

DIE UMSTELLUNG DER WERFT KIEL DER DEUTSCHE WERKE AKTIENGESELLSCHAFT IN BAULICHER BEZIEHUNG.

Von Dipl.-Ing. Siegfried Kiehne, Oberingenieur der Deutsche Werke A.-G. Werft Kiel, in Kiel.

I. Geschichtliches.

Im Jahre 1867 entschloß sich Preußen, am östlichen Ufer der Kieler Förde, dem Ellerbeker Ufer, eine Marinestation mit Werftanlagen zu gründen. Die ersten Hafenbauausführungen der Kieler Werft führen in das Jahr 1868 zurück. Von dem Gesichtspunkte ausgehend, daß man bei einer fiskalischen Werft mehr Wert auf die Ausbesserung und Ausrüstung als auf den Neubau von Schiffen zu legen habe, sah man im Entwurf 4 Trockendocks und 3 Hellinge vor. Die Abmessungen der beiden getrennten Hafenbecken wurden unter der Annahme festgelegt, daß 2 Schiffe von je 110 m Länge hintereinander liegen konnten. Diesen Abmessungen entsprach auch das größte der 4 Trockendocks, welches eine Länge von 110 m erhielt, während die anschließenden 3 Docks für kleinere Schiffe vorgesehen waren (Abb. 1). Im Jahre 1877 konnte das Wasser aus der Förde in die neue Werft gelassen werden. Das Jahr 1879 brachte die eigentliche Inbetriebnahme der Werft. 1886—1890 wurde der Torpedobootshafen angelegt und nach der Förde zu mit einer 400 m langen Mole begrenzt. Im Jahre 1897 wurden etwa 7 ha Land zum Bau der beiden großen Trockendocks V und VI angekauft. Als sich die Germaniawerft am südlichen Fördeufer neue Anlagen schuf, trat sie den alten Teil ihres Besitzes an die Kaiserliche Werft ab. Der weitere Ausbau der Werft vollzog sich nach Norden bis zur Schwentine-mündung. Zur Verbindung der neu entstandenen Nordwerft wurde im Jahre 1910 eine Schwebefähre über die beinahe 100 m breite Hafeneinfahrt erbaut. Der Krieg stellte ganz außerordentliche Anforderungen an die Werft. Zahlreiche Lagerhäuser und Werkstätten entstanden, neue Schwimmdocks wurden beschafft, um die einlaufenden Schiffe mit größter Schnelligkeit zur Gefechtsbereitschaft wieder herzustellen. Der Ausgang des Krieges machte den Erweiterungsplänen ein Ende. Die inzwischen zur Reichswerft umgetaufte Werft ging am 1. Oktober 1919 nach Abtrennung des Marinearsenals in den Geschäftsbereich des Reichsschatzministeriums über. Am 17. Juni 1920 wurde die Werft der neu gegründeten Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel übergeben.

II. Gestalt der Werft bei Übernahme durch die Deutsche Werke, Aktiengesellschaft, Werft Kiel.

Die Gestalt der Kieler Werft zeigen die Abb. 1 u. 2, letztere stellt eine Fliegeraufnahme aus dem Jahre 1921 dar. Die Werft erstreckt sich von der städtischen Fähre Kiel-Gaarden über die Gemarkungen Gaarden, Ellerbek, Wellingdorf bis zur Mündung der Schwentine. Die größte Länge des bebauten Grundstückes ist 2500 m, die größte Breite 700 m. Die zweigleisige Werftverbindungsbahn ist bis zum Eintritt in die Werft 1,5 km lang und führt durch das Gebiet der benachbarten Germaniawerft und der Stadt Kiel nach dem Gleisanschluß auf dem Reichsbahnhof Kiel. Der Werftaußenhafen mit der großen Nordmole ist dem Marinearsenal verblieben und durch einen Zaun von der Werft abgetrennt. Der reine Landbesitz der Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel beträgt rd. 81 ha, hinzu kommen noch 22,5 ha Wasserflächen. Durch die langgestreckte Ausdehnung der Werft am Ellerbeker Ufer und durch den Einbau der beiden großen rechteckigen Hafenbecken war es möglich, eine insgesamt 5,4 km lange Uferlinie zu

schaffen, welche zum großen Teil mit senkrechten Ufermauern oder Bohlwerken ausgestattet ist und als Kai oder Schiffsliegeplatz benutzt werden kann.

Bei der Gestaltung der Werft Kiel waren die Bedürfnisse der Kriegsmarine maßgebend gewesen. Der Neubau von Kriegsschiffen stand zurück hinter deren Ausbesserung und Ausrüstung, der Herstellung von Artillerie- und Torpedomaterial und sonstigen Kriegsmitteln. Die auf zwei Menschenalter zurückgreifende Entwicklung der Werft, die militärische Organisation und die Trennung des Betriebes in 7 verschiedene Ressorts haben der Gestalt der Werft ihren Stempel aufgedrückt. Da die Mittel für die Erweiterungsbauten nach einem engumgrenzten Staatshaushalt bewilligt wurden, mußte ein großzügiger Bebauungsplan, der auf die Verhältnisse und eine straffe Zusammenfassung und Verbindung aller zusammengehörigen Betriebe und Gebäude und deren Erweiterungsmöglichkeit Rücksicht nimmt, vermißt werden. Die enge Bebauung, besonders des ältesten Teiles der Werft, machte eine zweckmäßige Gleisführung z. T. unmöglich. So wurden denn bei der Übernahme der Werft durch die Deutsche Werke A.-G. Werft Kiel nicht weniger als 112 Drehscheiben außerhalb der Gebäude vorgefunden.

Das Eisenbahnnetz der Werft ohne die Werftverbindungs-bahn hat eine Länge von 38,5 km einschließlich 130 Weichen. Das Gelände ist mit 185 größeren Gebäuden und Werkstätten bebaut, wobei die kleineren Schuppen und die Werkswohnungen nicht eingerechnet sind.

III. Umstellung der Werft Kiel in baulicher Beziehung.

a) Allgemeine Grundsätze.

