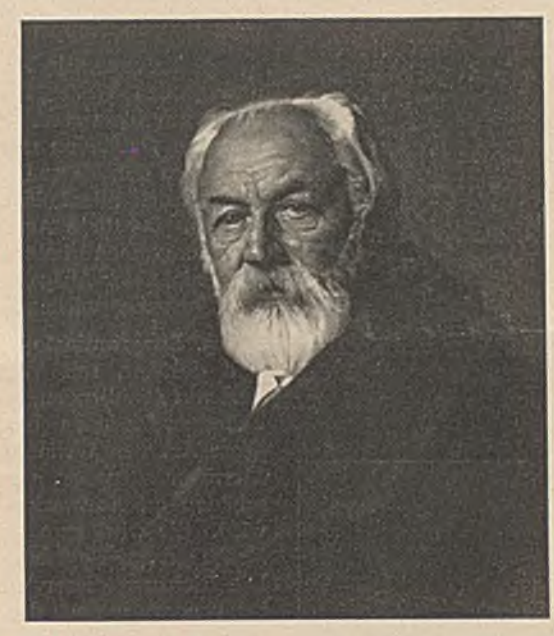
DER BAUINGENIEUR

12. Jahrgang | 25. September 1931 | Heft 39

FRIEDRICH ENGESSER †.

In stiller Weltabgeschiedenheit, fern von Karlsruhe in seiner badischen Heimat, im südlichen badischen Schwarzwald, ist am 29. August Dr.-Ing. h. c. Friedrich Engesser, Geh. Oberbaurat und Prof. i. R. an der Techn. Hochschule Karlsruhe, im 84. Lebensjahr verschieden.

Geboren in Weinheim in Baden, studierte er in Karlsruhe an der Technischen Hochschule. Als Ingenieur wirkte er im badischen Staatsdienst, zuerst beim Bau der Höllental- und der Schwarzwaldbahn, später bei der Eisenbahn- und Wasserbaubehörde in Karlsruhe, bis er im Jahre 1885 als Nachfolger Sternbergs einem Rufe an die Techn. Hochschule in Karlsruhe folgte. Außer auf Ferienreisen, über die er viel Interessantes zu erzählen wußte, ist er nur selten aus Baden hinausgekommen, und doch ist er durch seine grundlegenden theoretischen Arbeiten weit über die Grenzen Deutschlands bekannt geworden. Dies ist um so bemerkenswerter, als Engesser es nicht liebte, sich öffentlich zu betätigen.



Die wissenschaftliche Tätigkeit Engessers war sehr fruchtbar. Diese und seine Lehrtätigkeit, von der seine Schüler begeistert waren, haben ihm allgemeines Ansehen in der Fachwelt gebracht.

Vor und nach dem Kriege verging wohl kein Jahr, in dem er nicht zu irgendeiner fachwissenschaftlichen Frage auf seine Art Stellung genommen hatte. Von seinen Veröffentlichungen sei in erster Linie sein Buch über die Zusatzkräfte und die Nebenspannungen genannt. Seine beiden Schüler, der verstorbene Prof. Schachenmeier und Prof. Kriemler setzen mit Recht diese Veröffentlichung an erste Stelle. Der erstere betrachtete die Arbeit als den Anfang einer charakteristischen Entwicklung der Theorie der eisernen Brücken. Der letztere hebt die besondere Gabe Engessers hervor, die auch sonst seinen Arbeiten nachgerühmt wird: Dank seinem reichen Wissen durfte er sich an die theoretisch schwierigsten Aufgaben wagen, weil ihm die Befähigung eigen war, die mathematisch formellen Schwierigkeiten dadurch zu beseitigen, daß er den Kern übersichtlich herausschälen und darauf weiterbauen konnte.

Von ebenso großer Bedeutung war seine Arbeit über Rahmen, die er in der ihm eigenen klaren und anschaulichen Weise lange vor dem später bekannt gewordenen Vierendeel veröffentlichte.

Aus der Fülle der anderen Veröffentlichungen, die in der Zeitschrift „Der Eisenbau", Jahrg. 1918, zusammengestellt sind, nenne ich außer den Arbeiten über die Nebenspannungen seine Veröffentlichungen über den Erddruck und eine Reihe Veröffentlichungen zum Knickproblem.

Von besonderem Interesse sind auch seine Veröffentlichungen über den Einsturz der Birsbrücke bei Mönchenstein und der Brücke über den St. Lorenz-Strom bei Quebeck sowie die Folgerungen aus dem Einsturz des Hamburger Gasbehälters.

Daß Engesser auch für Neuerungen seinen Blick nicht verlor, geht aus verschiedenen Veröffentlichungen über Eisenbeton hervor, wenn er auch hier nicht so tief schürfen konnte, wie auf seinem eigentlichen Fachgebiet.

Daß Engesser die Entwicklung der Ingenieurlaboratorien als Grundlage der wissenschaftlichen Forschung vorausahnte, beweisen seine eigenen Modelluntersuchungen, die er auf dem Gebiete des Erddruckes und in der Knickfrage ausführte.

Engesser gehörte zu jenen ganz bedeutenden Statikern, die Grundlegendes schufen. Er ging dabei seine eigenen Wege bei aller Anerkennung der Leistungen seiner Zeitgenossen, deren Wege nicht immer die seinen waren.

Während die Leistungen Engessers als Fachmann allgemein bekannt wurden, war die Wertschätzung seiner menschlichen Eigenschaften auf den engeren Kreis seiner badischen Kollegen und seiner Schüler begrenzt, da die Allgemeinheit den Menschen Engesser kaum kannte. Er war ein Mann, der sich nicht mit seiner Fachtätigkeit begnügte. Er hatte Philosophie, Geschichte und allgemeine Literatur studiert oder gelesen. Er liebte die Musik und musizierte eifrig noch in den letzten Jahren, die er in Karlsruhe verlebte.

Ein Niederschlag seiner Erfahrungen ist in seinem Büchlein „Technik, Ingenieur und Hochschulstudium" zu finden, das eine Vortragsreihe für die jungen Studierenden umfaßt, die er im Jahre 1920 an der Technischen Hochschule abhielt. Sie enthält nicht nur die Ansichten eines erfahrenen Wissenschaftlers und Hochschullehrers über Hochschulerziehung, sondern auch Lebenserfahrungen und Beobachtungen eines über den Alltag sich heraushebenden allgemein gebildeten, bedeutenden Mannes. Wer das Glück hatte, diesen Mann mit dem ausdrucksvollen Kopf und den wundervollen Augen sprechen und erzählen zu hören, wird ihn nicht vergessen.

Die Fachwelt möge dankbar an die Gaben denken, die er der Ingenieurwissenschaft schenkte. Die Menschen, die ihn persönlich kannten, werden in Verehrung des seltenen Mannes gedenken.

In der Geschichte der Technik hat sich die Persönlichkeit Engessers, deren es in der Welt der Technik noch nicht viele gibt, schon lange einen Ehrenplatz gesichert.

E. Probst.

ÜBER DIE WIRKUNG DER ERDBEBEN AUF BAUWERKE.

EIN BEITRAG ZUR ERFORSCHUNG DER ERDBEBENSCHÄDEN AN BAUWERKEN.

Von Dr.-Ing. Heinrich Neumann, Haifa, Palästina, Technical Institute.

In den nachfolgenden Zeilen soll der Versuch gemacht werden, die Wirkung von Erdbeben auf Bauwerke aufzuklären sowie die beim Beben entstehenden Gebäudeschäden zu deuten. Derartige Erklärungsversuche gibt es bereits, und man hat auf Grund dieser auch Methoden zur Berechnung der Erdbebenkräfte aufgestellt. Hier soll eine von den üblichen abweichende Erklärung vorgetragen werden, die nach Meinung des Verfassers in den weitaus meisten Fällen die Natur der Erdbebenschäden an Bauwerken richtig deutet. Als Untersuchungsmaterial werden in der Hauptsache die Erdbebenschäden angeführt werden, die bei dem letzten großen Erdbeben in Palästina und Transjordanien am 11. Juli 1927 sich an Bauwerken gezeigt haben, und die in ihrem wesentlichen Teil unmittelbar nach der Katastrophe vom Verfasser besichtigt wurden.

Dem damaligen Erdbeben wird in der seismologischen Literatur die Stärke VIII zugesprochen (man rechnet mit 10 Stärkegraden). Sein Epizentrum wird ins Jordantal verlegt. Das Erdbeben war in ganz Palästina und in Transjordanien stark spürbar und hat in Palästina hauptsächlich die Orte Ludd, Ramleh, Nablus, Safed, Jerusalem und Jericho heimgesucht, in Transjordanien die Städte Amman und Es Salt. Die Zahl der Todesopfer in Palästina wird auf 200, derer in Transjordanien auf 68 angegeben. Die Zahl der schwerbeschädigten bzw. zerstörten Gebäude wird insgesamt mit 1000 beziffert[1].

Es sind verschiedenartige Bewegungen, die bei einem Erdbeben im Erdkörper ausgelöst werden, und je nach ihrem Charakter ist ihre Wirkung auf Bauwerke verschieden:

1. Tektonische Umformungen der Erdkruste. Diese entstehen nur in der Gegend des Epizentrums in Form von Spalten, Verwerfungen usw. Gebäude, die von diesen Bewegungen der Erdkruste unmittelbar betroffen werden, sind mehr oder minder

Abb. 1. St. John's Kloster bei Jericho.

verloren. Ein technisches Mittel zur Sicherung gegen die bei solchen Naturerscheinungen auftretenden gigantischen Naturkräfte ist nur schwer zu finden. Man könnte daran denken, sämtliche Bauwerke in Gegenden, die erfahrungsgemäß von tektonischen Umformungen der Erdkruste bedroht sind, nach denselben Prinzipien zu bauen, die man in Bergwerksgegenden anwendet, wo der Erdboden gleichfalls aufreißen, sich quetschen oder teilweise oder ganz einsinken kann. Immerhin muß man bemerken, daß die Zahl der so betroffenen Bauwerke verhältnismäßig gering ist, und daß die Schäden, die dabei entstehen, so verheerend sie auch für das einzelne Gebäude sein mögen, infolge ihres geringeren Umfanges doch nicht das ausmachen, was man unter einer Erdbebenkatastrophe versteht. Überdies hat die Erfahrung gezeigt, daß die Epizentren der Erdbeben im allgemeinen an bestimmte Gegenden gebunden sind.

Bei dem hier angeführten Erdbeben in Palästina waren tektonische Umformungen der Erdkruste nur im Jordantal festzustellen, wo sich zahlreiche Spalten und Verwerfungen — häufig beides gleichzeitig — längs der Jordanlinie zeigten, wo die etwa 90 m lange Jordanbrücke bei Jericho um fast 20 cm der Länge nach insgesamt verschoben wurde, und wo einige der etwa 1 m dicken, vorzüglich gemauerten Wände des St. John's Klosters, das etwa 300 m vom Jordanfluß entfernt liegt, mit der wunderbaren Kuppel einstürzten (siehe Abb. 1).

2. Transversale Wellen von langer Periode (4—5 Sekunden) und großen Wellenlängen (mehrere Kilometer), deren Amplituden nur klein sind. Diese Bewegungen der Erdkruste werden von den Gebäuden mitgemacht, ohne daß sie Schaden leiden. Sie geben den Massen nur geringe zusätzliche Beschleunigungen und werden allenfalls als eine gelinde Schaukelbewegung empfunden. Da diese Art von Wellenbewegung der Erdoberfläche erfahrungsgemäß keinen Schaden hervorruft, kann sie natürlich auch nicht der Ausgangspunkt zur Berechnung der beim Beben auf Bauwerke wirkenden Erdbebenkräfte sein.

3. Longitudinale Wellen von Perioden von 1—1½ Sekunde und darüber, mit Wellenlängen von 1 Kilometer und mehr und von Amplituden, die bei starken Erdbeben bis zu 10 cm, bei außergewöhnlichen bis zu 15, ja darüber betragen können. Diese Art von Wellenbewegung der Erdkruste ist es, die in der Literatur allgemein als die maßgebende Ursache für Erdbebenschäden an Bauwerken bzw. für deren Zerstörung angesehen wird. Sie wird zum Ausgangspunkt der Berechnung der beim Erdbeben auf Bauwerke einwirkenden Erdbebenkräfte gemacht. Die Richtung dieser Wellenbewegung ist an sich nicht horizontal, sondern je nach der Lage des Gebäudes zum Epizentrum des Bebens ein wenig gegen die Horizontale geneigt. Die vertikale Komponente der durch die Wellenbewegung hervorgerufenen Beschleunigung ist, wenn das Bauwerk einigermaßen vom Epizentrum entfernt liegt, weit geringer als die horizontale Komponente. Die bei der Wellenbewegung hervorgerufenen Vertikalkräfte können als Zusatzkräfte zu den Gewichten und Nutzlasten der Gebäude angesehen werden, von denen sie nur einen geringen Prozentsatz ausmachen. Die Standsicherheit der Gebäude wird dabei nicht gefährdet, da die vergrößerten Spannungen vom Sicherheitsgrad der Konstruktionen noch reichlich gedeckt werden. Wir werden uns daher im folgenden lediglich mit den horizontalen Komponenten der von der Wellenbewegung hervorgerufenen Beschleunigungen beschäftigen und der Einfachheit halber diese als die Beschleunigungen der longitudinalen Erdbebenwellen bezeichnen.

Als Grundlage der Berechnung dienen die seismologischen Aufzeichnungen. So groß die Unregelmäßigkeiten auch sind, die die Diagramme aufweisen, so werden sie doch der Einfachheit halber als reine Sinuskurven angesehen mit der Gleichung

$$y = A \sin 2\pi \frac{t}{T} \qquad (1)$$

A bedeutet die Amplitude zur Zeit $t = \frac{\pi}{2}$,

T „ die Periode der Schwingung.

[1] Nathan-Shalem, Il recente terremoto in Palestina (Luglio 1927). (Estratto dal Bolletino della Società Sismologica Italiana.) Società Anonima tipografica Pliniana, Selci 1927. — Bailey Willis, Earthquakes in the Holy Land. Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 18, Nr. 2, June 1928.

Die horizontale Beschleunigung a ergibt sich durch zweimalige Differentiation der Gleichung (1) nach der Zeit t:

$$(2) \qquad a = \frac{d^2 y}{d t^2} = -\frac{4\pi^2}{T^2} A \sin 2\pi \frac{t}{T}$$

und hiermit die größte Beschleunigung

$$(3) \qquad a_{max} = \frac{4\pi^2}{T^2} A.$$

Man kann A und T unmittelbar aus den seismologischen Diagrammen entnehmen, und damit kann man gemäß Gleichung (3) die größte horizontale Beschleunigung der Massen zur Zeit des Erdbebens berechnen.

Es ist üblich, den sogenannten „Erschütterungsgrad" festzustellen, das ist das Verhältnis der eben berechneten horizontalen Erdbebenbeschleunigung a zur vertikalen Erdbeschleunigung (Erdschwere) g, wobei g gewissermaßen ein Maßstab ist für die Stärke des Bebens:

$$(4) \qquad \varepsilon = \frac{a}{g}.$$

Um einen Begriff von der Größe des Erschütterungsgrades zu geben, sei erwähnt, daß z. B. der Erschütterungsgrad des großen japanischen Erdbebens vom 1. September 1923 nur an vereinzelten Orten den Wert $\varepsilon = 1/3$ überschritten hat, oder daß z. B. die Baupolizei in Tokio fordert, eine Horizontalbeschleunigung von 10% der Erdbeschleunigung g bei Berechnung von Bauwerken zu berücksichtigen.

Durch Multiplikation der horizontalen Erdbebenbeschleunigung a mit den Massen m der Bauwerke, die von der schwingenden Erdkruste zum Mitschwingen gebracht werden, ermittelt man die beim Erdbeben auf die Massen wirksamen Horizontalkräfte:

$$(5) \qquad K = a_{max}\, m = 4\pi^2 \frac{A}{T^2} m.$$

Diese ihrerseits erzeugen im Bauwerk wiederum zusätzliche Momente und Querkräfte bzw. Spannungen.

Zur Kritik der oben entwickelten, allgemein üblichen Berechnungsmethode sei bemerkt, daß sie natürlich auf der stillschweigenden, jedoch nicht nachgewiesenen Voraussetzung beruht, daß das Bauwerk tatsächlich sämtliche Bewegungen der Erdoberfläche im gleichen Rhythmus mitmacht und auch nur diese Bewegungen ausführt, d. h. daß es sich um rein erzwungene Schwingungen handelt (unter Ausschaltung von Eigenschwingungen). Ein Fall, der nicht vorhanden ist, ausgenommen wenn es sich um Keller handelt oder Zisternen, soweit sie teilweise oder ganz in der Erde versenkt sind. Denn jedes Bauwerk beginnt natürlich sofort beim ersten Stoß infolge seiner Elastizität Eigenschwingungen auszuführen von einer ganz anderen Periode als sie die Erdbebenschwingungen haben, sodaß diese in ihrer Auswirkung auf das Bauwerk selbstverständlich gestört werden. Damit aber wird die Richtigkeit des oben angeführten Rechnungsganges samt der ihm zugrunde liegenden Grundauffassung überhaupt in Frage gestellt. Nur bei hohen und schlanken Bauwerken, wie Türmen, Schornsteinen und dergleichen, ist es üblich geworden, die Erdbebenschwingungen gleichzeitig mit den Eigenschwingungen in Rechnung zu stellen, wobei als der gefährlichste Fall der der Resonanz beider Arten von Schwingungen angesehen wird.

Bei dem vorstehend erläuterten Berechnungsverfahren ist in Wirklichkeit nicht klar ausgesprochen, ob die Schwingungen des Bauwerks so gemeint sind, daß sie zusammen mit den Schwingungen der Erdoberfläche ausgeführt werden, was allenfalls für Bauwerke zutrifft, die ganz oder zum größten Teile im Erdkörper versenkt sind (Keller usw.). Das ist ein unwahrscheinlicher, ja unmöglicher Fall, der mindestens zur Voraussetzung haben müßte, daß die Bauwerke absolut starr und mit der Erde absolut starr verbunden sind. Die Elastizität der Bauwerke läßt jedoch folgern, daß es einer gewissen Zeit bedarf, um sie zum vollen Mitschwingen zu bringen. Dies steht wiederum im Gegensatz zur Tatsache, daß die Zerstörung an Bauwerken bei einem Beben in den allerersten Sekunden eintritt. Die wahrscheinlichere Annahme ist, daß das Bauwerk im Augenblick des ersten Stoßes infolge der Trägheit seiner Massen noch in Ruhe verharrt und die Schwingung (wenigstens die erste) lediglich als Relativbewegung des an sich in Ruhe befindlichen Bauwerks in bezug auf die schwingende Erdoberfläche anzusehen ist. Dann aber müßte man auch annehmen, daß dieser Zustand ganz oder annähernd nur die allerersten Sekunden andauert, während weiterhin sogleich die Eigenschwingungen des Bauwerks sich geltend zu machen beginnen und damit die eigentlichen Erdbebenschwingungen wiederum gestört werden.

In Ergänzung zu den oben erörterten Erdbeben-Wellenbewegungen der Erdoberfläche, die Perioden von mehr als einer Sekunde haben, stehen die Vibrationen, die bei Erdbeben besonders in den ersten Sekunden an Bauwerken beobachtet werden können. In Wirklichkeit sind die Vibrationen nichts anderes als Eigenschwingungen der Bauwerke, und im Gegensatz zu der oben entwickelten üblichen Theorie über die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke soll in den nachfolgenden Zeilen gezeigt werden, daß nicht die Longitudinalwellen der Erdoberfläche, sondern die Eigenschwingungen der Bauwerke (Vibrationen) in den weitaus meisten Fällen die Ursache ihrer Zerstörungen sind. Man hat bisher die Erscheinung der Eigenschwingung als Ursache der Zerstörung nur für hohe Bauwerke in Betracht gezogen (Türme, Schornsteine usw.), bei denen wirklich die Eigenschwingungszahl der Periode der Longitudinalwellen nahekommt, sodaß die Gefahr von Resonanzerscheinungen eintreten kann. Dagegen hat man sich hinsichtlich aller übrigen Bauwerke (und das ist doch die weitaus größte Menge) damit begnügt, anzunehmen, daß sie die Erdbebenschwingungen der Erdoberfläche einfach mitmachen. Zweifellos liegt darin Inkonsequenz. Die Eigenschwingungen der Bauwerke haben kurze Perioden — vielleicht 1/5 Sekunde und weniger — außer hohen und schlanken Bauwerken. Vor allem werden die kurzperiodigen Eigenschwingungen, die Vibrationen beim Erdbeben von den Menschen als beunruhigend empfunden. Diese Erscheinung, nicht die Wellenbewegung der Erdoberfläche, die mehr einem Schwanken gleichkommt, wird als „Beben" bezeichnet.

Die ganze Frage wird schwieriger, wenn man annimmt, daß nicht nur der Bau in seiner Gesamtheit sondern auch die einzelnen Bauteile Eigenschwingungen besitzen. Dadurch treten Relativbewegungen der einzelnen Bauteile gegeneinander auf.

Man muß sich demnach die Wirkung des Erdbebens auf Bauwerke folgendermaßen vorstellen: Das von der ersten Welle des Hauptbebens getroffene Bauwerk wird in Eigenschwingungen versetzt. Dabei schwingt das Bauwerk in seiner Gesamtheit. Teile des Bauwerks können jeder für sich schwingen. Die nachfolgenden Erdbebenwellen der Erdkruste, die immer wieder von unten her das Bauwerk angreifen, stören diese Schwingungen, und auch diese rufen untereinander Störungen hervor. Von allen so entstehenden Schwingungen lassen sich jedoch drei bestimmte Arten herausgreifen, die in gewissen Fällen zur Beschädigung des Bauwerks bzw. zu seiner Zerstörung führen können.

I. Das Schwingen des Bauwerks in seiner Gesamtheit. Wie weiter unten am Beispiel gezeigt werden wird, ist dieser Fall nicht der gefährlichste. Zerstörungen, die dabei hervorgerufen werden, müßten natürlich ganz unten am Fuß des Bauwerks zu beobachten sein. Dennoch ist ein derartiger Fall von Zerstörung nur selten zu beobachten. Er kann bei rein rahmenartigen Bauwerken vorkommen, wo versteifende Zwischenwände nicht vorhanden sind, und wie sie die Eisenbetonbauweise mitunter aufweist. Oder bei rahmenartigen Bauwerken aus Holz, wie sie z. B. in Japan üblich sind, wo zwei Nachteile zusammentreffen. Die Bauten haben ein schweres Ziegeldach, das, wenn es in Schwingungen gerät, die Biegungsmomente und Scherkräfte des Rahmenwerks stark vergrößert, und andererseits sind die Ecken der Rahmen nicht genügend biegungssteif.

II. Bauteile in etwa derselben Höhe, d. h. zum Beispiel im gleichen Stockwerk, schwingen jeder für sich. Wenn sie mehr oder minder synchron schwingen, so können sie sich im allge-

meinen gegenseitig nicht schädigen. Je größer aber die Interferenz ihrer Phasen ist, um so größer wird die Materialspannung zwischen beiden Bauteilen sein. Am größten wird die Spannung und kann evtl. die Tragfähigkeit des Materials überschreiten, wenn die Schwingungen beider Bauteile entgegengesetzte Phasen haben. Dann werden zwischen den Bauteilen im raschen Wechsel Druck- und Zugkräfte wirksam sein. Den Druckkräften ist das Material im allgemeinen gewachsen. Das Zerstörende sind die Zugkräfte, wenn für deren Aufnahme nicht besonders Sorge getragen ist. Das Material zerreißt. Alvarez spricht in seiner Schrift[2] von einem gegenseitigen Zerhämmern der Bauteile. Man sollte eigentlich von einem gegenseitigen Zerschleudern oder Zerrütteln der Bauteile sprechen. Ist ein Teil abgeschleudert und aus dem Zusammenhalt des ganzen Bauwerks gelöst, so kann in zweiter und dritter Wirkung die Zerstörung des Baues weiter um sich greifen.

