöcke: Kleine Wirtschaftskunde der Industrie der Steine und Erden. Technisch-wirtschaftliche Schriften für die Industrie der Steine und Erden. Folge 1. Mit 53 Abb. Berlin: Bau-Verlag Rudolf Schirmer 1941. 82 S. Gr. DIN A 5. Preis br. RM 2,40.
- Darsow-Fokken-Nicolaus: Kommentar zum Luftschutzgesetz und den Durchführungsbestimmungen. Ergänzungsblätter Juli 1941 zur 1. bis 3. Aufl. München und Berlin: C. H. Beck'sche Verlagsbuchhandlung 1941. 219 Bl. Gr. 19 × 14,7 cm. Preis RM 6,50. Deutscher Verkehrs-Kalender 1942. 3. Jg. Heraus-gegeben mit Unterstützung des Reichsverkehrsministeriums. Mit
- K.-G. 26 S. Gr. 29,5 \times 20,7 cm.
- Flottmann-Fachschriften: Verschleißabwehr bei Kompressoren, Druckluftarbeitsmaschinen und -Werkzeugen. Mit Abb. Heinrich Flottmann G.m.b.H., Herne i. W. 76 S. Gr. DIN A 5. Kostenlos.
- Moos, A. von: Die Geologie der Schweiz und deren Beziehung zur Bautechnik. Eine allgemeinverständliche Darstellung. Separatdruck aus der Schweizerischen Baumeister-Zeitung "Hoch- und Tiefbau", Band 39 und 40. Mit 51 Abb. Zürich: A.-G. Verlag Hoch- und Tiefbau 1942. 52 S. Gr. 23,5 \times 33,5 cm.

Wirtschaftsgruppe Bauindustrie:

Dänisch auf Baustellen. Sprachführer für den Verkehr mit dänischen Arbeitern auf Baustellen. Gr. Kleinoktav. 86 S. Preis kart. RM 2,-

Italienisch auf Baustellen. Sprachführer für den Verkehr mit italienischen Arbeitern auf Baustellen. 85 S. Gr. Kleinoktav. Preis kart. RM 2,-

Slowakisch auf Baustellen. Sprachführer für den Verkehr mit slowakischen Arbeitern auf Baustellen. 79 S. Gr. Kleinoktav. Preis kart. RM 2,-

Russisch auf Baustellen. Sprachführer für den Verkehr mit russischen Kriegsgefangenen. 123 S. Gr. Kleinoktav. Preis kart. RM 2,-

Stuttgart: Franckh'sche Verlagshandlung 1941.

Würth, K.: Der Maler und Anstreicher in der Gesellen - und Meisterprüfung. Ein Vorbereitungsbuch in Frage und Antwort. Bd. II: Werkstoffe und Arbeits-techniken. Neustadta. d. W.: Verlag, "Das Maler- und Tüncher-handwerk" Daniel Meininger 1941. 232 S. Gr. DIN A 5. Preis br. RM 3,80.

PATENTBERICHT.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 13 vom 26. März 1942 und von

- demselben Tage an auf drei Monate im Reichspatentamt ausgelegt. Kl. 37 a, Gr. 6. R 107 823. Erfinder, zugleich Anmelder: Dr.-Ing.
- Karl Reese, Dresden. Massives Leichtdach. 22. VI. 40. Protektorat Böhmen und Mähren.
- Kl. 37 b. Gr. 1/01. B 188 901. Erfinder, zugleich Anmelder: Florian J. Bähr, Knittelfeld, Steiermark. Aus teilweise unbearbeiteten Holzstücken zusammengesetztes Bauelement. 23. X. 39.
- Kl. 37 b, Gr. 6, S 143 077. Erfinder, zugleich Anmelder: Hans Sautter, Kassel. Nagelbare Isolierbauplatte. 23. XI. 40.
- Kl. 80 b, Gr. 1/15. H 163 522. Erfinder, zugleich Anmelder: Gommarus

Franciscus Hannôt, Rotterdam, Holland; Vertr.: Dr.-Ing. O. Stürmer, Pat.-Anw., Berlin-Friedenau. Verfahren zur Herstellung von druckfesten, nicht schlüpfrigen und frostbeständigen Werkstoffen für Straßendecken. 22. X. 40.