Die Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werft Kiel sah sich bei der Übernahme vor die Aufgabe gestellt, die früher ausschließlich für militärische Zwecke bestimmte Kieler Werft einer wirtschaftlichen Friedenserzeugung zuzuführen. Das ausgedehnte Gebiet der Werft mußte zu einem einheitlichen Ganzen zusammengefaßt werden, um eine straffe und zwangläufige Führung der Güterherstellung zu ermöglichen.

Um schnell den neuen Betrieb aufnehmen zu können, mußte man die vorhandenen Anlagen und Gebäude weitgehend ausnutzen und deren grundlegende und großzügige Umstellung und Erweiterung einer späteren Zeit überlassen. Nachdem das Fabrikationsprogramm aufgestellt war, war es im allgemeinen nicht schwierig, die geeigneten Gebäude mit den passenden Krananlagen zu finden. Manche in den letzten Jahren entstandenen Werkstätten konnten ohne bauliche Umänderung sofort in Betrieb genommen werden, andere wieder, besonders die Gebäude aus den älteren Jahren, machten durchgreifende Maßnahmen erforderlich, um sie für ihren neuen Zweck dienstbar zu machen. So mußten z. B. neuzeitliche Hebezeuge eingebaut und die Beleuchtung durch die Anlage von Oberlichtern verbessert werden, fast allen Gebäuden fehlte ein zweckmäßiger Gleisanschluß. Die bis in die sechziger Jahre zurückgreifende Entwicklung der Werft brachte es mit sich, daß die später angelegten Eisenbahngleise sich den vorhandenen Gebäuden anpassen mußten, eine Notwendigkeit, welche die z. T. unglückliche Gleisführung mit den zahlreichen Drehscheiben

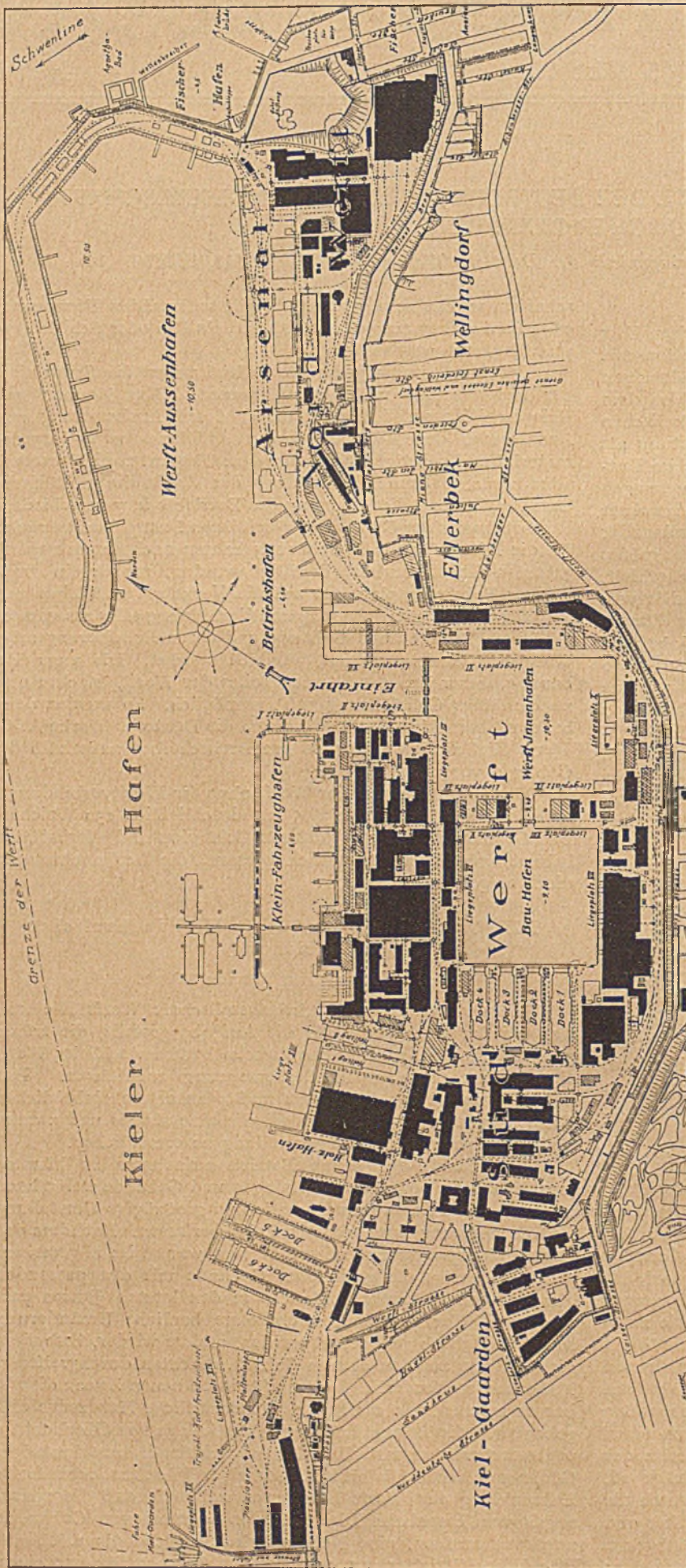


Abb. 1. Lageplan der Werft Kiel der Deutsche Werke Aktiengesellschaft.

erklärt. Schon bei dem Entwurf eines neuen Werkes auf freiem Gelände muß der Grundsatz beachtet werden, einen organischen Zusammenhang von Gebäude- und Verkehrsanlagen zu schaffen. Im vorliegenden Falle hieß es jedoch, mit dem Vorhandenen zu rechnen. Verschiedene Werkstätten konnten ohne weiteres an das Eisenbahnnetz angeschlossen werden. Die normalen Eisenbahnschienen wurden, wenn es sich um Betonfußboden handelte, in einfachster Weise darauf befestigt. Man bohrte mit Preßluft-Hämmern in einer dem Schienenfuß entsprechenden Entfernung Löcher in den Beton, keilte diese mit Holzdübeln aus und nagelte die Schienen fest. Wo man Holzklotzpfaster in den Werkstätten vorfand, verwendete man gußeiserne Schienenplatten, welche sich in ihrer Höhe dem Pflaster gut anpaßten.