Es werden noch Beispiele für diese Art der Zerstörung gegeben werden. Hier sei nur ein kleines und sehr deutliches Beispiel der Erscheinung vorgeführt (siehe Abb. 2). — Es liegt in der Natur der Sache, daß von einer solchen Art der Zerstörung besonders die Bauten betroffen werden, bei denen ein nicht genügend zugfestes Material verwendet wird, d. h. Bauwerke in normalem Mauerwerk. Solche Bauten sind aber die weitaus meisten. Nach der üblichen Anschauung können Zerstörungen nur durch Biegungsmomente und Scherkräfte, aber nicht durch reine Zugkräfte hervorgerufen werden. Aber gerade Zerreißwirkungen sind bei Erdbeben vielfach zu beobachten, vor allem bei Mauerwerksbauten. In Palästina waren beim Erdbeben 1927 fast nur Mauerwerksbauten betroffen.

Abb. 2. Glockentürmchen bei Nazareth.

III. Bauteile in verschiedener Höhenlage, z. B. zwei aufeinanderfolgende Stockwerke, schwingen jeder für sich. Schwingen sie mehr oder minder synchron, so werden zwischen den Stockwerken Spannungen auftreten, und dann ähnelt dieser Fall dem Fall I. Sind die Schwingungsphasen der beiden gegeneinander schwingenden Stockwerke dagegen ungleich, im äußersten Falle entgegengesetzt, dann können die Spannungen sehr groß werden, sowohl Biegungsspannungen als auch Scherspannungen. Ein bemerkenswerter Unterschied zwischen der üblichen und der hier verfochtenen Ansicht besteht darin, daß, während nach der üblichen Ansicht die großen Biegungsmomente, die durch das Schwingen der Massen erzeugt werden, Spannungen und evtl. Zerstörungen hervorrufen und Scherspannungen nur eine untergeordnete Rolle spielen, bei der hier vertretenen Ansicht die Scherspannungen weit mehr in den Vordergrund treten und die Hebelarme bei Erzeugung von Biegungsmomenten viel kleiner sein werden. Während zufolge der üblichen Ansicht die Hauptzerstörungen logischerweise immer im untersten Stockwerk eintreten müßten, was durchaus nicht immer der Fall ist, läßt die hier vertretene Ansicht durchaus die Möglichkeit zu, daß in einem anderen als dem untersten Stockwerk die Hauptzerstörungen stattfinden, wie durch Beispiele weiter unten belegt werden soll. Wohl aber ist es zu erwarten, daß das besonders stark beschädigte Stockwerk eines der unteren sein wird, weil eben die horizontalen Scherkräfte, die durch die Eigenschwingungen hervorgerufen werden, dort am größten sind, und weil die Momente im allgemeinen nach der Wahrscheinlichkeit ebenfalls dort größer ausfallen werden, als in einem oberen Stockwerk.

[2] Arthur Alvarez, The Santa Barbara Earthquake of June 9, 1925. Effects on buildings of various types. Conclusions. University of California Press, Berkeley, California.

Aus den vorstehenden Ausführungen folgt, daß (von seltenen Fällen abgesehen) nicht Resonanzerscheinungen der Schwingungen für die Zerstörung maßgebend sind, sondern die Interferenz zwischen erzwungener Eigenschwingung und Erdbebenschwingung der Erdkruste bzw. Interferenzen der Eigenschwingungen unter sich. Das entspricht auch der folgenden Beobachtung: Die Zerstörungen finden hauptsächlich nach allgemein übereinstimmendem Zeugnis in den ersten Sekunden des Hauptbebens statt. Würden die Bauwerke Opfer von Resonanzerscheinungen der Schwingungen sein, so müßten sich die Wirkungen im Laufe der Minuten ständig vergrößern, — und die Hauptwellen der Erdbeben dauern ja viele Minuten, Viertelstunden und noch länger. Die Bauwerke müßten nach einander im Laufe vieler Minuten rissig werden bzw. einstürzen. So ist es aber nicht. Dagegen findet die Tatsache, daß die Hauptkatastrophe in den ersten Sekunden des Hauptbebens stattfindet, eine gute Erklärung, wenn man in Betracht zieht, daß die Interferenzen zwischen den Erdbeben- und Eigenschwingungen bzw. zwischen den letzteren unter sich im Anfang am größten sein müssen (wo sogar die Addierung der größten Amplituden eintreten kann). Nachdem es sich in diesen ersten Augenblicken bereits entschieden hat, ob das Bauwerk einstürzt oder mit Rissen oder gar ohne diese davonkommt, ist anzunehmen, daß im weiteren Verlaufe des noch länger anhaltenden Hauptbebens eine gewisse ausgeglichene Schwingung sich einstellen wird, die aber nicht mehr so stark sein kann, vor allem wenn sich die Spannungen im Bauwerk in Rissen ausgelöst haben, die dem Bauwerk besser Gelegenheit geben sich auszuschwingen und im allgemeinen keine sich noch vergrößernde Spannungen im Bauwerk aufkommen lassen werden. Auch eine andere Erscheinung findet nach der hier vertretenen Anschauung eine selbstverständliche Erklärung, nämlich die Erscheinung, daß die Erschütterungen des Erdbebens auf weichem Untergrund (Sand, Erde, aufgeschüttetes Gut usw.) stärker sind, als wenn das Bauwerk auf Felsen steht. Aus der üblichen Anschauungsweise müßte man gerade das Gegenteil folgern, daß nämlich der Felsboden die longitudinalen Erdbebenwellen ungeschwächt auf das Bauwerk überträgt, während ein weicher Untergrund die Wirkung der Erdbebenwellen bremst, schwächt. Nach der hier vertretenen Ansicht können sich nach dem ersten Anstoß die Eigenschwingungen des Bauwerks, das auf weichem Untergrund steht, viel freier und ungestörter auswirken, als wenn es auf Felsen steht, der an sich den Auswirkungen der Vibrationen mehr Widerstand entgegensetzt als weicher Boden.

Wie groß sind nun die Kräfte, die beim Erdbeben auf das Bauwerk bzw. den einzelnen Bauteil einwirken? Die Kräfte rechnerisch zu erfassen, erscheint aus naheliegenden Gründen undurchführbar. Es liegt daher der Gedanke nahe, den Weg des Versuchs und der Beobachtung einzuschlagen. Man müßte versuchen, die Amplitude A_s und die Schwingungsdauer T_s der Schwingungen der einzelnen Bauteile sowie ihr Verhalten zueinander kennen zu lernen. (Die Untersuchung der Schwingungen einzelner Eisenbetonrahmen, wie sie in Amerika eingeleitet und durchgeführt worden ist[3], genügt dabei bei weitem nicht.) Die Aufzeichnungen werden Schwingungsdiagramme ergeben, die man wiederum als reine Sinusschwingungen ansehen könnte. Man würde daraus die größte Beschleunigung irgend eines Bauteiles erhalten:

$$a = 4\pi^2 \frac{A_s}{T_s^2} \tag{6}$$

Die Kraft, mit der je zwei Bauteile von der Masse m_1 und m_2 aufeinander wirken, wird je nach ihrem Phasenunterschied verschieden sein. Ihr Maximum aber (bei entgegengesetzten Phasen) wird sein

$$K_{max} = m_1 a_1 + m_2 a_2 \tag{7a}$$

oder

$$K_{max} = 4\pi^2 \left(m_1 \frac{A_{s_1}}{T_{s_1}^2} + m_2 \frac{A_{s_2}}{T_{s_2}^2} \right) \tag{7b}$$

[3] Siehe Referat Abe im Bauingenieur 1930, Heft 11/12, S. 214.

Steht nur ein Bauteil zur Untersuchung, der in seiner Gesamtheit schwingt, so wird sinngemäß der zweite Ausdruck in der Klammer der Gleichung (7b) wegfallen.

Vergleicht man die Größe der Kraft, die man nach dieser Formel erhält, mit der, die man nach der üblichen Formel (5) erhält, so unterscheidet sie sich in den folgenden Punkten: Die Amplituden A_s sind in Formel (7b) viel kleiner als die Amplituden A in Gleichung (5), wahrscheinlich sind sie nur einige wenige Millimeter oder auch nur Bruchteile von Millimetern, so daß auch die Kraft nach Gleichung (7b) kleiner werden müßte. Auf der anderen Seite werden die Perioden T_s der Gleichungen (6) bezw. (7b) gleichfalls bedeutend kleiner sein. Die Vibrationen haben Perioden T_s von einem Bruchteil einer Sekunde, sagen wir etwa $^1/_5$ sec. und weniger. Die Kraft würde dann das 25fache und mehr betragen. Denn die Ausdrücke T_s erscheinen im Nenner als Quadrate; und die Beschleunigungen werden somit nach Gleichung (6) in Wirklichkeit weit größer werden als nach Gleichung (5). Außerdem erscheinen in Gleichung (7b) die Summen der Kräfte, denen jeder Bauteil einzeln unterliegt. Das eine ist demnach mit Sicherheit zu erwarten: daß die mögliche Maximalkraft nach Gleichung (7b) größer sein wird als nach Gleichung (5), die auf der üblichen Anschauungsweise fußt.

Daß die horizontalen Erdbebenkräfte in Wirklichkeit weit größer sein müssen, als sie sich nach der üblichen Berechnungsweise ergeben, kann man aus der folgenden Tatsache erkennen: Es kann bei Erdbeben sehr häufig die Erscheinung beobachtet werden, daß Steine oder ganze Bauteile sich gegen ihre Unterlage verschieben; siehe z. B. Abb. 2 (es sind nicht mehr tektonische Verschiebungen gemeint, sondern solche, die in Gegenden auftreten, die nur von der Wellenbewegung der Erdbeben getroffen werden). Nun ist aber auf Grund der Messungen der Erschütterungsgrad [siehe Formel (4)] selten größer als etwa 25%, d. h. die horizontale Erdbebenbeschleunigung a ist selten größer als ¼ der Erdbeschleunigung g. Setzt man beide Beschleunigungen zusammen, so schließt die Resultierende mit der Vertikalen einen Winkel von etwa 14° ein, und selbst bei dem größten überhaupt beobachteten Erschütterungsgrad von 40% würde dieser Winkel erst 22° betragen. Der Reibungswinkel der verschobenen Baustoffe andererseits gegen ihre Unterlage ist weitaus größer, und man muß doch außer der Reibung auch noch den Widerstand der Bindemittel in der Rutschfläche überwinden. Die nach der üblichen Anschauungsweise berechneten horizontalen Erdbebenkräfte würden daher nicht genügen, um einen Baustein auf seiner Unterlage zu verschieben. Briske[4] erklärt das Verschieben der Bauwerke dadurch, daß sie gewissermaßen einen Sprung tun, aber es ist nicht einzusehen, welche Kraft dem Bauwerk die Möglichkeit eines solchen Sprunges geben könnte, bei dem sein Gewicht zu einem ganz erheblichen Teil aufgehoben würde. Die beobachteten Erscheinungen können vielmehr nur dann eintreten, wenn die horizontalen Erdbebenkräfte weit größer sind, als es üblich ist, sie anzunehmen.

Im Zusammenhang mit der Frage nach der Größe der Erdbebenkräfte soll das Problem erörtert werden, ob im Erdbebengebiet eher eine elastische Bauweise anzuraten ist, wie es z. B. das Rahmenwerk darstellt, oder eine starrere Bauweise, wie sie durch das Fachwerk gegeben ist. Die Frage ist z. B. für Japan sehr wichtig, wo die Holzbauten bisher der Tradition gemäß ohne Diagonalverstrebungen ausgeführt wurden, und wo Hunderte solcher Bauten dem letzten großen Erdbeben vor sieben Jahren zum Opfer gefallen sind. Briske tritt in seiner oben angeführten Schrift für das Fachwerk ein und begründet es, gestützt auf die übliche Theorie, damit, daß „die auf ihre Formänderung wirkende Erschütterungskraft nur vom Erschütterungsgrade und vom Gesamtgewicht des Bauwerks abhängt, nicht von der Bauart als solcher". Der Verfasser ist hingegen der Ansicht, daß, wenn auch bei gleichem Materialaufwand das Fachwerk widerstandsfähiger als der Rahmen ist, hingegen, da beim Fachwerk die Schwingungszahl weit geringer ist als beim Rahmen, die beim Erdbeben auf das Fachwerk einwirkende Kraft weit größer sein wird als die Kraft, die den Rahmen angreift (Gleichheit der Massen beider Bauwerke vorausgesetzt). Beim Rahmen kann man nach der hier vorgetragenen Meinung mit größerer Schwingungsperiode, mit weit kleinerer Erdbebenkraft rechnen als beim Fachwerk. Daß in Japan viele Holzbauten eingestürzt sind, ist darauf zurückzuführen, daß die übliche Bauweise nicht Rahmen, sondern Gelenkvierecke darstellt. Würde man die Rahmenecken genügend biegungssteif gemacht haben, etwa durch feste zugsichere Kopfbänder, so wären zweifellos viele Katastrophen verhütet worden. Dieselbe Frage der richtig durchkonstruierten Rahmen mit biegungsfesten Ecken besteht natürlich auch für Eisen- und Eisenbetonkonstruktionen. Ein interessantes Beispiel für die günstige Wirkung von Rahmen:

An der Auffahrtsrampe zur Jordanbrücke bei Jericho stehen zu beiden Seiten etwa die gleichen einstöckigen Amtshäuschen auf gleichhohem Unterbau von etwa 2 m Höhe. Während der Unterbau des einen ein Rahmenwerk aus Eisenbeton ist, ist der Unterbau des anderen nur zur Hälfte ein Rahmenwerk aus Eisenbeton, und die andere Hälfte des Baues ist mit durchgehendem Mauerwerk unterbaut. Beim Erdbeben 1927 konnten Zerstörungen beiderseits der Straße beobachtet werden. Während der untermauerte Bau in seinem oberen Teil sehr starke Zerstörungen aufzuweisen hatte, zeigte der gleiche Bau, mit Rahmenwerk unterbaut, an den entsprechenden Stellen nur leichte Risse. Ein deutliches Zeichen dafür, daß die zerstörende Kraft beim untermauerten Bau größer war, und das wird hier damit erklärt, daß die Schwingungszahl des starr untermauerten Baues kleiner war und demgemäß die zerstörende Kraft gemäß Gl. (7b) größer sein mußte.

In den nachfolgenden Zeilen soll eine Anzahl von typischen Zerstörungserscheinungen bei Erdbeben erörtert werden.

Beispiel 1. Es ist eine bekannte Erscheinung, daß der Schlußstein von Bögen (über Fenstern, Türen usw.) beim Erdbeben sinkt (siehe Abb. 3). Die Erklärung ist einfach: Wenn die Schwingungen der Art II (s. Seite 683/4) auf das Bauwerk einwirken, so werden die horizontalen Zugkräfte an der schwächsten Stelle, und wenn auch nur vorübergehend, einen Riß öffnen. Die schwächste Stelle ist die Vertikallinie über der Mitte der Fenster oder Türen. Im Augenblick, da sich der Riß öffnet, sinkt der Schlußstein. Er muß sich jedoch, wenn der Riß nicht außergewöhnlich groß ist, infolge seiner Form sofort wieder fangen. Nach der üblichen Anschauungsweise wäre diese Erscheinung überhaupt nicht zu erklären, denn reine Zugkräfte können ihr gemäß nicht auftreten.

Abb. 3. Sinken des Schlußsteines bei Bögen.

Abb. 4. Abspringen von Mauerwerksecken.

Beispiel 2. Eine typische Erdbebenerscheinung zeigt Abb. 4. Die oberen Mauerwerksecken zusammen mit einem mehr oder

[4] Briske, Die Erdbebensicherheit von Bauwerken". Ernst & Sohn, Berlin 1927. Erschien in der „Bautechnik" 1927.

minder großen Stück Dach springen ab. Die Erscheinung tritt nur bei lockerem, hierzulande bei arabischen Bauten üblichem Dachmaterial auf (nicht bei zugfestem Eisenbetondach), und dann auch nur, soweit die verankernde Wirkung der Dachbalken nicht vorhanden ist. Auf Abb. 4 ist das gut zu erkennen. Diese Art von Zerstörung ist gleichfalls als Wirkung der Schwingungen der Art II zu deuten, wo reine Zugkräfte in Tätigkeit treten. Das Stück Dach zusammen mit dem Dreieckszwickel Mauerwerk wird, soweit keine genügende Verankerung vorhanden ist, abgeschleudert.

Abb. 5. Fifteenth Bank, Yokohama. Zermalmung der Säulenköpfe. (Aus Briske, Die Erdbebensicherheit von Bauwerken, Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.)

Beispiel 3. Abb. 5[5] zeigt die Zerstörung der Köpfe von Eisenbetonsäulen beim großen Erdbeben 1923 in Japan. Die Säulen sind Teile von Eisenbetonrahmen. Das Bild soll zeigen, daß die Wirkung von Biegungsmomenten nicht genügt, um den Bruch zu erklären. Denn dann hätten gemäß dem augenscheinlichen Verhältnis der Trägheitsmomente und dem damit zusammenhängenden vermutlichen Momentenverlauf die schwachen Nebenbalken gleichfalls Zerstörungserscheinungen aufweisen müssen. Nur wenn man gleichzeitig mit den Momenten die Wirkung sehr starker horizontaler Scherkräfte annimmt, kann man sowohl die Stelle als auch die Form des Bruchs der Säulenköpfe

Abb. 6. Diagonalrisse zwischen Mauerwerksöffnungen.

erklären. Man hat es mit Interferenzerscheinungen von Schwingungen der oben erwähnten Art III zu tun (siehe Seite 684).

Beispiel 4. Sehr charakteristische Erdbebenschäden an Gebäuden sind Diagonalrisse, die in Form eines Andreaskreuzes sich gegenseitig durchziehen und so ganze Wände in vier Teile spalten, sehr häufig auch im Mauerwerk zwischen zwei Fensteröffnungen bezw. Türöffnungen auftreten (siehe Abb. 6 und 7).

[5] Die Photographie ist der unter Fußnote 3 erwähnten Schrift entnommen.

Diese Art von Rissen ist ihrem Charakter nach sehr verschieden von schrägen Setzungsrissen; denn während der schräge Setzungsriß sich mehr oder minder senkrecht zur allgemeinen Rißrichtung öffnet, ist die Richtung des Klaffens bei den oben beschriebenen stets paarweise auftretenden diagonalen Erdbebenrissen rein horizontal (siehe Abb. 8). Die genannten Risse treten durchaus nicht immer im untersten Stockwerk auf. Die Entstehung der Risse kann folgendermaßen gedeutet werden: Die Interferenzen der Schwingungen der Art III von Stockwerk zu Stockwerk äußern sich in starken Querkräften innerhalb des Stockwerks, die eine Verschiebung der Stockwerke gegeneinander anstreben. Da aber die Reibung bzw. die Scherfestigkeit im Stein oder in den horizontalen Mörtelfugen größer ist als die Zugfestigkeit des Bausteins oder der vertikalen Mörtelfuge, so reißt die Mauer auf dem Wege des geringsten Widerstandes in horizontaler Richtung auf. Der Weg des geringsten Widerstandes ist in diesem Falle die Linie von einer oberen Ecke der Wand oder eines Fensterpfeilers nach der entgegengesetzten diagonalen unteren Ecke derselben Wand oder desselben Fensterpfeilers. Im zweiten Stadium der Zerstörung fangen die abgetrennten Teile an, in Form von Schwingungen der Art II jeder für sich zu schwingen. Finden die sich abschleudernden Teile keinen Widerstand, so können sie herausfliegen und der Einsturz des Bauwerks kann erfolgen. Im allgemeinen bieten dieser Erscheinung Fenstergewände oder Türzargen wirksamen Widerstand. Aber es ist dann zu bemerken, daß die Türöffnungen dann so verengt sind, daß die Türen nicht mehr schließen.

Abb. 7. Palasthotel in Tokio. Herausbruch des ganzen Füllmauerwerks im I. Stock. (Aus Briske, Die Erdbebensicherheit von Bauwerken, Berlin 1927, Wilh. Ernst & Sohn.)

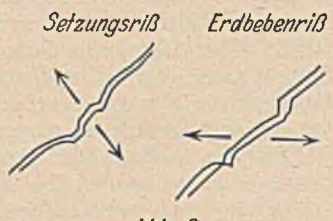


Abb. 8.

Beispiel 5. Es ist auffallend, daß Kuppelbauten, soweit sie gänzlich oder fast ganz frei stehen, sich bei Erdbeben bewährt haben. Es waren wohl hier und da Risse zu bemerken, aber Einstürze sind nur selten bekannt geworden. Der Grund ist ersichtlich: der Kuppelbau als Ganzes hat die Möglichkeit, sich auszuschwingen, d. h. es kommen bei ihm vor allem Schwingungen der Art I (siehe Seite 683) zur Wirkung, die aber nicht verhängnisvoll werden, während die beiden anderen Arten von Schwingungen beim freistehenden Kuppelbau weniger Angriffsmöglichkeiten finden. Dagegen konnte man in Es Salt in Transjordanien eine ganze Reihe eingestürzter Kuppelbauten sehen, die dadurch charakteristisch waren, daß sie nicht frei standen, sondern in baulichem Zusammenhang mit rückliegenden festen Gebäuden. Beim Erdbeben wirkten Interferenzen der Art II auf die Kuppeln, die sich vom Baukomplex losrissen und einstürzten.

Abb. 9.

Beispiel 6. Freistehende Mauern mußten, falls die Berechnung nach der üblichen Anschauungsweise richtig wäre, schon bei verhältnismäßig schwachen Erdbeben umstürzen. Die übliche arabische Bauart solcher Mauern ist in Abb. 9 zu ersehen: von beiden äußeren Seiten der Mauer werden Steine aufgemauert, und der Zwischenraum wird mit einer mehr oder minder lockeren Masse ausgefüllt, mit Erde, Sand und Steinen,

die dürftig mit Kalk zusammengehalten werden. Häufig war die Erscheinung zu beobachten, daß die vertikalen Steinschichten sich wie Schalen beiderseits oder auch nur von einer Seite losgelöst hatten und eingestürzt waren, während der an sich so lockere Kern stehen geblieben war. Die Erklärung ist naheliegend: Interferenzschwingungen der Art II haben beide Seiten der Mauer in gesonderte Schwingungen versetzt und so quer zur Mauer Zugspannungen in ihrem Innern hervorgerufen. Auf diese Weise haben sich die Schalen losgeschüttelt. Einige Binder oder Queranker hätten genügt, diese Art der Zerstörung zu verhindern. Zweifellos haben auch Schwingungen der Art I auf die Mauer eingewirkt, die aber ein Umstürzen nicht bewirken konnten.