- Kl. 80 b, Gr. 1/15. W 103 874. Erfinder: Dr. Hans Scheidemandel, München. Anmelder: Dr. Alexander Wacker, Gesellschaft für elektrochemische Industrie G. m. b. H., München. Verfahren zur Herstellung von Überzügen aus hydraulisch abbindendem Material; Zus. z. Anm. W 103 520. 11. VII. 38.
- Kl. 85 d, Gr. 14. B 180 112. Erfinder, zugleich Anmelder: Eduard Baese und Friedrich Lüning, Dresden. Be- und Entlüftungseinrichtung für Wasserleitungen. 20. IX. 37. Österreich.

PERSÖNLICHES.

Ministerialdirektor Eckhardt 70 Jahre alt.

Am 30. 5. d. Js. begeht Ministerialdirektor Eckhardt im Oberkommando der Kriegsmarine seinen 70. Geburtstag. Auch heute noch steht er wie vor 41 Jahren, als er als Regierungsbaumeister in den Dienst der Kriegsmarine eintrat, in unveränderter Schaffenskraft in seinem stets wachsenden Arbeitsgebiet. Kühl und sachlich tritt er an die Aufgaben kleinen und größten Umfanges heran, gleich, ob es sich um technische oder organisatorische Fragen handelt.

Durch die härteste Schule des Ingenieurs, den Seebau, ist Eck-

hardt gegangen und hat von dort die Erkenntnis für seinen späteren Lebensweg mitgenommen, daß Men-schenwerk im gewaltigen Kampf gegen die Naturgewalten oft Stückwerk bleiben muß und daß eine unendliche Liebe und feinstes Einfühlen in die Natur dazu gehört, um Anlagen zu schaffen, die sich niemals den Naturgewalten roh entgegenstemmen, sondern sich diesen anschmiegen und trotzdem den betrieblich gestellten Bedingungen entsprechen. Hier liegen die Grenzgebiete, wo statische Kunst allein nicht genügt, sondern wo die langjährige Erfahrung und die eingehende Naturbeobachtung in den harten Zeiten der Sturmfluten die Naturgesetze erkennen und richtig anwenden lehren.

Eckhardt hat diese Erkenntnisse u. a. in dem grundlegenden Aufsatz "Erfahrungen über Wellenwirkung beim Bau des Hafens in Helgoland" im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft 1930/31 niedergelegt und außerdem "Über den Bau des Hafens in Helgoland" in der Bautechnik 7 (1929) S. 549 berichtet. Im Jahre 1937 veröffentlichte er wiederum im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft eine Untersuchung über "Die technische und wirtschaftliche Bedeutung Wilhelmshavens".

Die Zeitspanne 1901—1942 umfaßt den Aufstieg, den Niedergang und die Wiedererhebung des Deutschen Reiches. In diesen Jahren wirkte Eckhardt zunächst als Marinebaurat im Reichsmarineamt zu Berlin und in Wilhelmshaven und als Marineoberbaurat in Helgoland. Auch

als späterer Strom- und Hafenbaudirektor von Wilhelmshaven blieb er diesen drei Hauptarbeitsplätzen treu, bis er nach der Machtübernahme als Ministerialrat endgültig in das Oberkommando der Kriegsmarine übersiedelte, um von hier aus später als Ministerialdirigent und seit 1939 als Ministerialdirektor die gesamte Leitung des Marinehafenbaues in sich zu vereinigen.

Nur wenigen Ingenieuren ist es vergönnt, in leitender Stellung in so großem Umfange ausgedehnte Neubauten, wie sie der Ausbau der Kriegshäfen erfordert, planen und schaffen zu können und in ihnen ihre immer wachsenden Erfahrungen aufs neue zu verwerten.