Leider war diese einfache Lösung nur in den wenigsten Fällen anwendbar. Oft mußten die Gebäude, um eine schlanke Gleisführung zu ermöglichen, an den Ecken gebrochen werden. Zur Herstellung einer wichtigen Gleisverbindung zwischen der Schiffbauhalle und den Trockendocks mußte in einem den Hellingen gegenüber liegenden mehrstöckigen Lagergebäude eine profilfreie Durchfahrt geschaffen werden.

Die frühere Panzerplattenwerkstatt ist an einer Ecke scharf beschnitten und wird von 2 Gleisen durchfahren, ein Zeichen, daß sie demnächst zum Abbruch reif ist.

Aber alle diese Maßnahmen genügten nicht, um geordnete Verkehrsverhältnisse zu schaffen. Um Licht, Luft und Platz zu machen, mußte zu schärferen Mitteln gegriffen werden.

Ein großzügiger Plan für den Abbruch aller überflüssigen Gebäude wurde aufgestellt. Die früher für Marinezwecke bestimmten zahlreichen Lagergebäude, Schiffskammern, Werkstätten und Schuppen mußten dem Platzbedürfnis der neuen Anlage weichen. Die bereits abgebrochenen und noch zum Abbruch bestimmten Gebäude sind in dem Lageplan (Abb. 1) schraffiert angedeutet. Der Abbruch der überflüssigen Gebäude brachte als beachtlichen Nebenvorteil eine nicht zu unterschätzende Einnahmequelle, die der Verbesserung der Werftanlagen zugute kam. Von dem Gesichtspunkte ausgehend, daß der größte Erlös erzielt wird, wenn man ein Gebäude, wie es steht und liegt, auf Abbruch verkauft, hat man von einem Abbruch in eigener Regie und nachträglicher Verwertung der gewonnenen Materialien abgesehen. Von dem Verkauf wurden nur die für die Erweiterungsbauten erforderlichen Baustoffe ausgeschlossen. Bei den Gebäudeabbrüchen wurden im Durchschnitt folgende Erlöse erzielt:

1. Massive Gebäude 14 1/2 vH des Neubauwertes in Goldmark
2. Eisenfachwerkgebäude 4 1/2 vH des Neubauwertes in Goldmark
3. Wellblechschuppen 16 vH des Neubauwertes in Goldmark
4. Holzschuppen 22 1/2 vH des Neubauwertes in Goldmark
5. Holzfachwerk 25 1/2 vH des Neubauwertes in Goldmark

Die von dem Verkauf der Gebäude ausgeschlossenen Baustoffe wurden dazu benutzt vorhandene Anlagen auszubauen, zu verbessern und Neubauten zu errichten. Tatsächlich wurden

für die Umstellung mit Ausnahme von Zement, Dachpappe, Glas usw. nur altbrauchbare Baustoffe aus Abbrüchen verwendet.

Durch die teilweise Freilegung des zu eng bebauten Gebietes gelang es, einen großen Teil der verkehrshindernden Drehscheiben zu beseitigen. Von den ursprünglich übernommenen 112 Drehscheiben sind heute nur noch 59 vorhanden. Die Drehscheiben haben folgende Nachteile:

1. Hohe Anlagekosten, insbesondere bei schlechtem Baugrunde.
2. a) Behinderung der darüberlaufenden Fuhrwerke.
b) Beschädigung der Eisenbahnfahrzeuge, Gefahr bei falscher Stellung der Drehscheibe.
3. Ein durchgehender Eisenbahnverkehr nach dem Anschlußgleis ist nicht möglich, die Wagen müssen vielmehr einzeln abgedreht werden, wodurch Zeitverlust und hohe Bedienungskosten verursacht werden. Die Beförderung der Wagen ist nur von Hand oder mittels Spill möglich. Die Achsstände der Wagen, welche über die Drehscheibe befördert werden können, sind abhängig von dem Durchmesser der Scheiben.
4. Hohe Unterhaltungs- und Ausbesserungskosten. Die Grube der Drehscheibe ist stets feucht, da das eintretende Tageswasser nicht verdunsten kann. Die Eisenkonstruktion ist dadurch dem Rosten besonders stark ausgesetzt. Die Drehscheibe ist regelmäßig zu schmieren und auf die richtige Höhenlage nachzustellen. Wegen der starken Stöße durch die Eisenbahnfahrzeuge kommen des öfteren Beschädigungen vor, deren Ausbesserung Kosten verursacht.

Als weiteres Hilfsmittel für die Beseitigung der Drehscheiben wurde eine Gleiskurve mit Spurkranzauflauf herangezogen. Diese Kurven können bei einem Halbmesser bis zu 30 m von regelspurigen Staatsbahnwagen befahren werden. Mit ihrer Hilfe können eng bebauten Grundstücke unter Vermeidung von Drehscheiben aufgeschlossen werden. Die in engen Kurven eintretende Zwängung der Räder wird bei den Gleiskurven mit Spurkranzauflauf dadurch vermieden, daß nur das innere Rad zwangsläufig geführt wird, während das äußere Rad mit dem Spurkranz auf eine Breitkopfschiene von 110 mm Breite aufläuft und dort frei abrollen kann.

Die Gleiskurven mit Spurkranzauflauf haben folgende Vorzüge:

1. Geringe Baukosten.
2. Der Fuhrwerksverkehr wird in keiner Weise behindert, die Breitkopfschiene kann von beiden Seiten ohne Spurrinne angeplastert werden. Auch die Eisenbahnfahrzeuge werden erfahrungsgemäß in keiner Weise mitgenommen.