Beispiel 7. Eisenbetonbauten haben sich gut bewährt insofern, als Zugrisse gemäß den Interferenzschwingungen der Art II durch die Eiseneinlagen verringert oder gänzlich vermieden werden. Wenn Rahmenbauten aus Eisenbeton hier und da unter dem Einfluß von Interferenzschwingungen der Art III

Abb. 10. Hotel in Jericho.

sich nicht bewährt haben, so liegt das nicht am Material an sich, sondern daran, daß die Konstruktion nicht folgerichtig durchgeführt war. Ein interessantes Beispiel für die Widerstandsfähigkeit des Eisenbetons zeigte ein Hotel in Jericho, das beim Erdbeben 1927 zum größten Teil einstürzte (Abb. 10).

Über die Einwirkung von Erdbeben auf hohe, schlanke Bauwerke (Türme, Minarette, Schornsteine u. dgl.) im Lichte der hier verfochtenen Anschauungsweise soll hier nicht des näheren gesprochen werden, um die Zahl der Beispiele nicht zu sehr zu erweitern. Es bleibt vorbehalten, darauf noch einmal zurückzukommen, um zu zeigen, daß die Einsturzerscheinungen derartiger Bauwerke auf Grund von Interferenzen der Schwingungen besser gedeutet werden können als auf Grund von Resonanzen.

Zusammenfassend sei hervorgehoben, daß auf der richtigen Erkenntnis der Wirkungsweise der Erdbebenkräfte die Maßnahmen beruhen, die der Ingenieur bei der Konstruktion von Bauwerken zur Vorbeugung ihrer Beschädigung bei Erdbeben ergreifen wird.

Eine erdbebensichere Konstruktion müßte daher auf Grund der Darlegungen in diesem Aufsatze folgende Gesichtspunkte berücksichtigen.

1. Es besteht keine Meinungsverschiedenheit darüber, daß, je größer die Masse bzw. das Gewicht eines Bauwerks ist, die zerstörende Kraft ebenfalls um so größer sein wird. Man wird also große Massen beim Errichten von Bauwerken in Erdbebengebieten von vornherein nach Möglichkeit zu vermeiden suchen.

2. Durch die Interferenzen der Schwingungen der Art II können im Bauwerk reine Zerreißwirkungen in horizontaler Richtung auftreten. Jede Wand in einem Erdbebengebiet sollte daher in ihrer Längs- und Querrichtung möglichst zugfest sein. Ist die Zugfestigkeit des Baustoffes gering, wie bei Bausteinen, gebrannten und ungebrannten, Zementsteinen, natürlichen Steinen, Beton, Mörtel und fast allen Baustoffen des Mauerwerks, so sollte man für eine reichliche horizontale Verankerung sorgen in Form von Rund- und Flacheisen, die man in die Fugen bzw. in den Beton usw. einlegt. Die Entfernung dieser Anker untereinander sollte nicht größer als 50 cm sein, und die Anker sollten nicht nur dort angeordnet werden, wo sie durchlaufen können, sondern auch bei Fensterpfeilern, auch wenn diese nur schmal sind. — Das beste ist ein zugfester Baustoff. Man könnte im Sinne der Erdbebensicherheit einen Gütemaßstab der Baustoffe aufstellen, nämlich das Verhältnis ihrer Zugfestigkeit zu ihrer Masse bzw. ihrem Gewicht. Je größer dieses Verhältnis ist, um so mehr eignet sich der Baustoff für erdbebensichere Bauten. Man wird finden, daß in diesem Sinne vor allem Holz (Faserrichtung horizontal) und Eisen geeignete Baustoffe sind. Sämtliche anderen Baustoffe stehen weit zurück, am meisten Lehm, ein, wie das Erdbeben 1927 in Palästina gezeigt hat, für Erdbebengebiete sehr unbrauchbares Material, das schwer und wenig zugfest ist.

3. Rahmenartige Bauwerke müssen schon auf Grund der statischen Bedingungen, denen sie unterworfen sind, aus zugfesten Baustoffen hergestellt werden. Insofern sie in Erdbebengebieten Verwendung finden, sind ihre Ecken möglichst biegungssteif auszubilden, um die Zusatzbiegungsmomente aufnehmen zu können, die durch Schwingungen der Art I oder III hervorgerufen werden können. Im Eisenbetonbau gilt die biegungsfeste Ecke als Selbstverständlichkeit, so daß man nur eine graduelle Verbesserung gegenüber der üblichen Bauweise zu fordern braucht. Im Holz- und Eisenbau werden Rahmenwerke im allgemeinen nicht mit biegungssteifen Ecken konstruiert, im Erdbebengebiet dagegen ist gerade der biegungsfesten Eckausbildung für Holz- und Eisenrahmenkonstruktionen besondere Sorgfalt zuzuwenden.

4. Durch Interferenzschwingungen der Art III können beim Erdbeben starke Scherspannungen bzw. Scherrisse hervorgerufen werden, deren Anteilnahme bei der Zerstörung von Bauten bisher nicht genügend gewürdigt worden ist.

a) Beim Vollmauerwerk können sich derartige Spannungen im Verschieben von Bauteilen gegen ihre Unterlage geltend machen. Gute Bauausführung, d. h. sattes, vollfugiges Mauern wird schon an sich die Sicherheit des Bauwerks gegen Erdbeben erhöhen; dabei sollte man niemals sich mit reinem Kalkmörtel begnügen, sondern mindestens verlängerten Zementmörtel fordern. An sich ist ja die Scherfestigkeit des Zementes größer als seine Zugfestigkeit. Wenn es möglich ist, wird natürlich eine Diagonalverankerung in den Wänden und Wandteilen sehr zu empfehlen sein. Bei gegossenen Wänden wird das stets möglich sein.

b) Beim Rahmen, soweit er aus Holz oder Eisen besteht, wird der an sich ziemlich scherfeste Baustoff den Scherspannungen gewachsen sein. Nicht so beim Eisenbetonrahmen, wo große Scherkräfte verhältnismäßig kleine Betonflächen treffen. Die am meisten gefährdete Stelle ist natürlich die, wo Scher- und Biegungsspannungen zugleich das Material angreifen, d. h. am Kopf- und Fußende in den Säulen. Als Sicherung müßte man in der Säule in reichlicher Anzahl schräge Eisen in allen vier Richtungen unter einem Winkel von 45° oder flacher einlegen.

Es soll schließlich nicht unerwähnt bleiben, daß, während die bisher erörterten Maßnahmen darauf hinausgehen, den Erschütterungen beim Erdbeben möglichst erfolgreich Widerstand zu leisten, es auch Vorschläge gibt, die darauf abzielen, die Einwirkung der Erdbeben auf Bauwerke möglichst zu dämpfen. Dabei gibt es zwei Methoden. Die erste will die Reibung zwischen den Fundamenten des Bauwerks und der Erdoberfläche möglichst verringern, z. B. derart, daß die Berührung zwischen beiden durch zwei gut bearbeitete, glatte und geölte Metallplatten zustande kommt; zweifellos ein guter Gedanke, der es ermöglicht, die

Erschütterungen im Bauwerk innerhalb bestimmter Grenzen zu halten. Den gleichen Gedanken, aber noch konsequenter durchgeführt, verfolgt Viscardini[6], der das ganze Bauwerk auf Kugeln stellen will. Die zweite Methode zur Dämpfung der Erdbebenerschütterung ist: das Bauwerk auf Rahmen zu stellen. Darüber ist bereits gesprochen und gezeigt worden, daß, wenn Rahmenwerke richtig durchkonstruiert werden, diese Maßnahme im Einklang mit der hier vorgetragenen Anschauungsweise über die Wirkung der Erdbeben auf Bauwerke durchaus zu empfehlen ist.

Zusammenfassung: Im Gegensatz zu der üblichen Anschauungsweise, die beim Erdbeben auf Bauwerke einwirkenden Kräfte aus den seismologischen Diagrammen, d. h. aus den Bewegungen der Erdoberfläche zu berechnen, wird eine Anschauungsweise klargelegt, die die Kräfte aus den Eigenschwingungen (Vibrationen) der Bauwerke beim Erdbeben berechnet. Die Richtigkeit dieser Anschauungsweise wird durch verschiedenartige Beispiele belegt.

[6] Viscardini, „Erdbebensichere Gründungen". Beton und Eisen 1925.

DIE NEUE AUFBEREITUNGSANLAGE DER ZECHE HANSA IN DORTMUND-HUCKARDE.

Von Dr.-Ing. Lührs, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G.

Übersicht: An Hand von Zeichnungen und Lichtbildern werden der Zweck der Anlage, die bauliche Gestaltung und die durch kurze Bauzeit ausgezeichnete Bauausführung besprochen.

Die Vereinigten Stahlwerke, Abteilung Bergbau, Gruppe Dortmund, erteilten Mitte Juli der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. in Dortmund den Bauauftrag zum Bau einer Kohlenwäsche nebst Feinkohlenbunker auf der Zeche Hansa in Dortmund-Huckarde. Der maschinelle Teil der Anlage wurde ausgeführt durch die Firma Schüchtermann & Kremer-Baum A.-G., Dortmund, von der auch der Bauentwurf aufgestellt ist. Durch den von dieser Firma ausgeführten Umbau der vorhandenen Kohlenwäsche Hansa wurde deren Leistung von

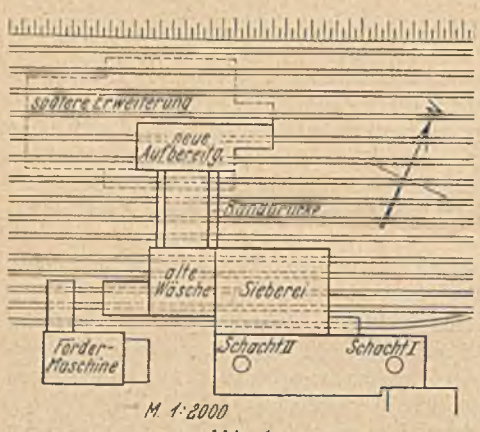


Abb. 1.

100 auf 200 t in der Stunde erhöht. Die Apparate in entsprechend größerer Abmessung konnten in dem vorhandenen Waschegebäude untergebracht werden. Die vorhandenen Schwemmsümpfe reichten jedoch für die Entwässerung der anfallenden doppelten Menge an Feinkohle nicht aus, ferner war eine genügend große Klärfläche für das Waschwasser und eine Stapelmöglichkeit für die Kokskohle nicht vorhanden.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. entschlossen sich deshalb gleichzeitig zur Errichtung einer neuen Schwemmsumpfanlage mit darüber liegendem neuem Klärbehälter und einem angebauten Kokskohlenturm, und zwar als Teilausbau der später zu errichtenden entralkohlenwäsche (s. Lageplan, Abb. 1).

Die gewaschene Feinkohle fließt zusammen mit dem Waschwasser in einer Rinne über die neue Rinnenbrücke in die neuen Schwemmsümpfe (Ges.-Inhalt 1020 t), um daraus nach erfolgter Entwässerung über Transportbänder abgezogen und durch das Turmbecherwerk in den neuen Kokskohlenturm (Inh. 550 t) gehoben zu werden. Aus dem Turm wird die Kokskohle in Eisenbahnwagen verladen und nach der Kokerei gebracht. — Das aus den Schwemmsümpfen in ein Rinnensystem übertretende Waschwasser sammelt sich im Saugesumpf und wird durch eine Kreiselpumpe in den neuen, hochliegenden Klärbehälter (Inh. 475 m³) gehoben. Nach erfolgter Klärung läuft das Waschwasser in einer Rohrleitung wieder den Feinkornsetzmaschinen der vorhandenen Wäsche zu.

Die bauliche Gestaltung des Bauwerks ist aus den beigegebenen Bildern und Zeichnungen zu erkennen. Wenn das Bauwerk auch im Vergleich mit ähnlichen Bauten keine bemerkenswerten Eigentümlichkeiten aufweist, so verdient doch bemerkt zu werden, daß der bei diesem Bau ebenso wie bei vielen verwandten Bauten festzustellende Grundsatz, die Anordnung und die Abmessungen der einzelnen Bauteile in erster Linie durch die Forderung nach einem möglichst glatten und wirtschaftlichen Betrieb zu bestimmen, auch hier wieder einen architektonisch einwandfreien Bau entstehen läßt. Schon in seiner jetzigen Größe hebt sich der Bau wirkungsvoll heraus aus den umgebenden älteren Bauten; wenn bei der vorgesehenen Erweiterung die Masse des neuen Baublocks vervielfacht wird, ist eine monumentale Wirkung zu erwarten (s. Abb. 2 bis 5).

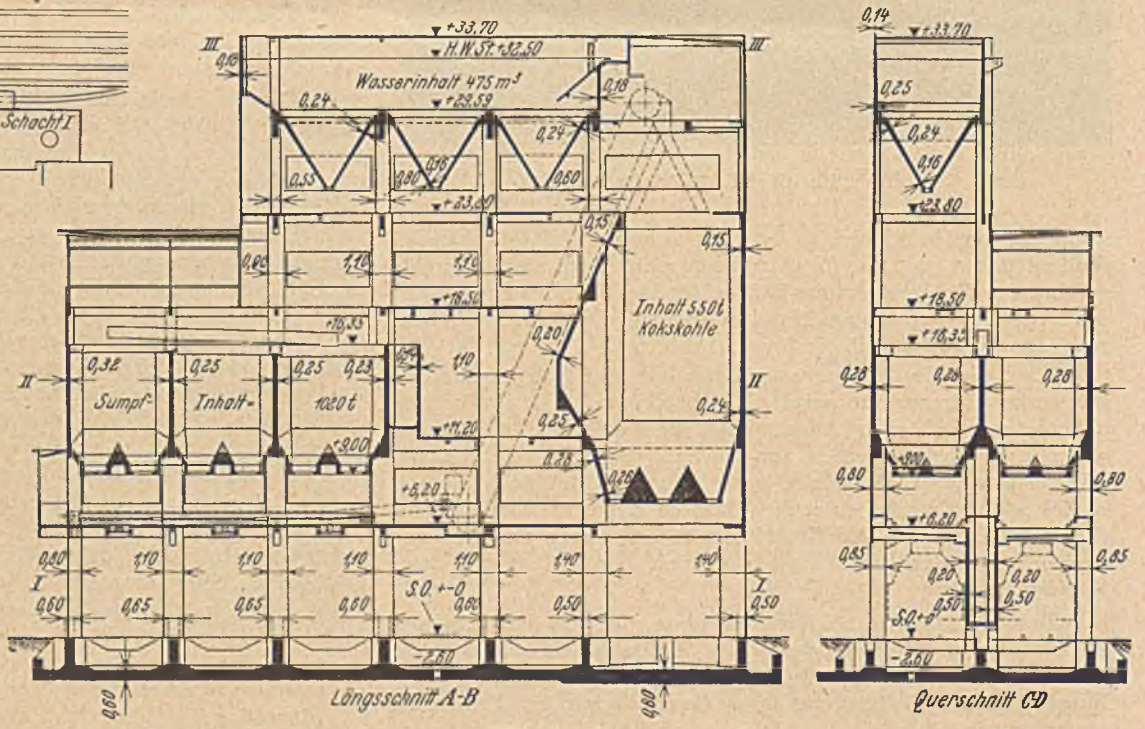


Abb. 2 u. 3.

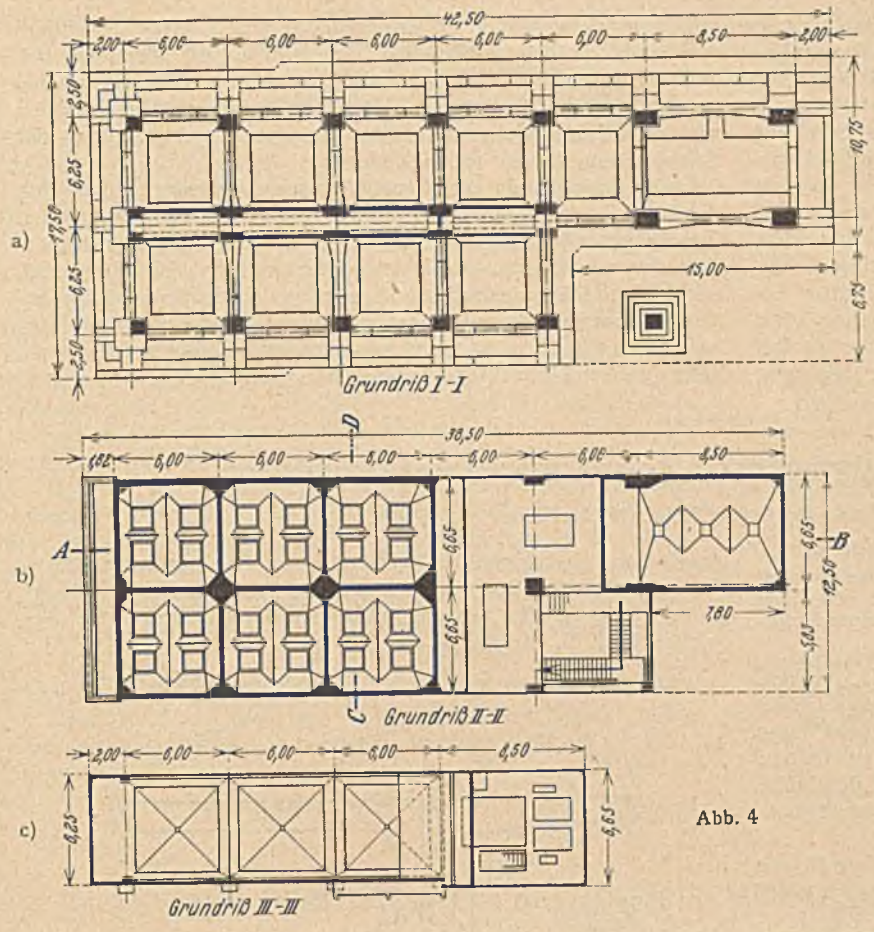


Abb. 4

Abb. 5. Ansicht von Osten.

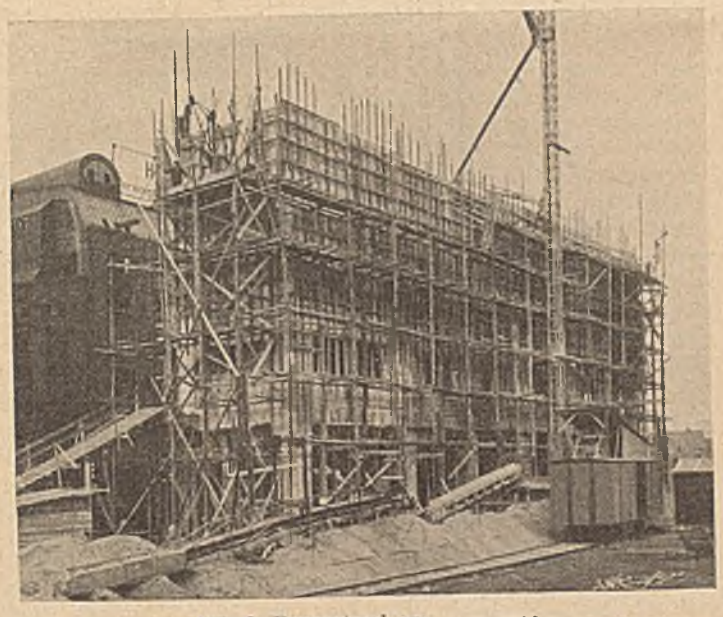


Abb. 6. Bauzustand am 24. 9. 1930.

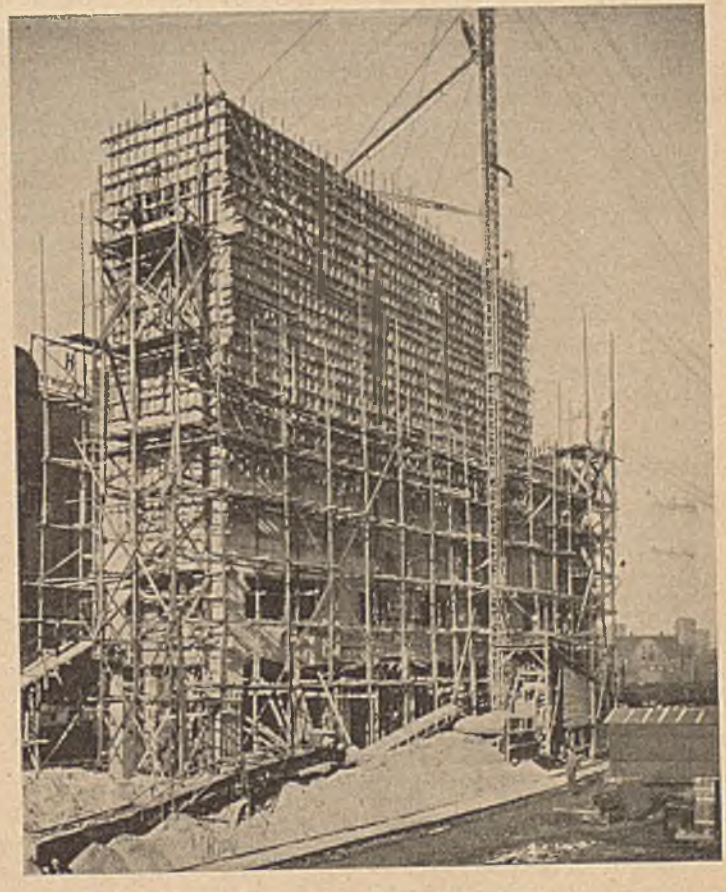


Abb. 7. Bauzustand am 2. 10. 1930.

Die konstruktive Gestaltung im einzelnen wurde in starkem Maße beeinflußt durch die außerordentlich kurze Bauzeit. Vom ersten Spatenstich bis zur Beendigung der Betonierungsarbeiten wurden 70 Arbeitstage gebraucht, und der gestellte Fertigstellungstermin konnte trotz der Störungen durch die anhaltende Regenperiode im August innegehalten werden. Die Abb. 6 und 7, die den Bauzustand am 24. 9. 1930 und 2. 10. 1930, also mit 8 Tagen Zeitabstand wiedergeben, lassen am besten das Tempo des Baufortschrittes erkennen. Da die Planbearbeitung des Baues erst mit Inangriffnahme der Bauarbeiten beginnen konnte, hatte das Konstruktionsbüro während der ganzen Dauer der Bauzeit Mühe, der Baustelle rechtzeitig die Schalungs- und Bewehrungszeichnungen zu liefern. Es war daher nicht möglich, immer das Minimum an Aufwand zu erreichen. Es zeigte sich

aber bei der Ausführung deutlich, daß bei einem Bau, der so schnell hochgetrieben werden muß, Konstruktionen, die zwar eine Materialersparnis bringen, aber in der Ausführung umständlicher sind, nicht angebracht sind. Besonders wurde im Interesse des flotten Baufortschrittes eine möglichst vereinfachte Schalung angestrebt. Nur so konnte vermieden werden, daß durch schwierige und zeitraubende Einzelarbeiten, die besonderer Sorgfalt und Fürsorge der Bauleitung bedürfen, der Fortschritt des ganzen Baues gehemmt wurde. Um nur ein Beispiel herauszugreifen, wird auf die Ausbildung der Wände des Schwemmsumpfes hingewiesen. Die Wände sind als vierseitig aufgelagerte Platten berechnet, die unten und an den beiden Seiten eingespannt, oben an dem durch die Verteilungsrinnen gebildeten Auflager als frei beweglich anzusehen waren. Die nach unten wachsende Belastung verlangte deswegen unten eine größere Wandstärke. Trotzdem wurde die größte notwendige Wandstärke bis oben hin beibehalten, damit die Verschneidungen in den Ecken einfacher wurden und weil sonst von seiten der Maschinenfabrik in den geneigten Innenflächen lotrechte Vorlagen zur Anbringung der Entwässerungsrohre verlangt wurden.