Die Bedeutung Helgolands für die Marine während des ersten Weltkrieges ist bekannt. Eisernes Kreuz und andere hohe Ordensverleihungen

waren sichtbare Zeichen der anerkannten Verdienste Eckhardts, besonders um den Ausbau dieser Insel. Umso schwerer war es für ihn, nach dem unglücklichen Kriegsende 1918 dem Diktat der Feinde entsprechend die Zerstörung der gewaltigen von ihm geschaffenen Anlagen durchführen zu müssen.

Ein besonderes Glück war Eckhardt beschieden, als er mit der Wiederaufrichtung der deutschen Wehrmacht zum zweiten Male die Planung für den Ausbau von Helgoland in die Hand nehmen und auch

dem Führer persönlich die im Bau begriffenen Anlagen zeigen konnte. Immer größer wurden mit der Neuschöpfung der Flotte auch an vielen anderen Stellen unserer Nord- und Ostseeküste die an ihn und den ihm unterstehenden Marinehafenbau überwiesenen Aufgaben, die dann mit Beginn dieses Krieges in den vielseitigen Hafenbauarbeiten der deutschen Marine an der Küste des Atlantik von Narvik bis zur spanischen Grenze, in der Ostsee, im Mittelmeer und im Schwarzen Meer ihre größte Ausdehnung erreichten. Das Kriegsverdienstkreuz II. und I. Kl. mit Schwertern bezeugen die Anerkennung, die die Leistungen Eckhardts im zweiten Weltkrieg gefunden haben.

Seeschleusen und Trockendocks immer wachsender Größe, Kais, Pieranlagen, Wellenbrecher und Molen, der Ausbau und die Neuanlage von Werften mit ihren Hellingen, Slips, Werkstätten, Ölbunker, bombensichere Unterstände für die kleineren Flotteneinheiten mit ihren dazugehörigen Nebenanlagen sind nur ein Ausschnitt aus seinem Arbeitsgebiet.

So steht heute Eckhardt als Siebzigjähriger in seinem ausgedehnten Aufgabenkreis genau so selbstsicher und bescheiden wie vor 41 Jahren. Keine noch so ehrenvolle Aufgabe, keine der vielen Auslandsreisen, keine Auszeichnung hat ihn von seiner Einfachheit im Denken und Handeln abbringen können. Möge Eckhardt sich noch lange seiner ungebrochenen Arbeitskraft erfreuen, möge er auch noch viele Jahre im Kreise seiner Familie seinen persönlichen Neigungen leben

können, zu denen nicht zuletzt die Liebe zu seinem Garten gehört. Letztere teilt er mit allen großen Wasserbauern, die den Ausgleich im harten Kampf des Alltags zuerst und am besten immer in der Natur suchten und fanden.

Wenn heute die Hafenbautechnische Gesellschaft ihrem Gründungsund langjährigen Vorstandsmitglied die Urkunde als Ehrenmitglied überreicht, so tut sie es in Würdigung der großen Verdienste Eckhardts auf dem Gebiet des Marinehafenbaues und um den Aufbau und die Entwicklung der HTG von ihrer Gründung an.

Die Kollegen der Wasserbaukunst aber grüßen ihren jungen Siebziger heute besonders und reihen sich ein in den großen Kreis der Glückwünschenden. A g a t z.

INHALT: Die deutsche Bauindustrie im dritten Kriegsjahr. Von Reg.-Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin. S. 147. — Zur Stabilität der Schwingungen in Schachtwasserschlössern mit unveränderlicher Leistungsentnahme. Von Ing. Josef Frank, Berlin. S. 149. — Zement unter Frosteinwirkung. Von Dipl.-Ing. S. L. Sik, Wien-Budapest. S. 156. — Verschlösser dene Mitteilungen. S. 159. — Hauptamt für Technik der NSDAP. — Zuschrift. — Erwiderung. — 2. Zuschrift. — 2. Erwiderung. Schlußwort. — Buchbesprechungen. S. 160. Patentbericht. S. 162. — Persönliches. S. 162. —