3. Ein durchgehender Eisenbahnverkehr ist mit gewissen Beschränkungen möglich. Die Eisenbahnbehörde stellt die Forderung, daß auf der Gleiskurve nur zweiachsige Wagen mit einem festen Radstand bis zu 4,5 m und bei Längsachsen bis 6 m verkehren, dreiachsige Wagen sind ausgeschlossen. Die Wagen dürfen durch die Gleiskurve nur einzeln gezogen werden, eine Bedingung, die sich dadurch ergibt, daß bei den

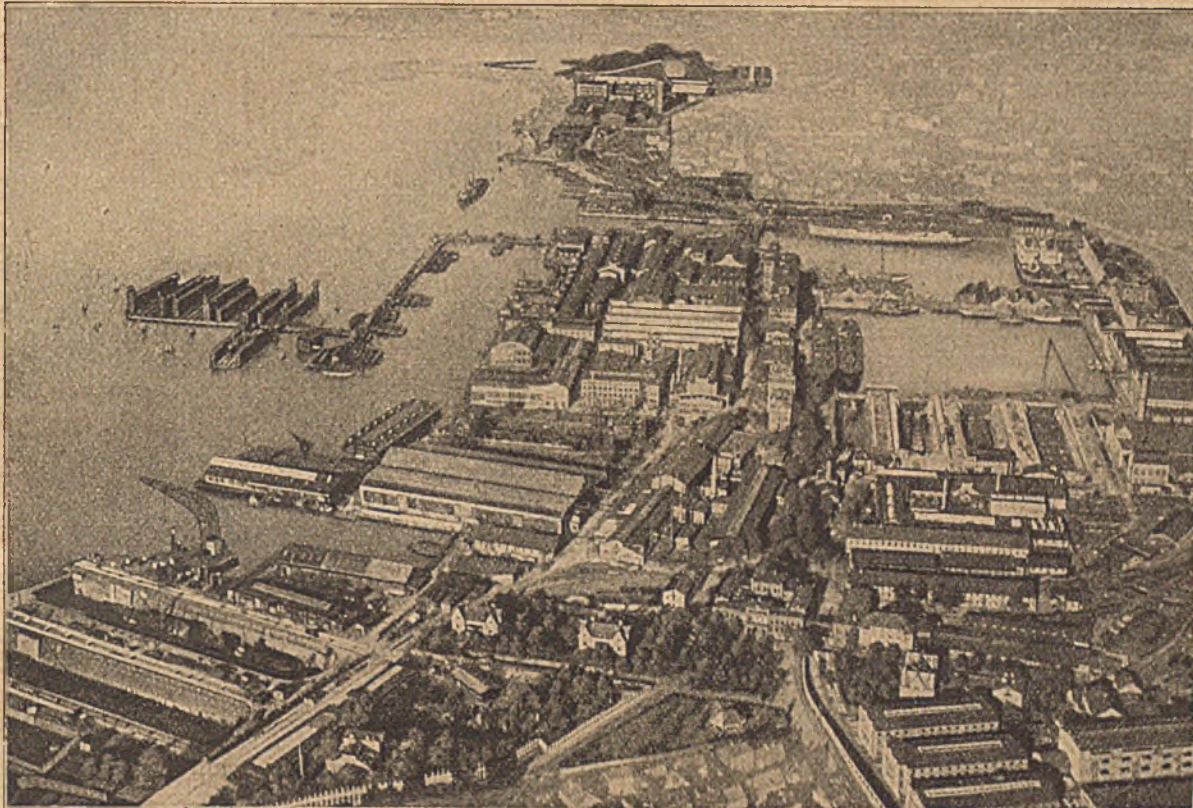


Abb. 2. Fliegeraufnahme der Deutsche Werke Aktiengesellschaft, Werft Kiel.

4. Die Unterhaltungskosten sind sehr gering, die Innenschiene muß nur ab und zu etwas eingefettet werden.

Auf der Kieler Werft sind zunächst 6 dieser Kurven zum Einbau vorgesehen. Eine dieser Kurven hat sich, als Ersatz für eine Drehscheibe, an einer verkehrsreichen Stelle seit bereits einem Jahre bewährt. Es handelt sich um eine Kurve von 35 m Halbmesser bei der Schiffsschlosserei (Abbildung 3).

Zur weiteren Verbesserung der Verkehrsverhältnisse auf der Werft wurde das Hauptverbindungsgleis von der Südwerft nach der Nordwerft zweigleisig ausgebaut. Die Kettenlagerschuppen vor der Kettenprobieranstalt mußten einer Gleiskurve von 180 m Halbmesser Platz machen. An dieser Stelle schnürt sich das Gelände der Werft auf die geringste Breite von 40 m ein. Um zu verhüten, daß wichtige Verkehrs- und



Abb. 3. Regelspurige Gleiskurve mit Spurkranzauflauf von 35 m Halbmesser.

Durchgangsgleise zum Aufstellen von Reparaturwagen der Eisenbahn oder zu Ladezwecken herangezogen werden, sind zahlreiche abseits vom Verkehr liegende Aufstellgleise geschaffen worden.

Der Güterumlauf erfolgt teils durch drei Werftbahnzüge und drei Lastkraftwagen, die die Warenannahme, sämtliche Materiallager und Werkstätten sowie den Versandraum fahrplanmäßig anlaufen, teils durch zwei Lokomotiven, drei Lastkraftwagen und drei Elektrokarren, die für Sondertransporte auf Fernruf bereitgestellt werden. Zwei weitere Lokomotiven dienen zum Ausrangieren und nachfolgenden Zusammenstellen der morgens, mittags und abends von der Reichsbahn überführten Güterzüge. Außerdem bewegen sich auf der Gleisanlage 22 Lokomotivkrane, die zur Beförderung schwerer Gegenstände bei kurzen Entfernungen benutzt werden.

Hand in Hand mit der Verbesserung der Gleisanlage ging der Bau von neuen Pflasterstraßen. Hervorzuheben ist besonders die neue Verbindungsstraße längs der Werftmauer von der Kraftzentrale bis zu dem Kohlenhof Ellerbek. Eine Hauptverkehrsstraße, welche dem Fernverkehr zwischen Süd- und Nordwerft zu dienen hat, muß abseits vom eigentlichen Werftbetriebe liegen, sie wurde deshalb unmittelbar an der Werftumwehrungsmauer entlang geführt.