Die Einrichtung der Baustelle wurde erschwert durch den durch die Lage zwischen Verkehrsgleisen bedingten Platzmangel. Eisenbiege- und Zimmerplatz konnten deswegen nur hintereinander vor Kopf des Baues angeordnet werden. Eine bequeme, auf 6,50 m Höhe auslaufende Rampe verband den zunächst gelegenen Zimmerplatz mit dem Bau. Bei der Betonierungsanlage, bestehend aus Kiessilo, Mischmaschine und Gießturm, taten als Zubringer zwei Transportbänder gute Dienste.

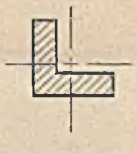
ZUR BERECHNUNG UNSYMMETRISCHER QUERSCHNITTE AUF BIEGUNG.

Von Inż. Awner Badian, Prof. am Hebr. Techn. Institut, Haifa.

Übersicht: Graphischer Weg, um für Querschnitte, die aus Teilen mit einfachen oder Tabellenwerken leicht zu entnehmenden Hauptträgheitsmomenten zusammengesetzt sind, für jeden beliebigen biegenden Kraftangriff die zugehörige Nullinie und den Spannungsverlauf zu finden.

Unter obigem Titel macht Herr Prof. Müllenhoff, Aachen, in Heft 3 dieser Zeitschrift v. J. 1931 auf die wesentlichen Fehler aufmerksam, die sich in dem Buche Gregor, „Der praktische Eisenhochbau" bei Berechnung von Biegespannungen finden. Es ist Herrn Prof. Müllenhoff zu danken, daß er sich der Mühe unterzog, auf derlei gefährliche Fehler die Konstrukteure öffentlich aufmerksam zu machen.

An dieser Stelle sei mir gestattet, auf einen ähnlichen Fehler im bekannten Werke „Kersten, Der Eisenbetonbau III. Teil S. 131 v. J. 1923" hinzuweisen, wo als Knickachsen einer Winkelsäule die zu den Schenkeln parallelen Achsen angenommen werden statt der kleineren Hauptachse, wobei als min. J = 40 608 cm⁴ statt 22 500 cm⁴ angegeben wird.



Das von Herrn Prof. Müllenhoff gebrachte Beispiel (und alle ähnlichen Fragen) läßt sich nach den Lehren Otto Mohrs auf

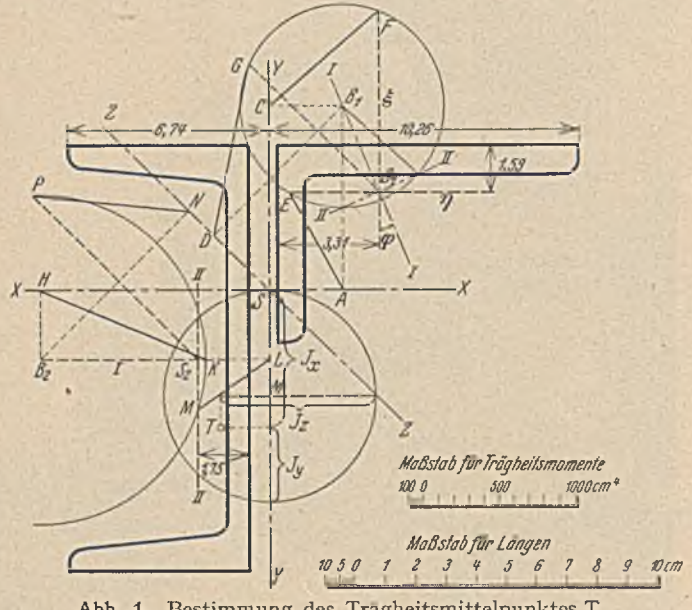


Abb. 1. Bestimmung des Trägheitsmittelpunktes T.

graphischem Wege viel übersichtlicher lösen, wobei die in den üblichen Tabellen angegebenen Hauptträgheitsmomente und die Richtung der Hauptachsen der Teilprofile zur eindeutigen Lösung vollständig hinreichen.

Es sei mir gestattet, an Hand des von Herrn Prof. Müllenhoff a. a. O. gebrachten Beispieles den von Mohr gewiesenen Weg in Anwendung zu bringen. Bekannt sind also (Abb. 1) in maßstäblicher Zeichnung: das zusammengesetzte Profil und sein Schwerpunkt S sowie die Schwerpunkte der Teilprofile: S_1 für das Winkeleisen, S_2 für das U-Eisen.

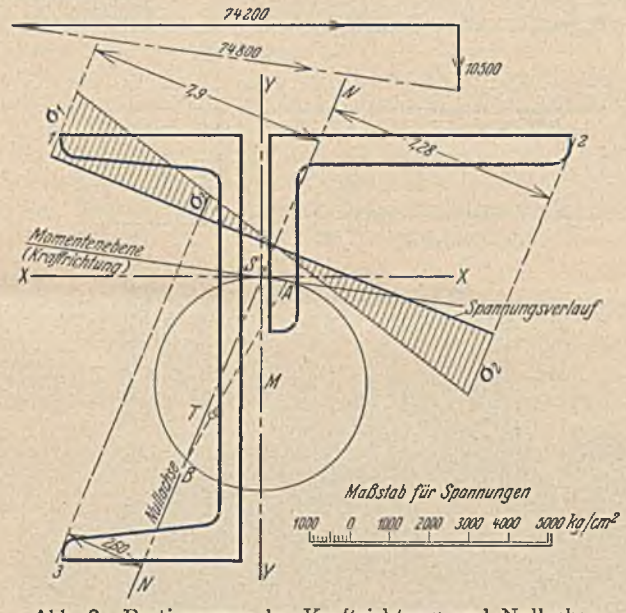


Abb. 2. Bestimmung der Kraftrichtung und Nullachse.

Vom Winkeleisen seien bekannt

$\xi = 1{,}59$ cm; $\eta = 3{,}31$ cm; $\operatorname{tg}\varphi = 0{,}41$; $b = 6{,}5$ cm; $h = 10$ cm; $F = 14{,}2$ cm²; $J_I = 160$ cm⁴; $J_{II} = 26{,}8$ cm⁴.

Man ermittelt $i_I = \pm\sqrt{\frac{J_I}{F}} = \pm 3{,}37$ cm; $i_{II} = \pm 1{,}37$ cm und kann den zugehörigen Antibrennpunkt B_1 graphisch finden aus $\overline{S_1B_1} = \sqrt{i_I^2 - i_{II}^2}$ (s. Otto Mohr „Abhandlungen aus dem Gebiete der technischen Mechanik" S. 92/1914 und L. v. Tetmajer „Die angewandte Elastizitäts- und Festigkeitslehre" S. 105/1905). Umschreibt man mit B_1 als Mittelpunkt und i_I als Radius den Trägheitskreis, so kann man die Momente des Winkeleisens bezüglich aller durch den Schwerpunkt S des Gesamtprofiles gehenden Achsen, z. B. der drei Achsen X, Y, Z finden:

Man fällt: $\overline{B_1A} \perp X$; zieht Parallele zu X durch S_1 bis E und mißt $\overline{AE} = i_x = 3{,}62$ cm;

man fällt: $\overline{B_1C} \perp Y$; zieht Parallele zu Y durch S_1 bis F und mißt $\overline{CF} = i_y = 4{,}78$ cm;

man fällt: $\overline{B_1D} \perp Z$; zieht Parallele zu Z durch S_1 bis G und mißt $\overline{DG} = i_z = 5{,}80$ cm

und rechnet $J = F\,i^2$; $J_x = 186$ cm⁴; $J_y = 325$ cm⁴; $J_z = 478$ cm⁴.

Ähnlich erhält man für das U-Profil Nr. 14 $\xi = 1{,}75$ cm; $F = 20{,}4$ cm²; $J_I = 605$ cm⁴; $J_{II} = 62{,}7$ cm⁴; $i_I = \pm 5{,}45$ cm; $i_{II} = \pm 1{,}75$ cm.

Man findet den Antibrennpunkt B_2 und mißt $\overline{HK} = i_x = 5{,}88$ cm; $\overline{LM} = i_y = 2{,}90$ cm; $\overline{NP} = i_z = 5{,}20$ cm; daher die Momente des U-Eisens bezüglich der durch den Gesamtschwerpunkt gehenden Achsen X, Y, Z $J_x = 710$ cm⁴; $J_y = 172$ cm⁴; $J_z = 552$ cm⁴.

Die Trägheitsmomente des Gesamtprofiles bezüglich dieser drei Achsen werden daher sein: $J_x = 186 + 710 = 896$ cm⁴; $J_y = 325 + 172 = 497$ cm⁴; $J_z = 478 + 552 = 1030$ cm⁴ (ich rechne immer das Moment bezüglich einer dritten Achse und nicht das Zentrifugalmoment, da letzteres $\pm$ sein kann und Irrtümer beim Auftragen nicht ausgeschlossen sind. Trägheitsmomente sind immer +, also Irrtum im Zeichen ausgeschlossen).

Jetzt wird mit Hilfe des Mohr-Landschen Kreises der „Trägheitsschwerpunkt" T bestimmt.

Ist T bekannt (Abb. 2 gesondert gezeichnet, um die Figur in diesem Falle nicht zu sehr zu belasten; in Wirklichkeit braucht man keine neue Figur zu zeichnen), so kann man zu der aus beiden Momentenebenen resultierenden Kraftrichtung die konjugierte Richtung $\overline{NN}$ finden, welche bekanntlich die Nullinie ist.

In unserem Falle ist $M_x = 6750 + 3750 = 10\,500$ kgcm,
$M_y = 74\,200$ kgcm,
daher $M = 74\,800$ kgcm in der (Abb. 2) gefundenen Richtung.

Das zu dieser gehörige Trägheitsmoment ist (s. Müller-Breslau „Graphische Statik der Baukonstruktionen" Bd. I S. 65/1901)

$$\overline{TB} = J_\beta = 340 \text{ cm}^4 \text{ (gemessen)}^1$$

Die gemessenen Abstände liefern dann die Spannungswerte

$$\sigma = \frac{M}{J_\beta} X,$$

$$\sigma_1 = \frac{74\,800}{340} \cdot 7{,}9 = -1740 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_2 = \frac{74\,800}{340} \cdot 7{,}28 = +1620 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\sigma_3 = \frac{74\,800}{340} \cdot 2{,}6 = -570 \text{ kg/cm}^2.$$

Die graphische Darstellung hat den Vorteil, daß man den Spannungsverlauf besser übersieht, daß man sich die tatsächliche Biegung besser vorstellen kann und auch, daß man, wie gerade im vorliegenden Falle, sieht, daß man nicht z. B. Punkt 3, sondern den Punkt 3′ (Tangente) zu berücksichtigen hat.

Im Falle der Wirkung von mittiger Normalkraft N mit Moment oder außer mittiger Normalkraft N hat man die Spannungslinie (Abb. 2) um den Wert $\sigma_0 = \frac{N}{F}$ parallel zu verschieben und hierauf die Nullachse, parallel zu der durch S gefundenen, durch den neuen Spannungs-Nullpunkt zu zeichnen.

Im übrigen pflichte ich den Schlußworten des Herrn Prof. Müllenhoff vollinhaltlich bei.

[1] β = Winkel zwischen Kraftrichtung und Nullachse.

ZUR BERECHNUNG UNSYMMETRISCHER QUERSCHNITTE AUF BIEGUNG.

Von Dipl.-Ing. Walter Pelikan, München.

Herr Professor Müllenhoff weist in seinem unter gleichen Titel erschienenen Artikel[1] in dankenswerter Weise darauf hin, daß in der Praxis der Hochbaukonstruktionen Pfetten von unsymmetrischen Querschnitten oft unter vereinfachenden Annahmen berechnet werden, die nicht immer ein wirklich annäherndes Bild von den auftretenden Spannungen geben. Es verursacht nur eine geringe Mühe bzw. einen geringen Mehraufwand an Rechnung, wenn man derartige Querschnitte auf ihre wahren Hauptachsen untersucht, wie dies von Prof. Müllenhoff an einem Beispiel der Praxis gezeigt wird.

Ergänzend wäre hierzu zu bemerken, daß es bei einer solchen Untersuchung auf „schiefe Biegung" zweckmäßig ist, mit Hilfe des bereits gezeichneten Trägheitskreises die Nullachsen als konjugierte Richtungen zu den zu untersuchenden Kraftrichtungen zu ermitteln. Man erhält damit eindeutig die Punkte, in welchen die Grenzwerte der Spannungen auftreten als jene Punkte, die den größten Normalabstand von der ermittelten Nullinie haben. Man kann damit die für die Dimensionierung maßgebende Spannungsermittlung auf diese (im allgemeinen zwei) Punkte beschränken. In Abb. 1 sind für das von Prof. Müllenhoff gewählte Beispiel die Nullinien N_G für die Momente aus den lotrechten Lasten G und N_{G+W} für die Momente aus den lotrechten Lasten und dem Winddruck G+W eingezeichnet. Daraus ergeben sich die Grenzwerte der Spannungen für lotrechte Lasten in den Punkten 1 und 4, für lotrechte Lasten und Winddruck in den Punkten 1 und 5. Punkt 5 ist der Einfachheit halber so angenommen, als ob der Winkel an dieser Stelle scharfkantig wäre. In Punkt 2 tritt für alle Kraftrichtungen von A bis B kein Grenzwert der Spannung ein, da für alle Richtungen der Nullinien parallel Strecke 4,5 bis parallel Strecke 5,2 stets Punkt 5 den größten Normalabstand von den zugehörigen Nullinien hat.

[1] Siehe Bauing. 1931, Heft 3, S. 48, 49.

Für die Momente

von den lotrechten Lasten $M_x = 6{,}75$ cmt
vom Winddruck in der lotrechten Ebene $M_x = 3{,}75$ „
„ „ „ „ waagerechten Ebene $M_y = 74{,}2$ „

ergeben sich unter Benutzung der auf Seite 48 gegebenen Querschnittswerte und den Werten

$\xi_5 = 7{,}01$ cm	$W_{\xi_4} = 127{,}8$ cm³	$W_{\xi_5} = 127{,}8$ cm³
$\eta_5 = 8{,}44$ „	$W_{\eta_4} = 84{,}5$ „	$W_{\eta_5} = 47{,}1$ „

die Spannungen für lotrechte Lasten:

$$\sigma_1 = -\frac{5{,}870}{1316} - \frac{3{,}320}{39{,}7} = -0{,}088 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_4 = +\frac{5{,}870}{127{,}8} + \frac{3{,}320}{84{,}5} = +0{,}085 \text{ „}$$

Für lotrechte Lasten und Winddruck ergeben sich die Momente

$$M_\xi = 10{,}5 \cdot 0{,}8704 - 74{,}2 \cdot 0{,}4924 = -27{,}40 \text{ cmt}$$
$$M_\eta = 10{,}5 \cdot 0{,}4924 + 74{,}2 \cdot 0{,}8704 = +69{,}75 \text{ „}$$

und damit ergeben sich die Spannungen zu:

$$\sigma_1 = +\frac{27{,}40}{1316} - \frac{69{,}75}{39{,}7} = -1{,}738^{*2} \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_5 = +\frac{27{,}40}{127{,}8} + \frac{69{,}75}{47{,}1} = +1{,}695 \text{ „}$$

$$(\sigma_2 = +1{,}622^{*2} \text{ t/cm}^2)$$

Das ungünstige Verhalten dieses Querschnittes für die bei Winddruck möglichen Kraftrichtungen geht auch aus dem in

[*2] Die Differenzen in den Spannungen σ_1 und σ_2 gegenüber den auf Seite 49 angeschriebenen Werten ergeben sich daraus, daß dort zur Berechnung der Spannungen für Winddruck $M_y = 72{,}4$ cmt statt 74,2 cmt angenommen wurde.

Abb. 1 schraffiert eingetragenen Kern deutlich hervor, denn in diesen Kraftrichtungen liegen gerade die kleinsten Kernweiten k, die ja proportional dem Widerstandsmoment $F \cdot k = W$ für diese Kraftrichtung sind. Die in Abb. 1 durch besondere, kurze Schraffierung angedeutete polarsymmetrische Fläche, die dem Kern und seiner gestrichelt gezeichneten Umklappung gemeinsam ist, gibt ein anschauliches Bild über die günstigste und ungünstigste Kraftrichtung für dieses Profil.

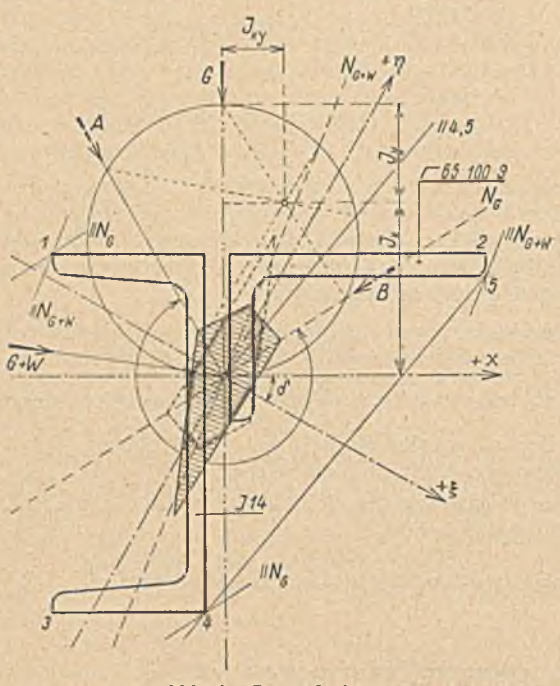


Abb. 1. Querschnitt 1.

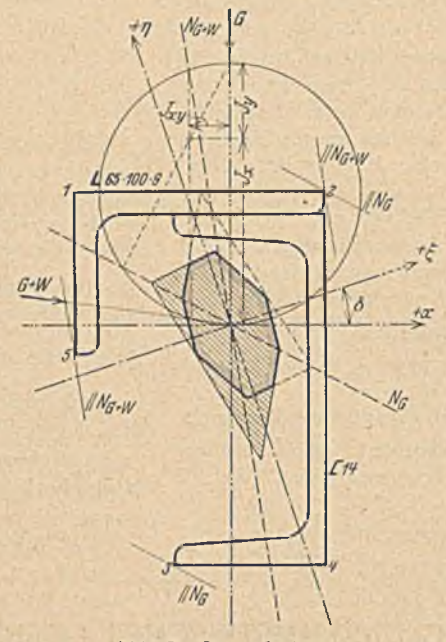


Abb. 2. Querschnitt 2.

Man kann jedoch den Querschnitt wesentlich günstiger gestalten, wenn man den Winkel auf den Flansch des U-Eisens legt, wie dies in Abb. 2 dargestellt ist. Der Kern dieses Querschnitts liegt für die bei Wind vorkommenden Kraftrichtungen wesentlich günstiger, besonders dann, wenn die waagerechte Seitenkraft aus Winddruck die lotrechten Kräfte nicht so sehr überwiegt, wie in dem vorliegenden Beispiel.

Mit den für diesen Querschnitt 2 errechneten Werten

$J_x = 985$ cm⁴, $J_y = 407$ cm⁴, $J_{xy} = -214$ cm⁴

$J_\xi = 1055{,}6$ cm⁴, $J_\eta = 336{,}4$ cm⁴

$\delta = 18° 15' 35''$, $\sin\delta = 0{,}313\,33$, $\cos\delta = 0{,}949\,65$

ergeben sich für lotrechte Lasten und Winddruck die Momente:

$M_\xi = +10{,}5 \cdot 0{,}949\,65 + 74{,}2 \cdot 0{,}313\,33 = 33{,}22$ cmt

$M_\eta = -10{,}5 \cdot 0{,}313\,33 + 74{,}2 \cdot 0{,}949\,65 = 67{,}17$ „

Die Größtwerte der Spannungen treten für lotrechte Belastung in den Punkten 2 und 3, für lotrechte Lasten und Winddruck in den Punkten 2 und 5 auf. Für die aus der Zeichnung gemessenen Werte

$\xi_2 = 5{,}24$ cm, $\xi_5 = 6{,}29$ cm

$\eta_2 = 3{,}86$ „ , $\eta_5 = 0{,}82$ „

ergibt sich

$W_{\xi_2} = 273{,}5$ cm³, $W_{\xi_5} = 1287$ cm³

$W_{\eta_2} = 64{,}2$ „ , $W_{\eta_5} = 53{,}5$ „

Damit errechnen sich die größten Spannungen für lotrechte Lasten und Winddruck zu:

$$\sigma_2 = -\frac{33{,}22}{273{,}5} + \frac{67{,}17}{64{,}2} = +0{,}924 \text{ t/cm}^2$$

$$\sigma_5 = -\frac{33{,}22}{1287} - \frac{67{,}17}{53{,}5} = -1{,}280 \text{ „}$$

Dieser Querschnitt 2 weist wesentlich niedrigere Spannungen auf als der Querschnitt 1; sie bleiben sogar unter dem Größtwert der Spannungen, der sich für Querschnitt 1 unter der Annahme der lotrechten und waagerechten Achsen als Hauptachsen zu $\sigma = 1{,}428$ t/cm² (siehe S. 49) errechnen läßt.

Man wird daher den Querschnitt 2 wegen seines viel günstigeren statischen Verhaltens in bezug auf reine Biegung in allen Fällen dem Querschnitt 1 vorziehen, in welchen die Pfette nicht auch gleichzeitig Gurt eines Fachwerkträgers ist, bei welchem eine zentrische Einführung der Knotenbleche in den Gurtquerschnitt geboten erscheint.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Neuartige konstruktive Durchbildung eines Überfallwehres für die Rio-Salado-Staumauer des Don-Martin-Projektes (Mexiko).

Der nachstehend gegebene Bericht ist den Proc. Am. Soc. Civ. Eng. Vol. 56, Heft 10 vom Dezember 1930, Seite 2141 bis 2162, entnommen. Einen Überblick über die Rio-Salado-Staumauer gibt Abb. 1. Es handelt sich um eine 1500 m lange und 35 m hohe Staumauer, die mit Ausnahme des etwa 300 m langen Überfallwehres als Erddamm ausgeführt wird, dessen Normalquerschnitt aus Abb. 1 ersichtlich ist.

Das hier in erster Linie interessierende Überfallwehr, Abb. 2, besteht aus einem 26 m hohen festen Grundwehr und einem daraufgesetzten 4,5 m hohen beweglichen Wehre in Gestalt von 26 nebeneinander angeordneten Segmentverschlüssen. 30 cm unterhalb des höchsten Staues werden die Segmente automatisch gehoben, was dadurch bewirkt wird, daß die Wehrkörper hinter den Segmenten mit Schwimmern versehen sind, welche in Schächte eintauchen, die mit dem Oberwasser in Verbindung stehen. Durch einen luftseitigen Gegengewichtsarm mit einem am Ende angehängten Gewicht wird die Lastverteilung so reguliert, daß bei dem genannten Stau das Segment gehoben und das Wasser zwischen Segment und Überlauffläche des Grundwehres abfließt. Interessant ist hier das Prinzip der automatischen Regulierung, das auf Grund guter Erfahrungen mit ähnlichen Anlagen in Californien der Ausführung zugrundegelegt wurde. Die Benutzung des Oberwassers zur automatischen Regulierung des Oberwasserstandes ist ja bekanntlich nicht neu; es sei nur an das schon vor vielen Jahren in Betrieb genommene Sektorwehr bei Bremen in der Weser erinnert.