Eine weitere Verbindung der Südwerft mit der Nordwerft wurde bis zum Jahre 1921 durch die Schwebefähre über die Hafeneinfahrt aufrechterhalten.

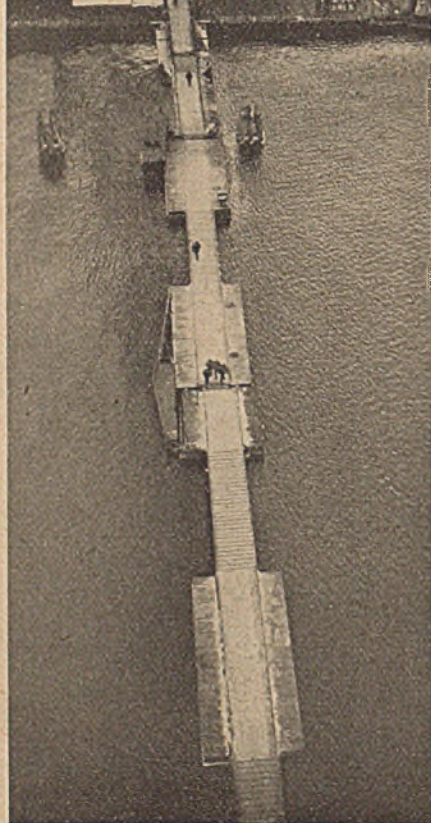


Abb. 4.

Schwimmbrücke über die Hafeneinfahrt.

nicht mehr wirtschaftlich war und außerdem eine größere Ausbesserung notwendig wurde, entschloß man sich, im Jahre 1921 eine Schwimmbrücke aus Teilen der Zuführungsbrücke des Schwimmdocks VIII herzustellen. Abb. 4 zeigt eine Aufsicht auf diese Schwimmbrücke, von der Höhe der Schwebefähre

aus aufgenommen. Die Brücke hat eine ausdrehbare Mittelöffnung von 29,5 m Weite und wird durch eine elektrische Kettenwinde angetrieben. Die Betriebskosten stellen sich etwa fünfmal niedriger als diejenigen der Schwebefähre.

Da die Schwebefähre mit dem Bau der Schwimmbrücke

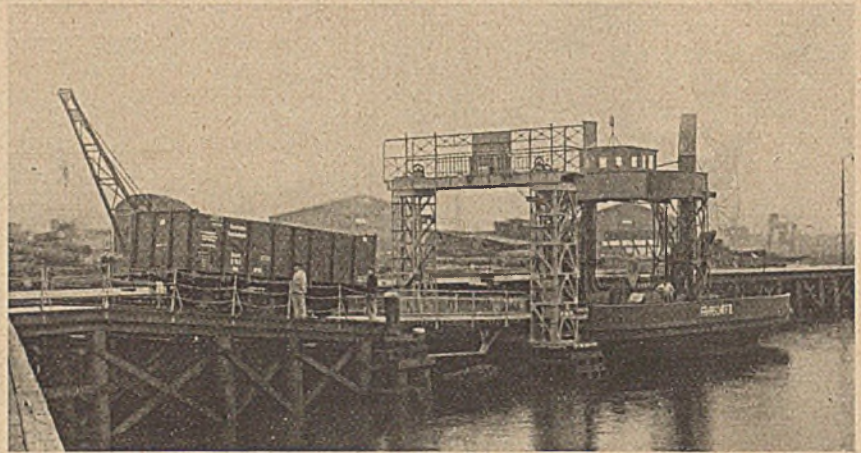


Abb. 5. Landanlage Kiel der Fährschiffverbindung Kiel—Friedrichsort.

überflüssig geworden war, wurde sie Anfang des Jahres 1923 abgebrochen.

Ähnlich lagen die Verkehrsverhältnisse an der Einfahrt zum Torpedobootshafen. Der Verkehr von den Werkstätten nach den außerhalb der Torpedobootsmole liegenden Schwimmdocks war sehr umständlich. Eine Pendelfähre hielt den Personenverkehr über die Einfahrt aufrecht, größere Lasten mußten jedoch den Umweg um die Mole herum nehmen. Nach Beendigung des Krieges verlor der Torpedobootshafen an Bedeutung für den Schiffsverkehr, der Gedanke lag daher nahe, auch hier eine Schwimmbrücke anzulegen. Sie wurde in einfachster Weise aus Teilen der Zugangsbrücke zu dem früheren Schwimmdock VII mit einer ausfahrbaren Durchfahrtsöffnung von 7,50 m hergestellt.

Zur Verminderung der Bedienungskosten der Drehbrücke, welche die 22,60 m breite Durchfahrt zwischen Werftinnenhafen und Bauhafen überbrückt, erhielt diese Brücke elektrischen Antrieb. Die im Jahre 1877 durch die A.-G. für Eisenindustrie und Brückenbau vorm. J. C. Harkort in Duisburg erbaute Drehbrücke war bisher mit Handantrieb versehen, zu ihrer Bedienung waren zwei Mann erforderlich. Bei starkem Wind mußten oft noch weitere ein oder zwei Mann zu Hilfe genommen werden. Da die Drehbrücke am Tage wiederholt geöffnet und geschlossen werden muß, ist die Bedienungsmannschaft ständig in Bereitschaft zu halten. Der elektrische Antrieb erfordert nur einen Mann Bedienung.

Der Bahnanschluß der Werft Kiel dient nicht nur der Werft selbst, sondern außer der Germaniawerft, dem Reichsverpflegungsamt, der Stadt Kiel und dem Marinearsenal, auch dem an der Kieler Förde gelegenen Werk Friedrichsort der Deutsche Werke Aktiengesellschaft. Aus Mangel an einem unmittelbaren Bahnanschluß mußten die für das Werk Friedrichsort bestimmten Güter im Holzhafen von den Eisenbahnwagen in Schuten umgeladen und auf dem Wasserwege weiter befördert werden, den umgekehrten Weg nahmen die Erzeugnisse des Werkes. Da diese Art des Güterumschlages hohe Betriebskosten verursachte, entschloß man sich, im Jahre 1921 eine Fährschiffverbindung Kiel—Friedrichsort zu schaffen, welche eine unmittelbare Beförderung der Eisenbahnwagen ermöglicht.

Zu diesem Zwecke kaufte die Deutsche Werke Aktiengesellschaft zwei Fährschiffe, welche ursprünglich für die Kaiserliche Werft in Danzig bestimmt waren, nebst den Eisenkonstruktionen für die Landungsanlagen an. Der Betrieb wurde im Jahre 1922 aufgenommen. Die Abb. 5 zeigt die

Landanlage Kiel, welche auf der Südwerft errichtet wurde. Die Anlage in Friedrichsort ist entsprechend ausgebildet. Da der Wasserstand im Kieler Hafen je nach der herrschenden Windrichtung Unterschiede von ± 1 m N.N. aufweist, mußte eine bewegliche Brückentafel angeordnet werden. Die Brückentafel liegt an ihren vorderen Teilen auf einer Traverse, welche mittels Spindeln an einem Eisengerüst aufgehängt sind. Zum Ausgleich des Eisengewichtes der Brücke dienen Gegengewichte. Die Schraubenspindeln können sowohl mit Hand als auch elektrisch angetrieben werden. Das Schiff wird mit einer besonderen Kupplung mit der Brücke verbunden. Die Eisenbahnwagen werden mit einer von der Deutsche Werke Aktiengesellschaft Werk Friedrichsort gelieferten Trommelwinde vom Fährschiff über eine Rampe an Land gezogen oder auf das Schiff herabgelassen. Die Fahrt nach Friedrichsort erfordert bei günstigem Winde eine Zeit von 50 min. Die beiden Fährschiffe nehmen je zwei gewöhnliche Eisenbahnwagen auf.

Wie schon hervorgehoben, war die frühere Kaiserliche Werft weniger eine Neubauwerft, sondern vor allem eine Instandsetzungs- und Ausrüstungswerft. Für diese Zwecke waren zahlreiche über die ganze Werft verstreute Magazine und Schiffsausrüstungskammern erforderlich. Von den Vorräten der Marine war nur ein Teil für den neuen Betrieb verwendbar, der größte Teil wurde abgestoßen. Aufgabe der Umstellung war, die Restbestände zu ordnen und in geeigneten zentral gelegenen Gebäuden unterzubringen, und zwar getrennt nach den verschiedenen Betrieben: Schiffbau und Maschinenbau, Nordwerft, Werkzeuglager, Schrottlager, Kohlenlager, Holzlager und Fertigwarenlager. Für den Maschinenbau wurde u. a. ein großes Zentralmagazin in dem sogenannten Zeitballgebäude eingerichtet. Die durch die Zusammenfassung der Magazine frei gewordenen Gebäude wurden abgebrochen.

b) Schiffbau.

Der Schiffbaubetrieb gruppiert sich um die vorhandenen Schiffbauplätze, nämlich die beiden Hellinge von je 130 m Länge, die Trockendocks I—IV von 110—125 m Länge am Bauhafen, die großen Trockendocks V und VI von je 170 m Länge auf der Südwerft, und schließlich die Aufschleppe am Torpedobootshafen.

Für die Ausbesserung von Schiffen stehen außer den Trockendocks noch drei Schwimmdocks von 1400—2000 t Tragfähigkeit zur Verfügung.

Um die Trockendocks, welche früher ausschließlich für die Ausbesserung von Schiffen vorgesehen waren, auch für den Neubau nutzbar machen zu können, wurden zu beiden Seiten der Docks Krangleise mit verschiedenen Spurweiten auf einer Betonlangschwelle mit angrenzendem Schleifleitungskanal gebaut. Als Bedienungskräne der Docks I—IV wurden teils Torkräne der Schwimmdocks, teils neuerbaute Kräne benutzt. Die Gleise neben den Docks V und VI sind so eingerichtet, daß sie die Turmdrehkräne der Hellinge aufnehmen können, welche zu diesem Zwecke durch den 150 t-Schwimmkran der Deutsche Werke Aktiengesellschaft versetzt werden.

Man zog die Trockendocks nicht ungern für den Bau von Schiffen heran, da deren einziger Nachteil gegenüber den Hellingern, nämlich die höheren Anlagekosten, nicht in Betracht kommt. Bei dem Neubau von Schiffen in Trockendocks kann der Kiel wagerecht gelegt werden, so daß die Spanten im Lote stehen, der Bau der Schiffe wird also vereinfacht. Die Fahrnis des Stapellaufes fällt in den Trockendocks weg. Infolge der tiefen Lage der Docksohle können die Kräne niedriger gehalten werden als bei den Hellingern. Die Trockendocks der Werft Kiel waren um so eher für den Neubau von Schiffen geeignet, als ihre Sohle reichlich stark hergestellt ist, so daß die lange Baudauer der Schiffe, während welcher das Dock seine größte Beanspruchung erleidet, keinen Einfluß auf deren Bestand hat.

Von diesen Erwägungen ausgehend, wurden die Trockendocks II—IV und das Dock VI für den Neubau von Schiffen bestimmt, während die Docks I und V weiterhin zur Ausbesserung von Schiffen dienen sollen.

Daß in einem Trockendock auch außergewöhnliche Schiffsneubauten ausgeführt werden können, zeigt der Bau eines 50 m langen und 30,5 m breiten Schwimmkörpers für einen 250 t-Schwimmkran im Dock VI. Da die Breite der Dockpforte nicht ausreichte, mußte der Ponton in einer 30° geneigten Lage



Abb. 6. Ausdocken eines Schwimmkranpontons in Schrägstellung.

ausgedockt werden (Abb. 6). Der bemerkenswerte Vorgang ist in den VDI-Nachrichten 1922, Nr. 52 a, beschrieben.