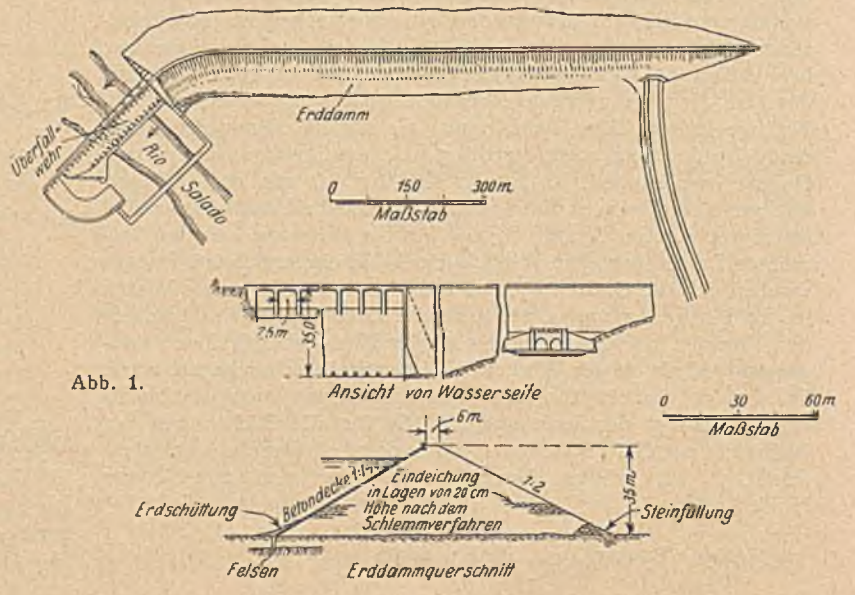
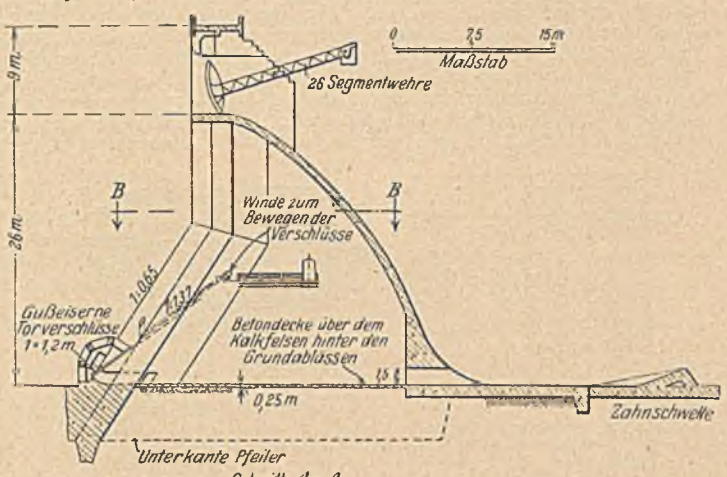
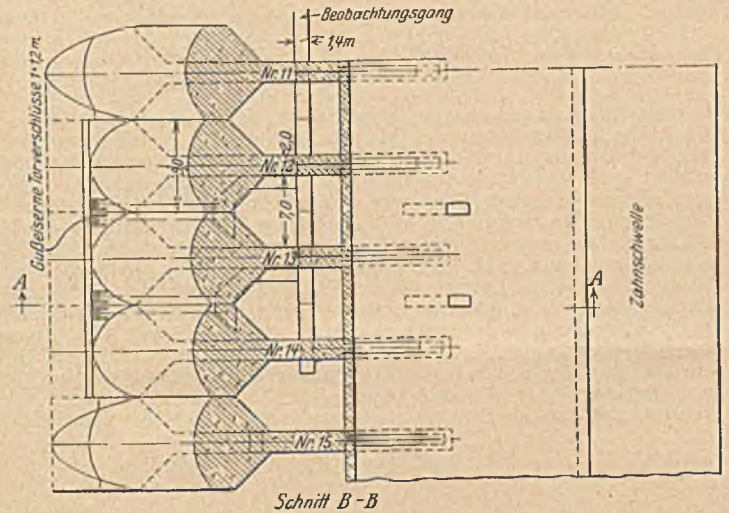


Abb. 1.

Das Grundwehr zeigt die erstmalige Ausführung eines von dem bekannten amerikanischen Talsperrenfachmann Noetzli gemachten Vorschlages, dessen Einzelheiten Noetzli in der neuesten Auflage des Wegmannschen Buches: „Design and Construction of Dams" (New York, J. Wiley & Sons, Inc.) beschrieben hat. An Stelle der sonst bei



Schnitt A-A



Schnitt B-B

Abb. 2.

aufgelösten Staumauern üblichen Platten oder Gewölbe sind die Pfeiler mit sektorartigen Köpfen versehen — daher der amerikanische Name „Round-head-buttress-type" für diese Staumauerbauform —, welche immer in der Mitte zwischen zwei Pfeilern aneinanderstoßen. Durch den Übergang des Pfeilers in den runden Kopf soll bewirkt werden, daß die wasserseitigen Pressungen durch im wesentlichen konzentrischen Druck auf den eigentlichen Pfeiler übertragen werden; nachteilige Zugspannungen können also nicht entstehen. Bei den im Rio-Salado-Tale vorhandenen örtlichen Verhältnissen bot die neue aufgelöste Bauweise den besonderen Vorteil, daß man die Pfeiler in den vorhandenen Kalkfelsen tief einbetten konnte, um die hier für notwendig erachtete Erhöhung des Gleitwiderstandes zu erzielen. Daneben ermöglichte der verhältnismäßig enge Pfeilerabstand von 7 m im lichten mit verhältnismäßig einfachen Mitteln die Anordnung einer luftseitigen Betonschale für die Überlauffläche. Nötzli teilt bei der Besprechung seines Vorschlages in dem genannten Wegmannschen Buche mit, daß die Ersparnis gegenüber einer Schwergewichtsmauer ungefähr 30% an Massen und 20% an Herstellungskosten betragen soll.

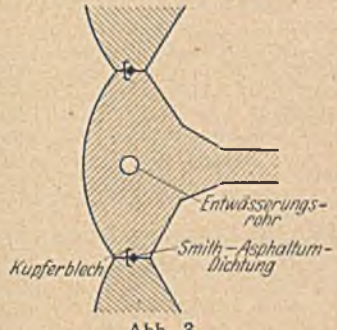


Abb. 3.

Die konstruktive Durchbildung im einzelnen kann aus Abb. 2 und Abb. 3 — die dem Buche von Wegmann entnommen ist — ersehen werden. Die Dichtung der Fugen zwischen den Köpfen erfolgt durch ein in der Mitte angeordnetes sogenanntes Smithsches Asphaltum (vgl. diese Zeitschrift 1931, Heft 8, Seite 141) und ein davor angeordnetes gebogenes Kupferblech. In der Mitte der Köpfe befindet sich ein von oben bis unten durchlaufender Entwässerungsschacht oder, nach einem anderen nicht weiter gezeichneten Vorschlage von Nötzli, eine Reihe von Drainagerohren, von 15 cm Dmr. in Längsabständen von 1,5 om.

Für den Grundablaß sind vier Öffnungen in unmittelbarer Nähe der Sohle vorgesehen, deren Anordnung im einzelnen aus Abb. 2 entnommen werden kann. Hinter den Grundablässen ist der Felsen durch Beton abgedeckt. Der Einlauf zu den Turbinen, die unmittelbar hinter dem Erddamm am rechten Hang liegen sollen, ist aus Abb. 4 ersichtlich. Das unmittelbar vor dem Erddamm liegende Einlaufbauwerk wird durch zwei Reihen von je 8 nebeneinander liegenden Zugschützen von 1,1 · 3,0 m² Fläche geschlossen, von denen die erste Reihe für den normalen Betrieb, die zweite als Reserve dient.

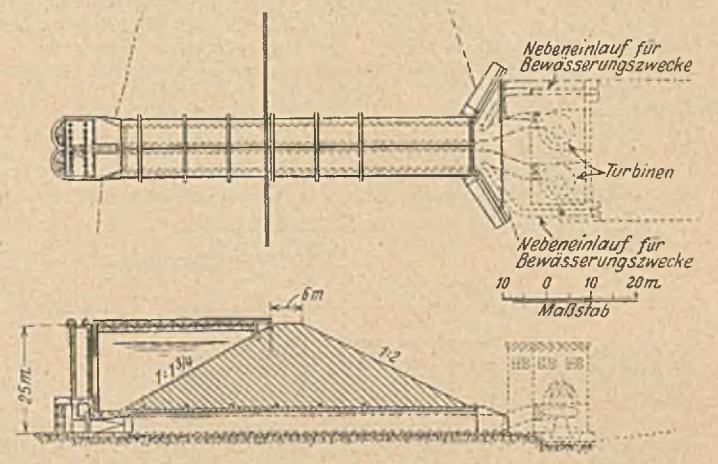


Abb. 4.

Beachtenswert ist noch die vor die Betonschürze gelegte Zahnschwelle von etwa 13 m Länge, deren Zähne abwechselnd 1:5 und 1:2,5 geneigt sind. Das Prinzip der Zahnschwelle, das ja bekanntlich von Rehbock entwickelt und versuchstechnisch begründet wurde, scheint nun auch in Amerika hinsichtlich seiner Vorteile erkannt zu werden. Ein weiteres größeres Anwendungsbeispiel ist die kürzlich fertiggestellte 60 m hohe Bull-Run-Schwergewichtsmauer.

Dr.-Ing. F. Tölke.

Wiederaufrichten eines umgestürzten Senkbrunnens.

(Nach Eng. News-Rec. vom 12. Februar 1931.)

Beim Bau der Mid-Hudson-Bridge bei Poughkeepsie, N. Y., ereignete sich ein folgenschwerer Bauunfall, der die Bauzeit um 1 Jahr hinauszögerte und die Bauleitung zwang, die Hauptöffnung der Brücke gegenüber dem ursprünglichen Entwurf zu verkürzen. Einer der 19000 Tonnen schweren Eisenbeton-Senkbrunnen, auf denen die Brückenpfeiler gegründet werden sollten, neigte sich kurz nach dem Versenken so stark, daß er zur Hälfte im Schlick verschwand. Es bedurfte der angestrengten Arbeit von fünfzehn Monaten, um den Kaisson wieder aufzurichten. Im folgenden soll kurz über diese interessanten Arbeiten berichtet werden. Zuvor einige allgemeine Angaben: Die Mid-Hudson Bridge ist eine Hängebrücke mit einer Mittelöffnung von 454,6 m. Die Spannweite der östlichen Öffnung beträgt 230 m, die der westlichen Öffnung 228,5 m. Im ursprünglichen Entwurf waren vorgesehen: Spannweite der Mittelöffnung 456,1 m, Spannweite der Seitenöffnungen je 228,5 m. Die Wassertiefe an der Pfeilerbaustelle betrug etwa 18 m, darunter befand sich eine etwa 14 m starke Schicht aus festem Ton, dann etwa 9 m weicheres Material (in der Hauptsache Sand) und dann eine Schicht von grobem Kies und Gerölle. Es wurde beschlossen, die Brückenpfeiler bis auf diese Schicht, d. h. bis zu einer Tiefe von 41 m unter Wasserspiegel, abzusenken.

Da infolge der großen Gründungstiefe das Druckluftverfahren ausschied, kam für die Brückenpfeiler nur die Gründung mittels Senkbrunnen in Frage. Bei der üblichen Ausführung aus Holz wären große Ballastkammern erforderlich gewesen, so daß nur wenig Raum für die Baggeröffnungen verblieben wäre. Das Herausschaffen des Materials unter den Ballasttaschen und den Umfassungswänden wäre daher mit Schwierigkeiten verbunden gewesen. Aus diesen Gründen wurden die Senkbrunnen aus Baustahl und Eisenbeton ausgeführt. Die Brunnen wurden mit provisorischen Böden versehen, um sie schwimmend an die Verwendungsstelle heranschaffen zu können. Die Länge des Brunnens beträgt 41,2 m, seine Breite 18,3 m. Der Brunnenkranz und der untere Teil der Umfassungs- und Innenwände bestehen aus im Beton eingebetteter Stahlkonstruktion. Die Außenwände sind außerdem durch eine 12 mm starke Stahlblechhaut geschützt. Der obere Teil besteht aus Eisenbeton, die Außenwandungen sind hier durch 10 cm starke Holzbohlen geschützt. Die konstruktiven Einzelheiten sind aus der Abb. 1 ersichtlich. Der Brunnen ist etwa 7,5 m breiter als der Brückenpfeiler. Um die Schiffahrt nicht zu gefährden, mußte daher der Brunnen so entworfen werden, daß seine Oberkante 9,5 m unter Wasserspiegel zu liegen kam. Dieses be-

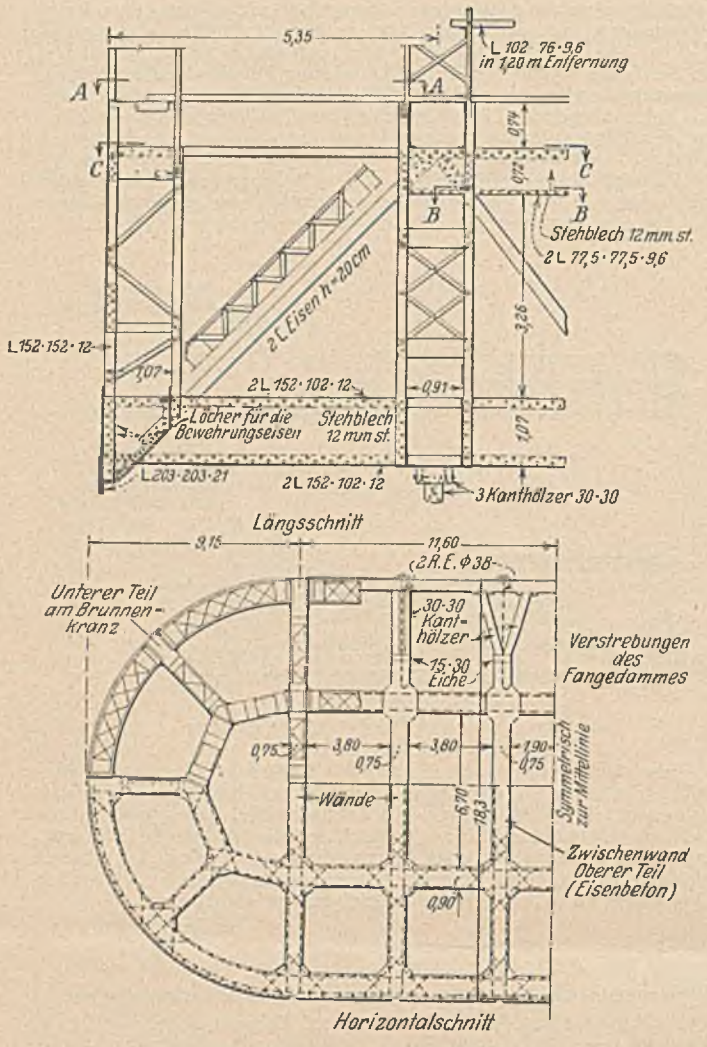


Abb. 1. Konstruktive Einzelheiten des Senkbrunnens.

dingte die Anordnung eines provisorischen Fangedammes auf dem Kaisson (vergl. Abb. 1). Der untere Teil des Brunnens wurde auf einer Schiffswerft zusammengebaut und zur Verwendungsstelle geschleppt, worauf der Beton in dem unteren Teil eingebracht werden konnte. Die weiteren Arbeitsvorgänge waren:

1. Montage der eisernen Ständer und Gurtungen,
2. Anbringen der äußeren 10 cm starken Verschalung für den oberen Teil,
3. Einbringen der Bewehrung,
4. Anbringen der inneren Schaltafeln,
5. Vergießen mit Beton.

Am 23. April 1927 traf der Senkbrunnen für den Westpfeiler auf der Brückenbaustelle ein. Die Herstellung der Betonwände erfolgte ohne Zwischenfall, und am 1. Juli war der Brunnen bis auf den Boden in 17,4 m Tiefe abgesenkt, am 12. Juli reichten die Außenwände bis auf 21 m über Brunnenkranz, der bis zur Tiefe von 18,3 m abgesenkt war. Die Verstrebungen in der Kammer 12 wurden gesprengt, um den Boden frei zu machen. Es entstand hierbei ein gewisses Absacken der südwestlichen Ecke. Um den Brunnen wieder aufzurichten, wurden in rascher Reihenfolge die Böden der Kammern 3, 7 und 16 gesprengt (vergl. Abb. 2). Hierdurch wurde zwar der Brunnen wieder aufgerichtet, nach weiterem Absenken um 2 m befand sich aber der Brunnen 2,5 m westwärts von der richtigen Lage. Die Ursache dieser Bewegung konnte nicht gefunden werden. Um den Brunnen nach Osten zu verschieben, wurden etwa 1500 t Kies auf der Westseite aufgebracht. Beim weiteren Absenken gelang es tatsächlich, auf diese Weise den Brunnen bis auf eine Differenz von 45 cm in die richtige Lage zurückzubringen. Die weiteren Arbeiten am Westpfeiler verliefen ohne Zwischenfall und konnten programmäßig fertiggestellt werden. Die Absenkung betrug im Mittel 15 cm pro Tag, solange im Tonboden gebaggert werden konnte. Nach Erreichen der groben Kies- und Geröllschicht wurde das Gerölle vom Ton freigespült und das Material durch Greifer gehoben, dementsprechend nahm auch die Absenkgeschwindigkeit ab. Nach Erreichen der endgültigen Absenktiefe wurden die Kammern mit Beton gefüllt und der Pfeiler betoniert.

Der Senkbrunnen für den östlichen Brückenpfeiler wurde in gleicher Weise hergestellt und abgesenkt. Bis zum 26. Juli 1927, an welchem der Unfall erfolgte, war nur sehr wenig Material gebaggert

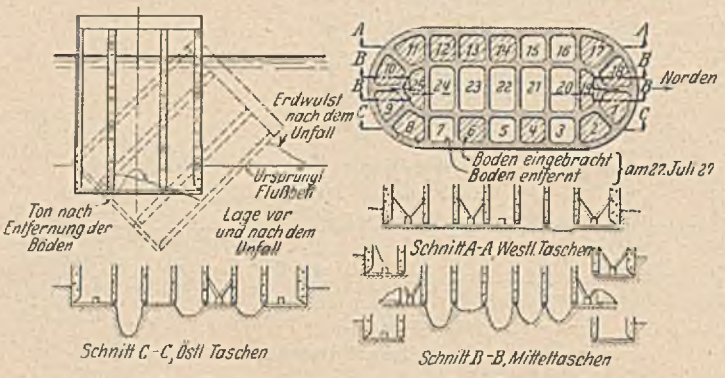


Abb. 2. Lage vor und nach dem Bauunfall.

worden. Alle Kammern waren bis zum W. Sp. mit Wasser gefüllt. In der Nachtschicht vom 25. auf den 26. Juli baggerte der Unternehmer aus den Mittelkammern etwa 125 m³ Material, in der folgenden Nachtschicht etwa 175 m³ aus den mittleren und östlichen Kammern. Um 4,30 Uhr neigte sich der Brunnen bis zu einem Winkel von 42½° von der Senkrechten (vergl. Abb. 2). Der ganze Vorgang dauerte etwa 1 Minute. Das östliche Ende senkte sich um 8,8 m, das westliche Ende hob sich um etwa 3,35 m. Der Schwerpunkt senkte sich um 2,75 m. Die Bewegung dauerte so lange, bis der Widerstand unter dem östlichen Ende und die verdrängten Bodenmassen sie zum Stillstand brachten. Als alleinige Ursache des Bauunfalls kommt nach Meinung der beteiligten Ingenieure das Nachgeben der dünnen Tonwände, auf welchen am östlichen Ende der Brunnen aufruhte, in Frage, da die Bodenpressung dort über 2 kg/cm² betrug (vgl. hierzu die Abb. 2). Das Wiederaufrichten des Brunnens bot naturgemäß erhebliche Schwierig-

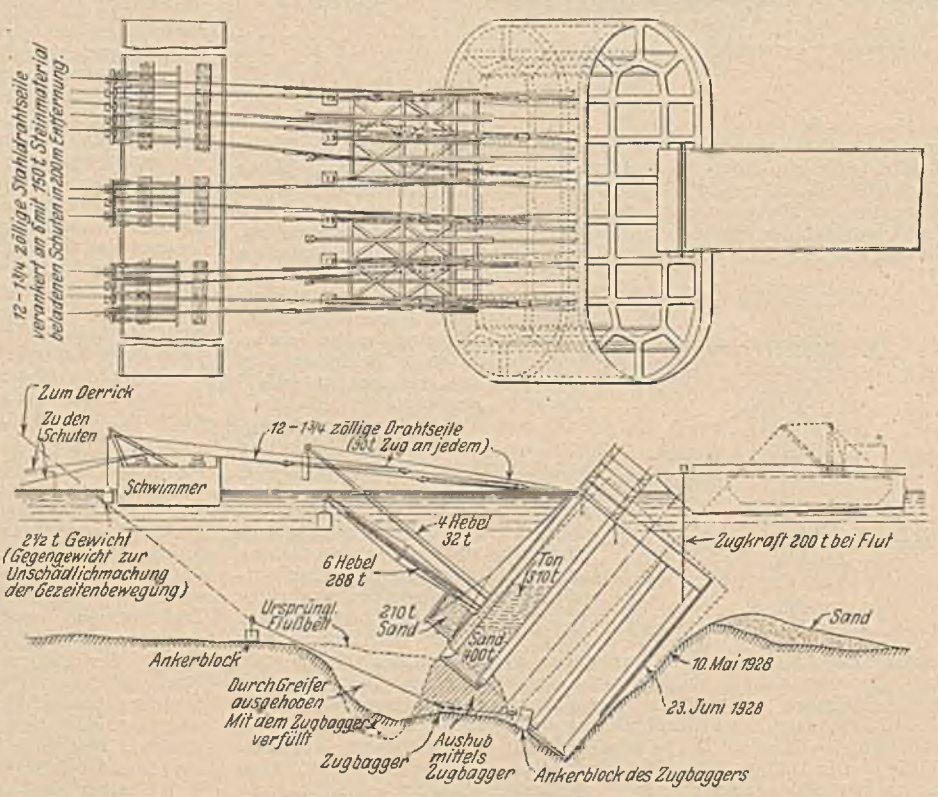


Abb. 3. Maßnahmen zur Wiederaufrichtung des Senkbrunnens. Durch Ansetzen von Hebeln und Zugseilen konnte eine Zugwirkung von 1500 t an der Westseite ausgeübt werden.

keiten. Das Gesamtgewicht des Brunnens betrug 19 000 t, im untergetauchten Zustand 12 000 t. Die Schwerlinie verlief leicht östlich der östlichen Schneide. Zwei Kräfte waren beim Wiederaufrichten zu überwinden: der Widerstand des Materials unter dem Boden und die Adhäsionskraft zwischen Brunnenwandung und der Tonbank.