Die neue Bestimmung der Kieler Werft zum Neubau von Schiffen macht eine zwangsläufige Führung der zu bearbeitenden Baustoffe erforderlich, um die größtmögliche Wirtschaftlichkeit zu erreichen. Nach Beseitigung der im Wege stehenden Gebäude wurde auf der Südwerft ein großer Lagerplatz für Platten angelegt. Zahlreiche eiserne Gestelle dienen einer übersichtlichen Lagerung der verschiedenen Plattensorten. Die Eisenbahngleise sind in der Weise verteilt, daß die etwa 15 m weit ausladenden fahrbaren Dampfdrehkräne den ganzen Platz bestreichen können.

Vor dem Lager gelangen die Platten in eine vor den Hellingern verankerte schwimmende Werkstatt, die Schiffbauzulage. Die Profile werden im Mittelschiff der Schiffbauhalle angezeichnet. Ein kurzes Stumpfgleis führt die vorgezeichneten Platten in die Schiffbauhalle. Von hier aus nehmen die fertig bearbeiteten Stücke ihren Weg nach den eigentlichen Schiffbau- und Montageplätzen. Der Lagerplatz für Winkeleisen, welche in der Winkelschmiede gegläht und gebogen werden sollen, ist nordwestlich vom Hauptverwaltungsgebäude angelegt und durch zweckmäßig angeordnete Gleise an das Werftnetz angeschlossen. Die großen hydraulischen Pressen befinden sich z. Z. noch in der zum Abbruch bestimmten, früher zur Bearbeitung von Panzerplatten dienenden Werkstatt am Kopf der Hellinge. Um die Beförderungskosten zu sparen, ist beabsichtigt, die Pressen in die Schiffbauhalle umzusetzen. Nach Beseitigung der Panzerplattenwerkstatt soll an dieser Stelle ein Montageplatz für Schiffbauteile geschaffen werden, der sowohl den Hellingern als auch den Trockendocks I—IV zugute kommt. Das ganze Gelände wird außerdem an Übersichtlichkeit gewinnen.

Die zu klein gewordene Schiffstischlerei gegenüber der Winkeleisenschmiede soll demnächst erweitert werden. Für die Arbeiten der Kriegsmarine genügte eine Tischlerei mittleren Umfanges, weil die Inneneinrichtung der Kriegsschiffe zum weitaus größten Teil aus Feinblech hergestellt wurde; auch bei den sonstigen Ausbauten der Kriegsschiffe war mit Rücksicht auf die Brandgefahr die Verwendung von Holz aufs äußerste eingeschränkt. Die neue Tischlerei wird in einem für Zwecke der Demobilisierung erbauten Lagergebäude eingerichtet werden. Dieses Gebäude enthält ein Erdgeschoß und zwei Stockwerke und wird von breiten, auf die ganze Länge von 100 m durchgehenden Lichtbändern erhellt, eine Eigenschaft, welche das Gebäude wegen der mit einer Tischlerei verbundenen Betriebsgefahren besonders geeignet erscheinen ließ.

Die von der Kaiserlichen Werft übernommene Sägerei befindet sich in einem verkehrstechnisch ungünstig gelegenen Gebäude am Holzhafen und enthält 1 Vollgatter und 1 Horizontalgatter. Da diese Lage des Sägereibetriebes unnütze Beförderungskosten des Holzes vom Lagerplatz auf dem südlichsten Teil der Südwerft zur Sägerei und zurück zu den Trockenschuppen erforderte, wird die Sägerei demnächst auf den Holzlagerplatz verlegt und durch Aufstellung zweier weiteren Gatter vergrößert. Das Rundholz wird mittels eines Kranes aus dem Wasser gehoben und auf das Strecklager gebracht. Nachdem die Stämme abgelängt sind, gelangen sie auf Schmalspurgleisen zu den Gattern. Das Schnittholz wird auf Schmalspurgleisen zu den Trockenschuppen oder zu einer in einem vorhandenen Ölkeller eingerichteten neuzeitlichen Trockenkammer geschafft. Mit der Sägerei ist die Hoblerei vereinigt, so daß in den Betrieb nur fertig vorgearbeitetes Holz gelangt. Die Sägerei erhält durch eine Lokomobile eine eigene Kraftquelle, welche durch die Späne und Holzabfälle gespeist wird.

Der Boots- und Jachtenbau und die Werkstätten für die Takler und Segelmacher sind an ihrer alten Stelle auf der Südostseite des Bauhafens verblieben.

Dem Schiffbau angegliedert sind die Werkstätten und Hallen für die Ausbesserung von Eisenbahn-Personenwagen. Da die Reparaturstände große Gleislängen in Anspruch nehmen, war es erforderlich, neue Aufstellgleise zu schaffen. Für die Lackierarbeiten mußten besondere Hallen eingerichtet werden. An vorhandenen Gebäuden wurde der frühere Kabelschuppen, der frühere Tankschuppen in der Umgebung des Werftinnenhafens als Instandsetzungshallen herangezogen. Die letztere Halle wurde unter Verwendung abgebrochener Holzschuppen verbreitert und verlängert. Nachdem der Kabelschuppen im Februar 1923 auf noch ungeklärte Weise das Opfer eines Brandes geworden war, entschloß man sich, die Werkstatt für Takler und Segler durch Ausbauen der Zwischendecke in eine geräumige Halle umzuwandeln, welche groß genug ist, auf 3 Gleisen 9 D-Zugwagen aufzunehmen.

Die Liegeplätze II und XI am Werftinnenhafen werden zum Abwracken früherer Kriegsschiffe verwendet. Um die Lieferung des Sauerstoffes sicherzustellen, wurde neben der Kettenprobieranstalt eine zentrale Sauerstoffherstellungsanlage mit einer Leistung von $115 \text{ m}^3/\text{h}$ eingerichtet.

c) Maschinenbau.