Um den Brunnen wieder in seine alte Lage zu bringen, mußte daher einmal das Material unter dem Boden entfernt werden und außerdem ein dem Kippmoment entgegengesetzt wirkendes Moment angebracht werden. Aus Abb. 3 sind die Vorrichtungen ersichtlich, die zum Wiederaufrichten des Brunnens führten. Die ausgeübten Kräfte und ihr Moment in bezug auf die östliche Kante waren folgende:

	Datum	Kraft in t	Moment in mt
In die Kammern 11, 12, 13, 14, 17 eingebrachte Belastung	25. X. 27	710	5900
Ballast, Westseite	10. IX. 27	210	2950
Sieben Drahtseile an der Westseite	10. IX. 27	—	—
Zwölf Drahtseile über die Schute	26. XI. 27	1000	32300
Hebel.....	28. V. 28	250	—
Vergrößert	1.-5. VI. 28	282	8500
Schwimmer an der Ostseite.....	14. VI. 28	200	2600

Durch die an der Westseite angebrachten Drahtseile konnte die größte Zugwirkung ausgeübt werden. Zur Erhöhung der Wirksamkeit wurden die Drahtseile über eine Schute hinweggeführt und in 200 m Entfernung verankert. Diese letztere Vorrichtung erwies sich als besonders wirkungsvoll, ohne den Brunnen zusätzlich zu belasten.

Der Bodenaushub unter dem Brunnen bereitete große Schwierigkeiten. Das Baggern hatte infolge der starken Brunnenneigung nur einen sehr geringen Wirkungsgrad und mußte später ganz aufgegeben werden, da die Eimer an den unteren Kanten hängenblieben. Die Verwendung von hydraulischen Ejektoren hatte wenig Erfolg. Im Herbst 1927 begann man den Boden an der Westseite und den beiden Längsseiten des Brunnens bis zu einer Tiefe von 26 m unter Wasserspiegel auszuheben. Durch Taucher wurde dann die Möglichkeit geschaffen, einen Zugbagger anzusetzen, der das unter dem Brunnen befindliche Bodenmaterial in den vorher ausgehobenen Graben zog. Am 11. Mai 1928 wurde eine leichte Bewegung des Brunnens beobachtet. Von da ab gelang es, den Brunnen um etwa 30 Bogenminuten täglich aufzurichten, bis er Anfang August wieder senkrecht stand. Die Einzelheiten der angesetzten Vorrichtungen sind aus Abb. 3 ersichtlich. Die weiteren Arbeiten verliefen ohne Zwischenfall. Dr.-Ing. Rohde.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Zur Wirtschaftslage. Die Lage der Bauwirtschaft verschlechtert sich fortgesetzt. Der Beschäftigungsrückgang nimmt ständig zu, so daß der Beschäftigungsgrad noch lange vor dem Saisonende wieder auf dem niedrigen Stand angekommen sein dürfte, den er im letzten Winter innegehabt hat. Wenn man die Arbeitslosenziffern nicht schon in kurzem ins Ungemessene steigen lassen will, ist daher eine Arbeitsbeschaffung für den Baumarkt dringend erforderlich. Man hofft in weiten Kreisen, daß auch das in der bevorstehenden Notverordnung erscheinende Krisenwirtschaftsprogramm der Reichsregierung sich dieser Erkenntnis nicht verschließen wird.

Inzwischen liegen die Ergebnisse über die Bautätigkeit in den Groß- und Mittelstädten für die ersten 7 Monate dieses Jahres vor. Danach ist das Bauvolumen der fertiggestellten gewerblichen und öffentlichen Gebäude in den ersten 7 Monaten um 39% geringer gewesen als im gleichen Zeitabschnitt 1930. Wohnungen wurden bisher 68 500 in den Groß- und Mittelstädten errichtet, das sind über ¼ weniger als im gleichen Zeitraum 1930, aber noch 20% mehr als 1929. Die Zahl der Bauerlaubnisse blieb beinahe um ein Drittel und die der Baubeginne um 43% gegenüber dem Vorjahre zurück. In sämtlichen Gemeinden mit über 10 000 Einwohnern liegt die Zahl der vollendeten Wohnungen mit 83 000 um 25 000 unter derjenigen des Vorjahres.

Der Reichsfinanzminister über das Bauen. In einer Kundgebung der Staatspartei äußerte sich Reichsfinanzminister Dietrich über die Bauwirtschaft. Er betonte, daß durch das Darniederliegen der Bauwirtschaft ein wesentlicher Teil der Arbeitslosigkeit entstanden sei. Den Neubau von Wohnungen könne man nicht mehr in der bisherigen Weise fortsetzen, da sonst eine erhebliche Entwertung des Althausbesitzes entstehe und außerdem das in Neubauten zur Zeit des hohen Bauindex investierte Kapital in bedeutendem Ausmaß in Gefahr gerät. Der Althausbesitz müsse wieder lebensfähig gemacht werden. Bauen solle man dort, wo es vom Standpunkt der Produktion aus zu verantworten sei. So müsse vor allem die Stadtrandsiedelung in der Nähe großer Städte an Stellen mit guten Verkehrsverbindungen sowie die Siedlungstätigkeit auf dem Lande gefördert werden.

In den Richtlinien, die der Reichsfinanzminister den Ländern und Gemeinden zum Ausgleich der Haushalte gegeben hat, wird u. a. bezüglich der Bautätigkeit folgendes empfohlen: „Bauten sind zu unterlassen, wenn die Mittel für Wohlfahrtserwerbslose nicht voll vorhanden sind. Wenn nötig, soll überhaupt von dem Bau von Verwaltungsgebäuden und Schulen abgesehen werden. Auch hält es der Reichsfinanzminster für angezeigt, den Neubau von Hotels, Gaststätten, Pensionen, Theatern, Kinos und ähnlichen Dingen mit hohen Verwaltungsgebühren oder sonstigen Lizenzgebühren zu belasten."

Keine innerdeutschen Wirtschaftsgrenzen! Der Reichswirtschaftsminister hat an die Regierungen der Länder ein Schreiben gerichtet, in dem er darauf hinweist, es seien ihm in letzter Zeit zahlreiche Klagen über die Bestrebungen einzelner öffentlicher Beschaffungsstellen mitgeteilt worden, bei der Vergebung von Aufträgen das orts- oder bezirksansässige Gewerbe gegenüber auswärtigen Bietern in wirtschaftlich nicht zu rechtfertigender Weise zu bevorzugen. Die Berechtigung zu einer besonderen Berücksichtigung ortsansässiger Unternehmer könne, wie es in dem Schreiben heißt, nur insoweit anerkannt werden, als sie sich im Rahmen der Bestimmungen der „Verdingungsordnung für Bauleistungen" bewege. Dagegen würde ein grundsätzlicher Ausschluß auswärtiger Bieter oder aber ihre Nichtberücksichtigung trotz öffentlich günstigerer Angebote gesamtwirtschaftlich äußerst ungünstige Wirkungen haben. Der Reichswirtschaftsminister präzisiert seine Auffassung dahin, daß regionale Abgrenzungen, die die Einheitlichkeit des deutschen Wirtschaftsgebietes aufheben, bei Vergebung öffentlicher Körperschaften keinesfalls Platz greifen dürfen, und daß es notwendig ist, einer derartigen Entwicklung rechtzeitig und mit Nachdruck entgegenzutreten. Der Reichswirtschaftsminister bittet daher die Länderregierungen, ihre Beschaffungsstellen noch einmal anzuweisen, bei den Vergebungen seiner Anregung entsprechend zu verfahren, und im gleichen Sinne auch auf die Gemeinden und sonstige ihrer Aufsicht unterstehenden öffentlichen Körperschaften einzuwirken.

Wie der Amtliche Preußische Pressedienst mitteilt, hat der Preußische Minister für Handel und Gewerbe zugleich im Namen des Ministerpräsidenten und sämtlicher Staatsminister in einem Runderlaß die Behörden sämtlicher Zweige der Preußischen Staatsverwaltung ersucht, bei der Vergebung von Aufträgen entsprechend den Anweisungen des Reichswirtschaftsministers zu verfahren.

Die internationale Arbeitslosigkeit. Das Internationale Arbeitsamt gibt die Zahl der Arbeitslosen in den einzelnen Ländern bekannt wie folgt:

Land	Juli 1931	Vorjahr
Italien	670 300	372 000
Irland	28 700	26 000
Lettland	6 390	3 680
Norwegen	37 000	24 000
Polen	330 200	240 000
Schweiz	16 100	8 800
Ungarn	28 100	21 000
Vereinigte Staaten	6 300 000	—
Australien	113 600	63 100
Belgien	70 400	13 700
Dänemark	39 000	29 500
Deutschland	4 100 000	2 841 000
Danzig	24 400	18 309
Frankreich	41 100	1 019
Finnland	48 400	7 820
Großbritannien	2 507 000	736 900

Schwarzarbeiter und unzuverlässige Unternehmer im Baugewerbe. Der Preußische Handelsminister weist in einem Erlaß an die Regierungspräsidenten und den Polizeipräsidenten von Berlin darauf hin, daß nach § 35 Abs. 5 der Gewerbeordnung der Betrieb des Gewerbes als Bauunternehmer und Bauleiter sowie einzelner Zweige des Baugewerbes zu untersagen ist, wenn Tatsachen vorliegen, welche die Unzuverlässigkeit des Gewerbetreibenden dartun. Diese Vorschrift gilt nicht nur für Maurer, Zimmerer und Steinmetze, sondern auch für andere Gewerbetreibende, deren Mitwirkung bei Herstellung und Instandsetzung von Bauten in Frage kommt. Da darüber geklagt wird, daß sich vielfach ungeeignete Personen mit der Ausführung von Bauarbeiten befassen, insbesondere dann, wenn es sich um sogenannte Schwarzarbeit handelt, sind die Ortspolizeibehörden anzuweisen, die in Frage kommenden Gewerbetreibenden sorgfältig zu beobachten, neu eröffnete Betriebe und namentlich Schwarzarbeiten aller Art zu überwachen, Klagen über Unzuverlässigkeit solcher Unternehmer nachzugehen und gegebenenfalls wegen Untersagung des Gewerbebetriebes das Erforderliche zu veranlassen. Enge Zusammenarbeit der Polizei- und Verwaltungsbehörden mit den gesetzlichen Körperschaften des Handwerks ist gerade auf diesem Gebiete durchaus notwendig.

Die Reichsaufsicht über die Bausparkassen. Das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung gibt unter dem 25. August 1931 folgendes bekannt:

Am 1. Oktober 1931 beginnt die Beaufsichtigung der privaten Bausparkassen durch das Reichsaufsichtsamt für Privatversicherung in Berlin auf Grund des Gesetzes über die Beaufsichtigung der pri-

vaten Versicherungsunternehmungen und Bausparkassen vom 6. Juni 1931 — RGBl. S. 315 — (nachfolgend „VAG." bezeichnet.)

Bausparkassen, die am 1. Oktober 1931 in Liquidation sind oder über deren Vermögen Konkurs eröffnet ist, fallen für die Dauer er der Liquidation oder des Konkurses nicht unter die Aufsicht des Reichsaufsichtsamts (§ 133 Abs. 3 VAG).

Bei den Bausparkassen sind zu unterscheiden: a) Bausparkassen, die am 31. Dezember 1929 nach dem Gesetz über Depot- und Depositengeschäfte am 26. Juni 1925 (RGBl. I S. 89) zum geschäftsmäßigen Betriebe von Depot- und Depositengeschäften berechtigt gewesen sind, und b) solche, welche dieses Recht nicht besaßen.

I. Die zu a) bezeichneten Bausparkassen bedürfen nach § 133, Abs. 1 VAG. keiner Erlaubnis für den weiteren Geschäftsbetrieb. Sie haben dem Reichsaufsichtsamt nachzuweisen, daß sie am 31. Dezember 1929 zum geschäftsmäßigen Betriebe von Depot- und Depositengeschäften berechtigt gewesen sind. Soweit es sich um eingetragene Genossenschaften handelt, ist die rechtzeitige Anzeige des Geschäftsbetriebs bei der obersten Landesbehörde und deren Entscheidung, ob die Voraussetzungen für die Berechtigung vorgelegen haben, nachzuweisen (§ 4 Abs. 2, Nr. 4, § 6 des Gesetzes über Depot- und Depositengeschäfte vom 26. Juni 1925 — RGBl. I, S. 89 —).

Im übrigen haben diese Bausparkassen im Oktober 1931 ihren Geschäftsplan einzureichen (§ 133 Abs. 1, Satz 1 VAG). Einen Anhalt für die hierunter fallenden Angaben bieten die §§ 116 und 5 in Verbindung mit § 112 Abs. 1 VAG. Danach gehören zum Geschäftsplan u. a. die Angabe des Zwecks und der Einrichtung der Bausparkasse und des Bezirks des Geschäftsbetriebs, der Gesellschaftsvertrag, die allgemeinen Spar- und Darlehnsbedingungen und die fachlichen Geschäftsunterlagen. Unter den fachlichen Geschäftsunterlagen sind insbesondere die Berechnungen zu verstehen, welche die Erfüllbarkeit etwaiger Angaben über die Wartezeiten rechtfertigen sollen.

Zur Vervollständigung der Beurteilung der Bausparkasse sind ferner dem Reichsaufsichtsamt je 3 Stück der von ihr herausgegebenen Drucksachen, insbesondere der Werbeschriften, Staffeln (Tarife) und der bisher erschienenen Nummern der von ihr etwa herausgegebenen Zeitschrift einzusenden. Weiterhin sind — gleichfalls in je drei Stücken — die seit dem Bestehen der Bausparkasse aufgestellten Rechnungsabschlüsse (Bilanz sowie Gewinn- und Verlustrechnung) und Jahresberichte vorzulegen.

II. Die zu b) bezeichneten Bausparkassen, die also nicht das Depot und Depositenrecht besaßen und über den 1. Oktober 1931 hinaus Geschäfte betreiben wollen, bedürfen der Zulassung (§ 112 VAG.).

Sie können, wenn sie im Oktober 1931 einen Antrag auf Erlaubnis zum Geschäftsbetriebe stellen, bis zur Entscheidung über diesen Antrag den bisherigen Geschäftsbetrieb fortsetzen (§ 133 Abs. 2 VAG). Mit dem Antrag auf Erlaubnis zum Geschäftsbetriebe ist nach § 112 Abs. 1 und § 5 VAG. der Geschäftsplan einzureichen, nach dem von der nunmehr beantragten Zulassung ab die Geschäfte betrieben werden sollen. Dieser Geschäftsplan hat den Vorschriften der §§ 116, 5 Abs. 2 VAG. zu entsprechen. Er hat danach u. a. den Zweck und die Einrichtung der Bausparkasse und den Bezirk des beabsichtigten Geschäftsbetriebs anzugeben, sowie die Staffeln (Tarife) unter Hervorhebung der längsten und kürzesten Wartezeit vollständig darzustellen und die im § 116 Abs. 2 unter Nr. 1—7 erforderten Angaben zu enthalten. Ferner ist der Gesellschaftsvertrag, der nach § 117 VAG. die einzelnen Geschäftsarten zu bezeichnen und die Grundsätze für die Vermögensanlage anzugeben hat, einzureichen; weiter sind die allgemeinen Spar- und Darlehnsbedingungen, welche die in § 118 Nr. 1 bis 8 VAG. angegebenen Bestimmungen zu enthalten haben, sowie die fachlichen Geschäftsunterlagen vorzulegen. — Daneben haben diese Bausparkassen den bisherigen Geschäftsplan einzureichen und zu erläutern sowie zur Vervollständigung der Beurteilung der Bausparkasse ihre Drucksachen, Rechnungsabschlüsse und Jahresberichte einzusenden; die Unterlagen, die danach vorzulegen sind, sind oben zu 1 im dritten Absatz näher bezeichnet.

Wenn eine Bausparkasse, die eine andere als die im § 114 VAG. zugelassene Rechtsform (Aktiengesellschaft, Kommanditgesellschaft auf Aktien, Gesellschaft mit beschränkter Haftung) besitzt, diese Rechtsform beibehalten will, so hat sie dies im Zulassungsantrag zu begründen (§ 133 Abs. 1 VAG.).

III. Das Reichsaufsichtsamt kann die Inhaber und Geschäftsleiter von Bausparkassen der zu a) bezeichneten Art, die den unter I angegebenen Pflichten nicht oder nicht rechtzeitig nachkommen, zur Erfüllung ihrer Verpflichtungen nach § 133 Abs 1, § 81 Abs. 3 VAG. durch Ordnungsstrafen in Geld anhalten. Inhaber und Geschäftsleiter von Bausparkassen der zu b) bezeichneten Art, die den Geschäftsbetrieb als Bausparkasse fortsetzen, ohne im Oktober 1931 einen Zulassungsantrag zu stellen, machen sich strafbar. Sie werden nach § 140 Abs. 1 VAG. mit Geldstrafe oder mit Haft oder mit Gefängnis bis zu drei Monaten bestraft.

Rechtsprechung.

Verrichtet ein Arbeiter, während er Krankengeld bezieht, vorübergehend Gelegenheitsarbeiten, so fällt diese Arbeit nicht unter die in der Krankenordnung vorgesehene Anzeigepflicht, und der Arbeiter begeht keinen Betrug zum Nachteil der Krankenkasse. (Urteil des Oberlandesgerichts Dresden vom 14. Januar 1930 — 20 St 284/29.)

Ein Tiefbauarbeiter, der im September 1928 erwerbslos geworden war und Erwerbslosenunterstützung bezog, erkrankte Anfang Oktober 1928 an Rückenmarksentzündung, ohne jedoch das Bett hüten zu müssen. Für die Zeit vom 9. Oktober 1928 bis 5. März 1929 erhielt er auf die Dauer seiner Arbeitsunfähigkeit eine tägliche Krankenhilfe von M 3,75. Er arbeitete in der Zeit vom 26. Januar bis 5. März 1929 tageweise an vierzehn Tagen als Schneeschipper. Er verdiente dafür insgesamt M 110,64, zugleich bezog er für diese Tage an Krankengeld M 52,50.

Nach der Krankenordnung der zuständigen Krankenkasse dürfen arbeitsunfähigkranke Kassenmitglieder durch ihr Verhalten die Genesung nicht hindern, insbesondere keine Erwerbsarbeiten und keine schweren häuslichen Arbeiten (Waschen, Scheuern, Maschinennähen, Holz zerkleinern usw.) verrichten. Alle arbeitsunfähigen Kranken sind verpflichtet, die Wiederaufnahme der Arbeit dem Arzt und der Kassenverwaltung unverzüglich anzuzeigen.

Nach Ansicht des Oberlandesgerichts erhält der Versicherte in dem Krankengeld keinen vollen Ausgleich für den Wegfall des Arbeitsverdienstes. Es ist ihm nicht schlechthin verwehrt, durch entgeltliche Beschäftigung während der Dauer der Arbeitsunfähigkeit zum Krankengeld etwas hinzuzuverdienen. Er braucht jedoch nicht jede Beschäftigung der Kasse anzuzeigen. Unter Wiederaufnahme der Arbeit ist nur eine ständige, nicht aber bloß vorübergehende gelegentliche Arbeit zu verstehen. Der Tiefbauarbeiter hatte daher keine Rechtspflicht, seine Arbeit und seinen Verdienst als Schneeschipper der Kasse anzuzeigen, zumal nach den gemachten Feststellungen die Arbeitsunfähigkeit während der in Betracht kommenden Zeit noch fortbestanden hat. Auch das Verbot der Verrichtung von Erwerbsarbeiten der Krankenordnung kann eine Rechtspflicht zur Mitteilung von der Vornahme solcher verbotener Arbeiten nicht begründen, sondern höchstens bei Zuwiderhandlung eine Ordnungsstrafe durch den Kassenvorstand zur Folge haben. Bestand demnach keine Anzeigepflicht hinsichtlich der verrichteten Gelegenheitsarbeit, so liegt in dem Fortbezug des Krankengeldes auch kein Betrug zum Nachteil der Kasse.

Zur Haftung der Baupolizeibehörde für Amtspflichtsverletzung. (Urteil des Oberlandesgerichts Marienwerder vom 21. April 1931 — II W 207/31.)

Verletzt ein Beamter vorsätzlich oder fahrlässig die ihm einem Dritten gegenüber obliegende Amtspflicht, so hat er dem Dritten den daraus entstehenden Schaden zu ersetzen. (§ 839 B.G.B.) Die Verantwortlichkeit trifft grundsätzlich den Staat, in dessen Dienst der Beamte steht. Der Rückgriff gegen den Beamten bleibt vorbehalten. (Art. 131 Reichsverf.)

Voraussetzung für die Haftung ist die Verletzung der dem Beamten einem Dritten gegenüber obliegenden Amtspflicht. Es muß sich also um Angelegenheiten handeln, die zu den Amtsgeschäften des betreffenden Beamten gehören. Die Baupolizei wird ausschließlich in öffentlichem Interesse tätig. Sie hat nicht die privatrechtlichen Belange des Baueigentümers zu wahren. Es kann daher die Haftung der Baupolizei nicht auf die Unrichtigkeit einer Bescheinigung gegründet werden, nach der die von ihr gerügten Mängel eines Baus inzwischen beseitigt sind.

Die dreijährige Verjährung des Anspruchs aus § 831 B.G.B. (Haftung des Geschäftsherrn für seine Angestellten), wie auch des Anspruchs aus § 836 B.G.B. (Haftung für Ablösung von Teilen eines mit einem Grundstück verbundenen Werkes), beginnt mit dem Zeitpunkt, in dem der Verletzte von dem Schaden und der Person des Ersatzpflichtigen Kenntnis erlangt hat, d. h. in den Besitz der für eine Klageerhebung erforderlichen tatsächlichen Unterlagen gekommen ist. Die Kenntnis etwaiger Einreden oder Einwendungen des Ersatzpflichtigen ist unerheblich. (Urteil des Reichsgerichts, IX. Civilsenat, vom 9. Mai 1931 — IX 534/30.)

Im März 1924 zeigte sich im Keller des Hauses des U. in Bad S. ein starker Wassereinbruch. Die Vermutung, es sei eine neue Quelle aufgetreten, stellte sich als unrichtig heraus. Im Spätherbst 1924 zeigte sich ein ähnlicher Wassereinbruch im Keller des benachbarten E.hofs, der dem Eigentümer von Bad S., dem P., gehörte. Wie die Nachgrabung ergab, war die Wasserleitung undicht geworden und das Wasser durch ein Drainagerohr von dort in den E.hof gelangt. Die Badeverwaltung beseitigte daraufhin die Undichtigkeit. U. behauptet nun, für diesen Wasserrohrbruch, verursacht durch mangelhafte Ausbesserung eines älteren Bruchs, sei P. verantwortlich. Auch habe er nicht alsbald nach Anzeige des Wassereinbruchs in den Keller des Hauses des U. die Wasserleitung nachgeprüft, sondern damit gewartet, bis das Wasser auch in den E.hof gedrungen sei. U. hat gegen P. auf Ersatz eines Schadens von M 150 000 geklagt. Nach längeren erfolglosen Vergleichsverhandlungen wurde die Klage im November 1928 zugestellt. P. hat der Klage die Einrede der Verjährung entgegengesetzt. U. habe bereits im Dezember 1924 von dem gesamten Sachverhalt Kenntnis gehabt, die Verjährung von drei Jahren gemäß § 852 B.G.B. sei daher zur Zeit der Zustellung der Klage im November 1928 abgelaufen gewesen.

Das Reichsgericht hält mit den Vorinstanzen die Einrede der Verjährung für begründet. U. hat den P. zunächst gemäß § 831 B.G.B. als Geschäftsherrn für die Verfehlungen seiner Badedirektion verantwortlich gemacht. Dem U. war bekannt, daß die Badedirektion keine selbständige Rechtspersönlichkeit, sondern eine bloße Verwaltungsstelle des P. ist. Die Verjährung des Anspruchs aus § 831 B.G.B. beginnt mit dem Zeitpunkt, in dem der Verletzte von dem Schaden

und der Person des Ersatzpflichtigen Kenntnis erlangt hat, d. h. in dem er in den Besitz der für eine Klageerhebung erforderlichen tatsächlichen Unterlagen gekommen ist. Hierbei kommt es nicht darauf an, ob dem U. als Verletzten klar war, inwieweit dem P. persönlich ein Verschulden zur Last fällt oder dieser sich für die Verfehlungen seiner Angestellten entlasten konnte. Keineswegs durfte U. mit der Geltendmachung seiner Ansprüche bis zur Aufklärung dieser Umstände zögern. Dasselbe gilt für § 836 B.G.B., der hier ebenfalls zur Anwendung kommen kann. Eine im Erdboden liegende Rohrleitung ist ohne Zweifel ein mit einem Grundstück verbundenes Werk. Als „Ablösung von Teilen" ist jede Trennung oder Lockerung der Verbindung des Teiles mit dem übrigen unversehrt bleibenden Ganzen oder auch nur in seinem eigenen inneren Zusammenhang anzusehen. Auch hier genügt für den Beginn der Verjährung, daß dem Verletzten der Sachverhalt bekannt ist, der eine Klage aus § 836 B.G.B. rechtfertigt.

Der Eigentümer kann die Beseitigung eines auf seinem Grundstück mit seiner Einwilligung errichteten Baues nicht verlangen. (Urteil des Reichsgerichts, IV. Civilsenat, vom 16. Februar 1931 — IV 421/30.)

S. hatte als Bürgermeister der Stadtgemeinde G. mit B. einen Vertrag geschlossen, durch den sich B. verpflichtete, der Stadtgemeinde B. ein ihm gehörendes Grundstück unentgeltlich zur Verfügung zu stellen, aber berechtigt sein sollte, es gegen Ersatz der Kosten des darauf zu errichtenden Gebäudes wieder zu erwerben. Aus Mitteln der Gemeinde S. wurde auf dem Grundstück des B. ein Haus errichtet. Der Magistrat der Gemeinde S. versagte jedoch dem mit B. geschlossenen Vertrage die Genehmigung. Dieser wurde infolgedessen unwirksam. Die Gemeinde S. betrachtete B. als Bauherrn und verlangte durch Klage von ihm Ersatz ihrer Aufwendungen für den Hausbau. Sie stützte ihre Ansprüche auf Geschäftsführung ohne Auftrag und auf ungerechtfertigte Bereicherung.

Die Vorinstanzen haben die Klage der Gemeinde S. abgewiesen. B. ist Eigentümer des Grundstücks geblieben, damit auch Eigentümer des auf seinem Grundstück errichteten Hauses geworden. Durch die Herstellung des Gebäudes führte die Gemeinde S. ein fremdes Geschäft aus, jedoch in der irrtümlichen Annahme, es sei ein eigenes Geschäft, da der in Aussicht genommene Erwerb des Grundstücks durch die Versagung der Genehmigung verhindert wurde. Es liegt daher keine Geschäftsführung ohne Auftrag durch die Gemeinde S. vor. Ein Bereicherungsanspruch entfällt aber, weil B. die Beseitigung des Gebäudes gemäß § 1004 des B.G.B. verlangen kann.

Das Reichsgericht hat aufgehoben und zurückverwiesen. § 1004, Abs. 1, B.G.B. ist nicht anwendbar. Das Gebäude wurde mit Wissen und Willen des B. auf seinem Grundstück errichtet. Er selbst hat in weitgehender Weise an der Bauausführung mitgewirkt. Er hat die Erteilung der Bauerlaubnis beantragt. Er hat die Bauausführung beaufsichtigt und die Abrechnungen und Lohnzettel bestätigt. Allerdings hatte das Verhalten des B. darin seinen Grund, daß er die Genehmigung des Vertrages durch den Magistrat erwartete. Durch deren Versagung und die damit verhinderte Übereignung des Grundstücks wird die Tatsache seines Einverständnisses und seiner Mitwirkung an der Bauausführung nicht beseitigt. B. kann daher die Beseitigung des Hauses nicht verlangen.

Die durch Festsetzung der Baufluchtlinie gemäß § 29 der mecklenburgisch-schwerinschen Verordnung vom 21. Juni 1886 herbeigeführte Baubeschränkung ist eine Enteignung im Sinne von Art. 153 Reichsverfassung und verpflichtet zur Entschädigung. (Urteil des Reichsgerichts, III. Civilsenat, vom 3. März 1931 — III. 165/30.)

R. reichte als Eigentümer eines Geschäfts- und Wohnhausgrundstücks bei der Gemeinde W. ein Baugesuch ein. Er wollte sein Grundstück durch Einbau von Läden gewinnbringender gestalten. Einige Zeit vorher hatte die Gemeinde W. gemäß der mecklenburgisch-schwerinschen Verordnung vom 21. Juli 1886 eine Baufluchtlinie aufgestellt, welche durch das Grundstück des R. verläuft und gemäß § 29 der gesamten Verordnung den geplanten Umbau unzulässig machte. Die Baupolizeibehörde der Gemeinde W. erwiderte auf das Baugesuch des R., daß sie eine Ausnahme von dem Bauverbot befürworten wolle, wenn sich R. bindend verpflichtet, daß der durch den Umbau entstandene Mehrwert seines Grundstücks bei einer späteren, auf Grund der Baufluchtlinie vorzunehmenden Enteignung nicht in Anrechnung komme. R. lehnte diesen Vorschlag ab. Sein Baugesuch wurde daraufhin zurückgewiesen. R. verlangt nunmehr durch Klage von der Gemeinde W. Ersatz des Schadens, der ihm durch die Verweigerung der Genehmigung entstanden ist. Nach seiner Ansicht ist die durch die Fluchtlinienziehung eingetretene Baubeschränkung eine Enteignung, die gemäß Art. 153 Reichsverfassung zur Entschädigung verpflichtet.

Das Reichsgericht ist der Auffassung des R. beigetreten. § 29 der genannten Verordnung ordnet die Unzulässigkeit von Neubauten, Umbauten und Ausbauten insoweit an, als das bebaute Grundstück von der Baufluchtlinie betroffen wird und Bauten über diese hinaus errichtet werden sollen. Hierin liegt keine generelle Einschränkung des Eigentums und keine allgemeine, alle Eigentümer beim Vorliegen gewisser Voraussetzungen treffende Pflicht. Nur die von einer jeweilig festgesetzten Baufluchtlinie betroffenen Eigentümer werden in ihren Rechten beeinträchtigt und außerdem nur für die Teile ihrer Grundstücke, die in die Fluchtlinie fallen. Durch die Fluchtlinienziehung wird ein eng begrenzter Kreis von Eigentümern betroffen. Die Beschränkung des Eigentums tritt erst durch die Festsetzung und Offenlegung der Fluchtlinie, also durch den Einzeleingriff, ein. R. war in der Lage, durch den Einbau von Läden sein Grundstück in erheblichem Umfange gewinnbringender zu gestalten. Die durch die Festsetzung der Baufluchtlinie eingetretene Baubeschränkung ist sonach eine Enteignung im Sinne von Art. 153 Reichsverf., welche zur Zahlung einer angemessenen Entschädigung verpflichtet.

Zwar ist in § 30 der genannten Verordnung eine Entschädigung für den Fall der Übernahme der Grundfläche durch die Gemeinde vorgesehen. Damit wird eine sofortige Entschädigung überhaupt ausgeschlossen und eine künftige Entschädigung von gewissen Bedingungen abhängig gemacht, deren Erfüllung nicht in der Macht des betroffenen Eigentümers liegt. Für diesen bleibt es völlig ungewiß, ob und wann die Gemeinde die betreffende Grundfläche übernimmt. Damit ist die in Art. 153 Reichsverf. vorgesehene angemessene Entschädigung für die eingetretene Baubeschränkung nicht gewährleistet. § 30 steht daher den Ansprüchen des R. nicht entgegen.

Die Erteilung der Abbruchserlaubnis gemäß § 2, Abs. 1, Wohnungsmangelgesetz kann nicht von der Zahlung einer Geldsumme abhängig gemacht werden. (Urteil des Reichsgerichts, III. Civilsenat, vom 23. Januar 1931 — III 117/30.)

L. wollte auf einem von ihm erworbenen Grundstück ein bereits vorhandenes Haus abreißen und durch einen Neubau ersetzen. Der Neubau wurde durch die Baupolizei genehmigt. Die Stadtgemeinde R. verlangte vor Erteilung der Abbruchserlaubnis gemäß § 2, Abs. 1, Wohnungsmangelgesetz als Ersatz für den Abriß des Hauses und die dadurch der Zwangsbewirtschaftung verloren gehenden Räume den Betrag von 25 000 RM. Nach Zahlung der 25 000 RM wurde die Abbruchserlaubnis gegeben. L. ließ das alte Haus abreißen und den Neubau errichten. Er verlangt nunmehr durch Klage gegen die Stadtgemeinde R. Rückzahlung des von ihm zu Unrecht gezahlten Betrages.

Das Reichsgericht hat der Klage des L. stattgegeben. Abs. 1 vom § 2 Wohnungsmangelgesetz bestimmt, daß Gebäude oder Teile von Gebäuden nicht ohne vorherige Zustimmung der Gemeindebehörde abgebrochen werden dürfen. Dafür, daß diese Zustimmung von einer Gegenleistung, insbesondere von einer Gebühr oder sonstigen geldlichen Vergütung abhängig gemacht werden dürfe, ist aus dem Gesetz nicht zu entnehmen. Unerheblich ist dabei, ob durch den Abbruch der Zwangsbewirtschaftung Wohnraum verloren geht. Es hätte dem Wohnungsamt der Stadgemeinde R. freigestanden, unter diesem Gesichtspunkt die Zustimmung zum Abbruch zu verweigern. Es konnte aber nicht die Zustimmung von einer gesetzlich nicht zugelassenen Gegenleistung abhängig machen. Die Ausübung der behördlichen Befugnis zur Erteilung der Abbruchserlaubnis konnte nicht an die Erfüllung einer privaten Gegenleistung geknüpft werden. Überhaupt dürfen Hoheitsakte, die in das Ermessen einer Behörde gestellt sind, ohne ausdrückliche gesetzliche Ermächtigung nicht von Geldzahlungen oder anderen Gegenleistungen des Gesuchstellers abhängig gemacht werden. Das Wohnungsamt der Stadtgemeinde R. hatte daher die von L. gezahlte Geldsumme rechtswidrig eingefordert. L. hat sie ohne Rechtsgrund bezahlt und kann sie als rechtlose Bereicherung zurückfordern.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 6. Januar 1928, S. 18.

Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 33 vom 20. August 1931.

Kl. 7 f, Gr. 10. B 140 432. Dr.-Ing. e. h. Theodor Buchholz, Berlin-Zehlendorf, Schwerinstr. 26. Verfahren zur Herstellung eiserner Bahnschwellen mit Schienenführungsrippen. 20. XI. 28.

Kl. 19 c, Gr. 2. T 37 001. Dr. Horst Averbeck, Berlin W 15, Kaiserallee 20. Verfahren zum Herstellen von Fugen in Betonstraßen. 31. V. 29.

Kl. 19 c, Gr. 11. D 84.30. Deutsche Asphalt-Aktiengesellschaft der Limmer und Vorwohler Grubenfelder, Hannover. Heizbare Vorrichtung zum Einebnen von Asphaltbelägen. 5. IV. 30.

Kl. 37 d, Gr. 40. K 116 506. Wilhelm Kau, Euskirchen, Luisenstr. 3. Lehrgestell zum lotrechten und schrägen Aufführen von Mauerwerk, insbes. von Tür- und Fenstergewändern. 10. IX. 29.

Kl. 37 f, Gr. 2. L 137.30. Wilhelm Laggenau, Kassel, Kohlenstr. 35. Grünfuttersilo aus Stahlblech mit Isolierauskleidung; Zus. z. Anm. L 74 710. 28. VIII. 30.

Kl. 37 f, Gr. 2. S 87 737. Société d'Exploitation des Brevets „Monnoyer", Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. F. C. Boetticher, Pat.-Anw., Görlitz. Futtersilo mit Einrichtung zum Abführen der Säfte. 2. X. 28. Frankreich 7. X. 27 und 4. II. 28.

Kl. 38 h, Gr. 2. G 59. 30. Grubenholzimprägnierung G.m.b.H., Berlin W35, Lützowstr. 33—36. Holzkonservierungsmittel. 15.IV.30.

Kl. 42 c, Gr. 9. H 118 170. Ikarus Internationale Patentverwertungs-A.-G., Vaduz, Fürstentum Liechtenstein; Vertr.: Dipl.-Ing. M. Morin, Pat.-Anw., Berlin W 57. Kartierungsgerät für Meßbildpaare. 10. IX. 28.

Kl. 80 a, Gr. 7. H 120 454. Kristian Hindhede, Kopenhagen, Dänemark; Vertr.: Dipl.-Ing. F. Brackertz, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Fördervorrichtung für fertig gemischten Beton. 18. II. 29. Dänemark 5. II. 29.

Kl. 80 a, Gr. 7. K 117 074. Koehring Company, Milwaukee, Wisconsin, V. St. A.; Vertr.: Dr.-Ing. F. Herzfeld-Wuesthoff u. Dr. F. Herzfeld-Hoffmann, Pat.-Anwälte, Berlin W 10. Betonmischmaschine. 15. X. 29. V. St. Amerika 7. II. 29.

Kl. 80 a, Gr. 34. C 162. 30. Société „Satujo", Société Anonyme de Construction de Tuyaux sans joints Système Cravetto, Breveté S. G. D. G., Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Verfahren und Formkern zum Herstellen von Zementrohrleitungen in beliebigen Längen am Orte ihrer Verwendung. 26. IV. 30. Frankreich 31. VIII. 29.

Kl. 80 b, Gr. 1. C 177. 30. Chemische Fabrik Grünau Landshoff & Meyer Akt.-Ges., Berlin-Grünau. Verfahren zur Verbesserung von Zement, Zementmörtel oder Beton. 13. V. 30.

Kl. 80 b, Gr. 1. K 302. 30. Sebastian Körbl, München, Zielstattstraße 55. Verfahren zur Entlüftung von erhärtenden Massen durch Vakuum. 15. VII. 30.

Kl. 80 b, Gr. 9. C 43 875. Mario Cases, Vercelli, Italien; Vertr.: A. Elliot, Pat.-Anw., Berlin W 30. Verfahren zur Herstellung von hitzebeständigen, wärme- und schallisolierenden Massen. 19. X. 29. Italien 24. X. 28.

Kl. 84 a, Gr. 2. St 56. 30. August Staschen, Buer-Beckhausen, Emscher Str. 6 a. Rüstung zur Ausführung des Verfahrens zum Auskleiden des benetzten Querschnittes eines Wasserlaufs mit Sohlschalen und Böschungsplatten nach Pat. 481 580; Zus. z. Pat. 481 580. 27. VIII. 30.

Kl. 84 a, Gr. 5. T 37 287. Carl Tiburtius, Kiel, Bartelsallee 22. Dalben mit einem dem Kernpfeiler vorgelagerten Schutzfender. 20. VII. 29.

Kl. 85 h, Gr. 11. K 32. 30. Edward George Kelley u. Charles Edward Zirkle, Greenville, Ohio, U. S. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. Felix Neubauer, Pat.-Anw., Berlin W 9. Einrichtung zur Verhinderung der Rücksaugung von Abwasser bei Wasserleitungen. 24. III. 30.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Handbuch der Wünschelrute von Klinckowstroem — Maltzahn — Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. RM 16,—, gebd. RM 18,—.

Im Jahre 1746 schrieb der Helmstedter Physiker J. G. Krüger: „Es sind also die Experimente mit der Wünschelruthe Würkungen, welche von ihrer Schwere und Elastizität nebst der seltsamen Arth, die Wünschelruthe zu halten, herrühren. Kömmt nun ein bisgen Aberglaube und Betrügerei darzu: so ist die Kunst vollkommen." Aber schon lange vorher standen sich diejenigen, die in der Wünschelrute ein bewährtes Hilfsmittel zur Auffindung von Erzen, Wasser u. a. m. und diejenigen, die in der Wünschelrute ein Symbol der Taschenspielerkunst erblickten, in unüberbrückbarem Gegensatz.

Erst als im Jahre 1902 der Landrat Cai v. Bülow-Bothkamp im „Prometheus" seine Erfahrungen als Rutengänger veröffentlichte und damit zu einer lebhaften Debatte in Deutschland Veranlassung gab, die zum Teil sehr scharfe Formen annahm, wurde dem Phänomen ernstere Beachtung geschenkt. Der Professor Albert Heim in Zürich, ein Geologe von Weltruf, hatte den Mut, seinen Fachkollegen, deren Mehrzahl in dem Auftauchen der Wünschelrutenfrage das Wiedererwachen des Aberglaubens und einen Unfug erblickten, mit ruhiger Sachlichkeit entgegenzutreten. Er schrieb: „Ich habe eine ganze Anzahl von Fällen zu beobachten gehabt, wo die Wünschelrute ein vortreffliches Resultat gegeben hat, obschon zu einer vorausgehenden richtigen Idee gar keine Möglichkeit vorhanden war." In treffendster Weise hat Heim die Wünschelrute den „Fühlhebel einer nervösen Erregung des Körpers" genannt.

Es war, angesichts der sich immer noch schroff gegenüberstehenden Ansichten über das Wünschelrutenproblem, eine höchst verdienstvolle Arbeit der Verfasser, deren Objektivität und Stellung zur kritischen Wissenschaft unbestritten ist, sich mit dieser Frage auseinanderzusetzen.

Zum erstenmal ist im vorliegenden Werk das umfangreiche, im Laufe von Jahrhunderten angesammelte Material kritisch verarbeitet, und es muß anerkannt werden, daß — soweit unsere Erkenntnis reicht — eine wesentliche Klärung des ganzen Fragenkomplexes durch diese Arbeit erreicht worden ist.

Es ist bisher nicht gelungen, die Ursachen des auf den Rutengänger ausgeübten Reizes restlos zu klären. Die Lösung dieses Teilproblems wird auch dadurch erschwert, daß es, nach den Verfassern, sich nicht nur um physikalische, sondern ausgesprochene geophysikalische Einflüsse handelt, die in ungezählter Menge auftreten, von unseren Sinnesorganen aber in höchst beschränktem Umfang aufgenommen werden können.

Der vom Körper aufgenommene Reiz wird dem Rückenmark oder Gehirn zugeleitet. Der Weg und die hierbei zu überwindenden Hindernisse vom Rückenmark bis zu den Muskeln bedingen die Ausschläge der Rute.

Auf Grund der in dem Werk behandelten zahlreichen nachgeprüften Ergebnisse von Rutengängen kommen die Verfasser zu dem Ergebnis, daß einfachere Arbeiten von Rutengängern auf Wasser ohne weiteres berechtigt sind, allerdings unter dem Vorbehalt, daß die Rutengänger in allen ihren Angaben statistisch überprüft und kontrolliert werden. Unterläßt man diese Kontrolle, so wird mehr Schaden als Nutzen angerichtet. Auf Erzlagerstätten sollten Rutengänger nur mit allergrößter Vorsicht verwandt werden. Die Verfasser sind aber der Meinung, daß der Wünschelrute in der Petroleumindustrie eine Zukunft bevorsteht.

Das Werk kann jedem, der sich ein Urteil auf dem so umstrittenen Gebiet der Wünschelrute bilden will, wärmstens empfohlen werden.

G. de Thierry.

Die Berechnung der Stauhöhe bei Wehren. Von Prof. E. Jacoby, Riga. Kommissionsverlag von Walter und Rapa, Riga 1931. 52 Seiten. Preis RM 3,50.

Aus über 100 Überfallmessungen an einem leicht abgerundeten und an einem scharfkantigen Wehr leitet der Verfasser einige neue, teilweise sehr handliche Wehrformeln ab und kommt zu dem Ergebnis, daß drei charakteristische Überfallzustände: der vollkommene und unvollkommene Überfall sowie das Überströmen zu unterscheiden sind. Die neuen Formeln sind aus dem Bernoullischen Energieprinzip durch Einführung der Druckhöhe im Überfallquerschnitt — die bekanntlich wegen des auftretenden Unterdrucks kleiner als die entsprechende Wassertiefe ist — entwickelt, wobei allerdings nicht die gemessene, sondern die aus der mittleren Geschwindigkeit im Überfallstrahl errechnete Druckhöhe eingesetzt ist. Es hätte zweifellos einen erheblichen Fortschritt zu einer theoretisch einwandfreien Erfassung des Überfallproblems bedeutet, wenn sich der Verfasser hätte entschließen können, die allerdings zeitraubende und umständliche Auswertung der nach seinen Angaben zahlreich vorgenommenen Druckmessungen zur Bestimmung der mittleren Druckhöhe durchzuführen.

Dr. Musterle.

Der Schnittholzplatz. Richtlinien für wirtschaftliches Fördern in Sägewerksbetrieben. Teil III: Fördern, Stapeln, Pflege des Holzes. Im Auftrage des Ausschusses für wirtschaftliche Fertigung (AWF) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit bearbeitet von Dipl.-Ing. E. Zodel, Rosenheim. Bestellnummer AWF 232 beim Beuth-Verlag G. m. b. H., Berlin S 14. Preis RM 4,50.

Während Teil I der „Richtlinien" das Fördern auf dem Rundholzplatz, Teil II das Fördern in der Sägehalle behandelt haben, wendet sich Teil III dem Schnittholzplatz als jenem wichtigen Teil eines Sägewerks zu, auf dem die Lagerung und Pflege der Sägewerkserzeugnisse vorzunehmen ist, die für die Güte dieser Erzeugnisse von so großer Bedeutung sind. Wesen, Bedeutung, Lage, Beschaffenheit und Größe des Schnittholzplatzes, seine Gleis- und Förderungsanlagen, die Arbeitsvorgänge auf diesem Platz werden, getrennt für besäumtes Schnittholz und für Blockware, sehr klar und übersichtlich und durch gute Abbildungen belebt eingehend beschrieben. Die Bestimmungen für Feuerschutz und Feuerversicherung sind berücksichtigt worden. Die Darlegungen, die der Verfasser ausdrücklich als Anregungen aufgefaßt wissen will, die den jeweils vorliegenden örtlichen Verhältnissen anzupassen sind, werden bei sinngemäßer Übertragung in hohem Maße zu einer Verbesserung der Wirtschaftlichkeit der Schnittholzplätze beizutragen vermögen. In gesunder Weise sehen die Ausführungen

eine Rationalisierung nicht in dem übertriebenen unentwegten Ersatz der Handarbeit durch mechanische Einrichtungen, was gerade für Sägewerke nicht unwichtig ist. Als Techniker einer Großstadt, wo man im allgemeinen nur Holz bekommt, auf dem tags zuvor noch die Vögel gepfiffen haben, wo also Holzpflege ein zweifelhaftes Ding ist, liest man etwas wehmütig in diesem Büchlein. Um so lebhafter aber kann man sein Erscheinen begrüßen und seine Verbreitung wünschen als Mahner und als Weg zu einer wirtschaftlichen Holzpflege und als Förderer guter Schnittholzplätze. Hummel.

Die Echelsbacher Brücke. Konstruktion und Ausführung des weitestgespannten Melanbogen. Mit 88 Abb. Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. F. Düll und Dipl.-Ing. R. Gerhart. Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin 1931. Preis steif geh. RM 8,40.

Die Abhandlung über „Die Echelsbacher Brücke" von Dr.-Ing. Düll und Dipl.-Ing. Gerhart ist eine schöne Bereicherung des Schrifttums über den modernen massiven Brückenbau. Die Darlegungen über Entwurf, Konstruktion und Bauausführung dieser 130 m weit gespannten Eisenbetonbogenbrücke sind sehr lesenswert und zeugen von der Beherrschung der einschlägigen in diesem Falle nicht leichten Fragen in wissenschaftlicher und baulicher Hinsicht.

Das Zusammenarbeiten der eisernen Fachwerkkonstruktion und des Mantelbetons, die Vorspannungen in der Eisenkonstruktion sowie die Beanspruchungen in den Zwischenstadien während der Freimontage des Eisens und der Betonierung der Bogen sind eingehend untersucht.

Allerdings findet man auch manche, beim Lesen auftauchende Frage nicht beantwortet, z. B. ob der Untergrund die großen Bogenschübe auf die Dauer aushält. Felsbänke, die stark geneigt einfallen und gemäß S. 3 durch dazwischenliegende Tonmergelbänder, die z. T. Wasser führen, unterbrochen sind, geben zu Bedenken Anlaß, ob die Gründung sicher genug gegen Abrutschen ist.

Ferner ist nicht näher dargelegt, warum man in der Formgebung der Brücke einen eingespannten Bogen vortäuscht, während konstruktiv ein Zweigelenkbogen ausgeführt wurde.

Weiter vermißt man eine sachliche Kostenabstimmung der verschiedenen im Wettbewerb eingegangenen Entwürfe. Die für die Urteilsbildung wichtigen Zahlen sind meist nicht die von der wirtschaftlichen Lage der einzelnen Firmen abhängigen Endsummen der Angebote, sondern diejenigen Kosten, die bei der Ausführung der Verwaltung und den Baufirmen in Wirklichkeit entstanden. Da gerade heute eine Firma mehr oder weniger geneigt ist, zu Schleuderpreisen anzubieten, und eingetretene Verluste zu verschweigen, so wäre eine Mitteilung über die tatsächlichen Kosten nach Vollendung sehr wertvoll gewesen. Die betreffenden Zahlen hätten einen Maßstab dafür abgegeben, ob die gewählte Konstruktion tatsächlich den übrigen beim Wettbewerb eingereichten Lösungen überlegen ist.

Eine auffallend hohe Beanspruchung in den Konstruktionsteilen ist zugelassen, z. B. eine Betonzugspannung von 35 kg/cm², so daß man sich fragt, ob dies auf andere Fälle übertragen werden darf.

Der zur Vereinfachung der eisernen Fachwerkkonstruktion vorgenommene Wegfall der Spreizung der Bogenrippen, die bei der schmalen, weitgespannten Brücke im Blick auf die bedeutenden Windkräfte eigentlich nötig ist, erscheint gesucht.

Die ausgeführte Brücke ist eine kühne, „wirtschaftspolitische" Tat; als eine Lösung, die auf den Ingenieur durch klare Kräfte- und Kostenverteilung vorbildlich und überzeugend wirkt, kann sie nicht angesprochen werden. Neuffer.

Die Industrialisierung im Eisenbetonbau. Von Dr.-Ing. F. Becker. Im Selbstverlag des Verfassers Berlin 1931, Auslieferung: VDI-Buchhandlung Berlin NW 7, Preis RM 6,—.

Herr Dr.-Ing. Becker hat eine fesselnde Dissertation „Die Industrialisierung im Eisenbetonbau" geschrieben. Folgerichtig wird in ihr entwickelt, wie der Eisenbetonbau zur Industrialisierung des Baubetriebes führte, wie die Eisenbetonunternehmung zum Industrieunternehmen wurde, Gedanken, die von den Verbänden der Betonindustrie wiederholt mit Nachdruck ausgesprochen und betont worden sind. Die Behauptung, das Baugewerbe sei rückständig, ist von der Betonindustrie für die von ihr gebrauchten Baumethoden und Betriebsverfahren wiederholt abgelehnt worden. In der Arbeit von Dr. Becker werden die Vorbedingungen für die Industrialisierung des Bauens und der Bauunternehmungen entwickelt und die Bedeutung gezeigt, die auf diese Entwicklung die Entstehung und Verbreitung der Eisenbetonbauweise mit den Erfordernissen wissenschaftlicher Durchforschung gehabt haben. Der Entwicklung der Eisenbetonbauweise und ihrer Anwendungsgebiete wird deshalb mit Recht ein verhältnismäßig breiter Raum gewidmet, ebenso der Organisation der wissenschaftlichen Arbeit im Eisenbetonbau, denn eine der Hauptvoraussetzungen für die technisch industrielle Entwicklung war die wissenschaftliche Forschung, die seit Entstehung der Eisenbetonbauweise mit Sorgfalt und Systematik betrieben worden ist. „Der Weg zu einer planmäßigen Betonwirtschaft kann nur über Versuche führen, für welche die Forschungsarbeit in den wissenschaftlichen Instituten unerläßliche Vorbedingung ist."

Unter dem Einfluß der wissenschaftlichen Forschung, die im Fachschrifttum ihren Niederschlag findet, wuchsen die Bauaufgaben, und mit dem Wachsen der Bauaufgaben wuchs die Ausführung der Bauwerke über das Handwerksmäßige hinaus. Die Arbeitskräfte werden spezialisiert. Der Arbeiternachwuchs wird in Lehrwerkstatten der Eisenbetonindustrie systematisch ausgebildet. Die Arbeitsvorgänge selbst werden zergliedert und dabei für die Förderung und Verarbeitung der Rohstoffe, für das Mischen der Betonmasse, ihre Beförderung und Einbringung, für die Bearbeitung der Eiseneinlagen in großem Umfang leistungsfähige maschinelle Anlagen benutzt. Die Vorbereitung und Herstellung der Schalung wird mehr und mehr vom Handwerklichen entkleidet und industriell aufgezogen, Schalungsteile und große Schalungstafeln werden mit geeigneten Geräten versetzt, weggenommen und wieder neu versetzt, gleitende Schalungen treten besonders bei Rundbauten und dergl. auf den Plan. Besondere Aufmerksamkeit wird in der Schrift auch der Anwendung der Baumaschine und der Kraftmaschine im Baubetriebe sowie der freiwilligen Selbstkontrolle der Bauausführung durch die Bauunternehmungen gewidmet.

Als entscheidende Merkmale der industriellen Betonbauunternehmung ergeben sich die kaufmännische Leitung, die Mitarbeit des Ingenieurs an Entwurf und Ausführung und die weitgehende Arbeitsteilung. Von entscheidender Bedeutung für die Industrialisierung des Baugewerbes ist aber der Eisenbetonbau selbst. Er hat nicht nur im Tiefbau, sondern auch bei größeren Bauaufgaben im Hochbau, auf den alten Arbeitsmethoden aufbauend, nach und nach neue industrielle Bauverfahren entwickelt. Man muß dem Verfasser durchaus recht geben, wenn er am Schluß seiner Schrift sagt, daß erst der Eisenbetonbau im Bauwesen eine Spezialisierung und Kombination im Sinne neuzeitlicher Industrie ermöglichte, nämlich Arbeitsteilung, Spezialisierung der Produktionsmittel und Mechanisierung des Baubetriebes. Es ergaben sich ganz neue Möglichkeiten zur Übernahme fabrikmäßiger Arbeitswege in dem Baubetrieb, die zum Teil auch grundlegenden Einfluß auf die Gestaltung der Bauwerke, die Verkürzung der Bauzeiten und namentlich auf die Wahl des Baustoffes gehabt haben.

Die Eisenbetonbauweise ist immer mehr Gemeingut des gesamten Baugewerbes geworden. Man darf beinahe behaupten, daß heute der Grad der Industrialisierung einer Bauunternehmung danach zu bemessen ist, in welchem Maße sie Eisenbetonbauten ausführt. Hieraus geht die Bedeutung der Eisenbetonbauweise für das Bauwesen und für die Wirtschaft ebenso sinnfällig hervor, wie sie durch die großen und bedeutsamen Bauwerke bewiesen ist, welche diese Bauweise aufzuweisen hat.

Das flüssig geschriebene Buch ist für alle, die mit neuzeitlichem Bauen zu tun haben und sich den Unterschied zwischen dem Bauen früherer Zeiten und der Neuzeit klarmachen wollen, wertvoll und lesenswert. Niemand wird es aus der Hand legen, ohne neue Anregungen daraus empfangen zu haben. W. P.

Die heutigen Erkenntnisse über die Wasserdurchlässigkeit des Mörtels und Betons. Mit Untersuchungen über den Einfluß des Zementgehaltes, der Körnung der Zuschlagstoffe, des Wassergehalts und der Zementart, sowie über das kapillare Wasseraufsaugevermögen von Mörtelmischungen. Von Dr.-Ing. Kurt Walz. Berlin 1931. W. Ernst & Sohn. Preis geh. RM 9.—.

Das Buch gibt in seinem ersten Teile einen sehr objektiv gehaltenen Überblick über den heutigen Stand der Forschung und die heutigen Anschauungen über die Wasserdurchlässigkeit von Beton in Abhängigkeit von den verschiedenen Komponenten. Im zweiten Teile wird das Ergebnis zahreicher Untersuchungen mitgeteilt und ausgewertet, die der Verfasser in der Stuttgarter Materialprüfungsanstalt durchgeführt hat. Mit diesen Versuchen sollte in erster Linie der Einfluß verschiedenartiger Kornzusammensetzung des Sandes in systematischer Weise geklärt werden. Die Versuche wurden zum Teil an reinen Mörtelmischungen, zum Teil an Betonmischungen mit Kiesmaterial bis zu 25 mm maximalem Korn durchgeführt.

Der erste Teil berührt wegen seines systematischen Aufbaues sehr angenehm, der gestattet, sich schnell über eine bestimmte Sonderfrage zu orientieren, was ja gerade für den in der Praxis stehenden Ingenieur von großem Werte ist. Zunächst werden die allgemeinen physikalischen Grundlagen dargelegt, wie Porenbeschaffenheit, Dichtigkeitsgrad, kapillare Saugfähigkeit usw., dann folgt eine Besprechung des Einflusses der Einzelbestandteile des Betons, der auch ein Abschnitt über Zusätze beigefügt ist, sowie der Zubereitung und Verarbeitung, während zum Schluß der zeitliche Verlauf der Wasserdurchlässigkeit und der Einfluß der Nachbehandlung erörtert wird.

Etwas dürftig ist die gerade für Großwasserbauten sehr wichtige Frage des Einflusses der Grobzuschläge behandelt worden, gegenüber der z. B. in den Vereinigten Staaten neuerdings die Frage des Mörteleinflusses stark in den Hintergrund getreten ist, und das mit Recht, wenn man beispielsweise an die großen Erfolge erinnert, die bei der 60 m hohen gegossenen Bull-Run-Staumauer bei einer Zementdosierung von nur 150 kg/m³ und Grobzuschlägen bis zu 175 mm erzielt wurden. Auch die Frage von Kiessandmaterial im Vergleich zu gebrochenem Material bei Brechsand- oder Grubensandzusatz ist hier von großer Bedeutung.

Die eigenen Untersuchungen des Verfassers haben bereits gewonnene Erkenntnisse bestätigt und darüber hinaus durch ihren systematischen Aufbau eine weitgehende Klärung des Einflusses einer Vergröberung und Verfeinerung des Sandes herbeigeführt. Hierdurch dürfte die vorherige Beurteilungsmöglichkeit eines örtlich gegebenen Sandmaterials in Verbindung mit der zu wählenden Zementdosierung sehr erleichtert sein.

Recht interessant sind auch die Vergleiche auf der Basis des Füllungsgrades, die zeigen, daß dieser für Zementbetone kein ge-

eigneter Vergleichsmaßstab sein kann. Auch die Untersuchungen über die kapillare Wasseraufnahme und den Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit auf die Durchlässigkeit sind sehr lehrreich.

Den unter IV gemachten Schlußbemerkungen wird man nicht in allen Punkten beipflichten können. Leitsätze und Bestimmungen sind stets ein zweischneidiges Schwert, zumal für die so von örtlichen Zufälligkeiten abhängige Materialzusammensetzung. Ganz anders wäre es, wenn man sich lediglich auf den Nachweis einer bestimmten Durchlässigkeit beschränken würde, ohne irgendwelche Vorschriften über Dosierung oder Materialzusammensetzung. Welche Prüfanordnung hierfür zweckmäßig zugrunde zu legen wäre, ist eine Frage, die sich naturgemäß erst auf Grund kritischer und objektiver Vergleichsbetrachtungen entscheiden läßt. Dr.-Ing. F. Tölke.

Versuche über das Verhalten verschiedener Zemente und Betonschutzmittel im Moor. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Moorausschuß. Heft 64. Ausgeführt im Auftrage des Arbeitsausschusses II des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Moorausschuß) durch das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem. Von Prof. H. Burchartz. Anhang: Richtlinien für die Ausführung von Bauwerken aus Beton im Moor, in Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern. Neue Bearbeitung vom November 1930. Berlin 1931. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. RM 7,60.

Platten aus Beton der Mischungsverhältnisse 1 : 1, 5 : 2,5 und 1 : 3 : 5 unter Verwendung eines Portlandzements, eines Eisenportlandzements und eines Hochofenzements wurden, ohne und mit Schutzanstrichen versehen, aufrecht so in ein Moor eingelagert, daß sie zu $^2/_3$ in das Moorwasser, zu $^1/_3$ in die Luft ragten. Schutzanstriche waren obenaufliegende Anstriche mit Teerasphalt, Awa-Asphalt, Preolit und Margalit. Die Eigenschaften der Zemente, der Zuschläge und des Moorwassers wurden in Vorversuchen ermittelt. Die dem Moorwasser ausgesetzt gewesenen Platten wurden auf Zerstörungen, Biegefestigkeit, Druckfestigkeit, Gefüge- und Bruchbeschaffenheit, Wasseraufnahme, Gehalt an Kohlensäure und chemische Zusammensetzung der Bindemittel im Beton untersucht. Während einer siebenjährigen Einwirkung des Moorwassers erwiesen sich die fetten Mischungen verhältnismäßig widerstandsfähig, weniger gut die mageren Mischungen, die mehr oder weniger stark ausgelaugt waren. Die Platten mit Anstrich zeigten im allgemeinen einen besseren Zustand als die ungestrichenen. Von den Anstrichen selbst schützte am besten Preolit, am schlechtesten Teer-Asphalt. Bis zu 2½ Jahren haben sich die Anstriche im allgemeinen gut erhalten; sie waren nach vier Jahren teils am Abblättern, teils nicht mehr vorhanden, wobei sich wiederum Preolit am dauerhaftesten, Teer-Asphalt am schlechtesten erwies. Die Wasseraufnahme war bei den fetten Mischungen nahezu gleich, bei den mageren Mischungen trotz annähernd gleichen Dichtigkeitsgrades je nach Bindemittel verschieden. Die chemischen Untersuchungen des angegriffenen Betons ergaben, daß der Gehalt an Eisenoxyd und Tonerde höher, der Kalkgehalt niedriger, der Magnesiagehalt und der Schwefelsäuregehalt höher — letzterer aber unerheblich höher — als im ursprünglichen Zement war. Der Kalkrückgang war interessanterweise beim Eisenportlandzement doppelt, beim Hochofenzement dreimal so stark wie beim Portlandzement. Der „Zementbazillus" war bei den mikroskopischen Untersuchungen nicht zu beobachten. Mit Bezug auf die Bindemittelarten zeigten alle drei Zemente bei fetten Mischungen annähernd gleich gutes Verhalten; bei mageren Mischungen aber erwies sich sowohl der äußeren Beschaffenheit nach als auch der Festigkeit nach der Beton aus Hochofenzement schlechter als derjenige aus Eisenportlandzement und Portlandzement. Zusammenfassend wird geschlossen, daß die Bindemittelarten bei fetten Mischungen und dichter Verarbeitung hinsichtlich ihrer Widerstandsfähigkeit gegen Moorwässer und ähnlich zusammengesetzte Wässer im wesentlichen als gleichwertig zu erachten seien. Unterschiede ergeben sich bei mageren Mischungen, die aber bei allen drei Zementen mehr oder weniger starke Schädigungen aufweisen und deshalb zu Betonbauwerken im Moorwasser nicht verwendet werden sollen. Sorgfältig aufgebrachte Anstriche aus bituminösen Stoffen — diese halten auf rauhen Betonoberflächen besser als auf glatten — können die Einwirkung von Moorwässern und ähnlich zusammengesetzten Wässern hinauszögern, aber, da sie bald abblättern, nicht verhindern. Die Ergebnisse wurden in den Richtlinien „für die Ausführung von Bauwerken im Moor" verarbeitet. Das Heft 64 liefert der Praxis, soweit das Agens Moorwasser in Rede steht, wichtige Daten für den Entwurf von Betonmischungen und für die Wahl von Anstrichmitteln und sonstiger Schutzvorkehrungen. Hummel.

Hilfsbuch für elektrische Licht- und Kraftanlagen. Bearbeitet von R. Zaudy. Herausgegeben von der AEG, Berlin, 1931. 3. Ausgabe.

Das jetzt in dritter Auflage erschienene AEG-Hilfsbuch soll wie in seinen früheren Fassungen durch seine zahlreichen Winke und Erfahrungswerte den Fachmann bei dem Entwurf, der Ausführung und dem Betriebe elektrischer Licht- und Kraftanlagen unterstützen und die sachgemäße Anwendung aller elektrotechnischen Erzeugnisse fördern. Dem Nichtfachkundigen ist daneben Gelegenheit geboten, sich über elektrotechnische Bezeichnungen in kürzester Form zu unterrichten.

Diese dritte Ausgabe trägt der Entwicklung der VDE-Vorschriften Rechnung und ist durch den Ausbau der in den bisherigen Fassungen behandelten sowie durch die Aufnahme neuer Gebiete vervollständigt worden. Diese Erweiterungen erstrecken sich insbesondere auf die Abschnitte Feuchtraum-Installationen, Kurzschlußsicherheit von Industrieanlagen, Lichttechnik und Elektrowärme.

Das Buch enthält neben dem ausführlichen Text zahlreiche Abbildungen und ist auch durch die Aufnahme von Formeln, zahlreicher Tabellen und sonstiger Projektierungsunterlagen eine vorzügliche Hilfe bei allen Arbeiten im Büro und auf der Baustelle.

Exzentrisch beanspruchte Säulen für beliebige Exzentrizität. Versuche mit Holz- und Stahlsäulen. Mitteilung Nr. 5 des Laboratoriums für Baustatik der Technischen Hochschule Kopenhagen. Von A. Ostenfeld. Kopenhagen 1931, Danmarks Naturvidenskabelige Samfund. In deutscher Sprache zu beziehen durch G. E. C. Gad, Kopenhagen, Vimmelskaftet 32. Preis 4 Kronen.

Während in den Mitteilungen 1 und 2 des obigen Laboratoriums die Frage der Beanspruchung von Druckstäben bei exzentrischer Belastung in Richtung der Biegungsachse für das größere Trägheitsmoment behandelt wurde, erörtert das vorliegende Buch diese Frage bei beliebiger Exzentrizität. Es werden sowohl die Fälle exzentrischer Druckkräfte als auch solche mit zentrischem Druck und Querbelastung untersucht.

Der Endzweck der Untersuchungen liegt in der Aufstellung relativ leicht handhabbarer Formeln für die praktische Anwendung. Es wird zunächst eine eingehende theoretische Behandlung auf der Grundlage des Ritzschen Näherungsverfahrens für die exzentrische Knickung von gedrungenen Stäben wie auch von Walzprofilen unter Berücksichtigung der Verdrehung für den elastischen Bereich gegeben. Die Betrachtungen werden dann für den unelastischen Bereich ergänzt, indem die σ-Kurve in dem Bereich für $\sigma < \frac{1}{2}\,\sigma_B$ (σ_B = Streckgrenze) durch eine Parabel zweiter oder vierter Ordnung ersetzt wird, je nach ihren Verlauf im elastischen Bereich.

Um die Berechtigung der für die Anwendung empfohlenen parallel verschobenen Eulerhyperbel in Verbindung mit den genannten Parabeln im unelastischen Bereich zu erweisen, sind eine große Zahl von Versuchen an Holz- und Stahlsäulen, die letzteren in der Form von Vierkanteisen und Walzprofilen der verschiedensten Art, durchgeführt worden. Wie die Versuchsergebnisse erkennen lassen, liegen die mittleren Abweichungen für die Stahlsäulen zwischen 2 und 7%, ein Ergebnis, welches bei der Schwierigkeit einer einwandfreien Versuchsdurchführung als ausgezeichnet bezeichnet werden muß.

Das Buch wird jedem, der mit Knickproblemen zu tun hat, wertvolle Anregungen geben, und ist ein erneuter Beweis, wie es durch innige Verbindung von theoretischer Betrachtung und praktischer Versuchsdurchführung möglich ist, auch schwierige Probleme einer für die Zwecke der Anwendung brauchbaren Lösung entgegenzuführen. Dr. F. Tölke.

Sonderrechenstäbe. Ihre Anwendung und ihr Entwurf mit einer logarithmischen Teiltafel. Im Auftrage des Ausschusses für Rechentechnik beim AWF (Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung) bearbeitet von Friedrich Bahlecke. Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit, Veröffentlichung 68. Bestellnummer AWF 235 beim Beuth-Verlag, Berlin S 14 (112 Seiten). Preis RM 4,80.

Das Buch beschäftigt sich mit der Konstruktion von Sonderrechenstäben, die für die Lösung bestimmter Gleichungen entwickelt sind und diese auf kürzestem Wege und ohne sonderliche Mühe lösen sollen. Der erste Teil gibt zunächst Beispiele für die Anwendung solcher Rechenstäbe aus den verschiedensten Gebieten und für die verschiedensten Aufgaben, wie sie in der Werkstatt, auf dem kaufmännischen und technischen Büro vorkommen. Bei diesen Anwendungsbeispielen wird von der mathematischen Formel ausgegangen und gezeigt, wie der Sondermaßstab zweckmäßig aufgebaut wird. Die Art, wie die Beispiele ausgewählt sind, muß als außerordentlich glücklich bezeichnet werden, sowohl im Hinblick auf ihre unmittelbare Anwendbarkeit als auch hinsichtlich ihrer erzieherischen Wirkung. Der zweite Teil behandelt dann die Konstruktion von Sonderrechenstäben in grundsätzlicher und allgemeiner Weise, während eine systematische Formelzusammenstellung den Abschluß des Buches bildet.

Sonderrechenstäbe sparen Arbeit und Zeit und eignen sich vorzüglich für den Gebrauch in der Werkstatt und im Büro. Das Studium des Bahleckeschen Buches kann nur empfohlen werden. Dr. F. Tölke.

Fachausdrücke der Schweißtechnik Deutsch — Englisch — Russisch. Herausgegeben vom Fachausschuß für Schweißtechnik beim Verein deutscher Ingenieure. Berlin 1931, VDI-Verlag. DIN A 6, IV/31 Seiten. Brosch. RM 2,—. (VDI-Mitglieder RM 1,80.)

Die Wahl der aufzunehmenden Ausdrücke wurde im allgemeinen so getroffen, daß nur Ausdrücke, die sich direkt auf das Schweißen beziehen, aufgenommen wurden, während Fachausdrücke, die auch sonst im technischen Schrifttum häufig verwendet werden, ausgelassen sind, denn das Heftchen will ein technisches Wörterbuch nicht ersetzen, sondern ergänzen.

Für die Schriftleitung verantwortlich: Prof. Dr.-Ing. E. Probst, Karlsruhe i. B. — Verlag von Julius Springer in Berlin W.
Druck von H. S. Hermann G. m. b. H., Berlin SW 19, Beuthstraße 8.