Die Werft Kiel ist nicht nur Schiffswerft, sondern in bedeutendem Umfange auch Maschinenfabrik. Die zahlreichen und vielseitigen Werkstätten wurden ausgenutzt zum Bau von Dampfmaschinen, Dampfturbinen und Verbrennungsmotoren verschiedenster Art, Schiffskesseln, Löffel- und Eimerkettenbaggern. Ferner wurde die Herstellung elektrischer Apparate und Maschinen sowie die Herstellung von Massenartikeln, z. B. Kofferschlossern, aufgenommen. Schließlich werden Motortriebwagen, Güter- und Kesselwagen gebaut sowie Güterwagen und Lokomotiven ausgebessert.

Durch die Anlage des Torpedoresorts am Torpedobootshafen war das dahinter liegende Maschinenbauressort mit seinen Bearbeitungsstätten lange Zeit in seiner Ausdehnung beschränkt. Nach Abbruch der zahlreichen früheren Torpedolagerhäuser und Schiffskammern sind an dieser Stelle die Wege für eine großzügige Erweiterung geebnet. Die Maschinenbauhauptwerkstatt soll nach dem Wasser zu ausgebaut

werden. Später ist die Zuschüttung der 210 m langen Nische am Torpedobootshafen und der Bau einer Kaimauer in Aussicht genommen. Durch die Freilegung des Ufergeländes ist künftig die Möglichkeit gegeben, schwere Schiffsmaschinen unmittelbar in die Schiffe zu befördern.

Die Gießerei wurde durch Erweiterung der Putzerei, durch den Einbau einer selbsttätigen Sandaufbereitungsanlage, durch Beschaffung eines 30 t-Laufkranes für die Putzerei und zweier 5 t-Laufkräne für das Seitenschiff der Formerei verbessert. Die Zuführung und Lagerung der Rohstoffe wurde durch neue Gleisanlagen und durch Beseitigung im Wege stehender Gebäude erleichtert.

Ein größerer Betrieb hat sich auf der Nordwerft entwickelt. In der früheren Flugzeugwerkstatt werden Motortriebwagen hergestellt. Der vor der Werkstatt liegende frühere

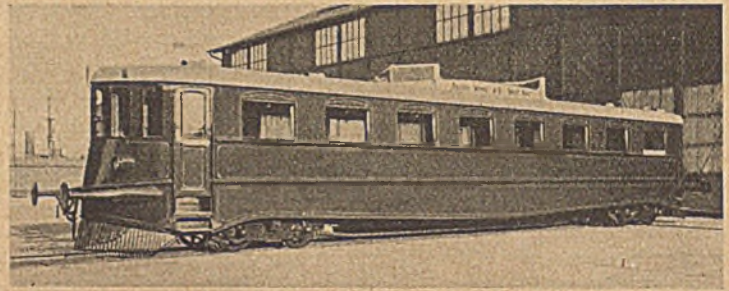


Abb. 7. Triebwagenwerkstatt mit 20 m langem Motortriebwagen.

Flugzeugwendeplatz wurde mit einer Schiebepiste versehen, mit welcher die Triebwagen verschoben werden können. Abb. 7 zeigt einen 20 m langen Triebwagen fertig zur Ausfahrt.

Die ehemalige Werkstatt für Flugzeugmotoren dient jetzt zur Herstellung von Glühkopfmotoren, Triebwagenmotoren und Außenbordmotoren.

In den früheren Geschütz-, Lafetten- und Torpedolagerhäusern wurde die Ausbesserung von Lokomotiven und Güterwagen sowie der Neubau von Güterwagen und Kesselwagen aufgenommen.

d) Werkswohnungen.

Die Umstellung der Werft Kiel auf Friedenserzeugung brachte auch personelle Änderungen. Ingenieure und Werkmeister aus der Privatindustrie mußten herangezogen und untergebracht werden. Mit der Übernahme der Werft Kiel gingen 17 Wohnhäuser mit 38 Wohnungen an die Deutsche Werke Aktiengesellschaft über, 4 Wohnhäuser mit 9 Wohnungen wurden an das Marinearsenal zurück übereignet. Da die Wohnungsnot immer empfindlicher wurde, ging man daran, geeignete leerstehende Häuser zu Notwohnungen auszubauen. Auf diese Weise entstanden in den Gebäuden des ehemaligen Hafenbauressorts am Ballastberg 33 neue Wohnungen. Die Ellerbeker Badeanstalt und die Speiseanstalt in Wellingdorf, deren Betrieb stillgelegt ist, sollen in nächster Zeit weitere 9 Wohnungen aufnehmen.

Wenn auch die Umstellung der Werft Kiel noch nicht abgeschlossen und ihre Gestalt noch nicht abgerundet ist, so kann doch schon heute gesagt werden, daß die straffe Zusammenfassung und die zweckmäßige Verbindung der Herstellungsstätten eine wirtschaftliche Gütererzeugung gewährleistet.

DIE FORMÄNDERUNGEN UND DIE SPANNUNGEN VON DURCHLAUFENDEN PLATTEN.

Von Dr.-Ing. A. Nádaí in Göttingen.

1. Die Kenntnis von gewissen Formänderungs- und Spannungszuständen von Platten, die in regelmäßig angeordneten Punkten durch Einzelkräfte belastet sind, dürfte für den Ingenieur nicht nur im Hinblick auf die Konstruktionen des Hoch- und des Gründungsbaues von Wert sein, in denen

sich ähnliche Biegungszustände von verbogenen Platten verwirklicht finden, sondern auch aus dem Grunde, weil unter ihnen einige zur Darstellung des Spannungsverlaufes in wichtigen Fällen der Beanspruchung von rechteckigen Platten dienen und deshalb zu den Grundlösungen der Plattenstatik

gezählt werden können, auf die sich diese zurückführen lassen.

Unter den Einzelkraftsystemen mit regelmäßig angeordneten Angriffspunkten sind der Lastenzug auf einer unbegrenzten Platte hervorzuheben, wie ihn die Abb. 1 andeutet, und zweitens das mit einer gleichförmigen Druckverteilung kombinierte Belastungsgitter, Abb. 2.

Beim ersten verschwinden in den Seiten der in Abb. 1 eingezeichneten Parallelstreifen die Durchbiegungen und die beiden Biegemomente. Der auf der unbegrenzten Platte stehende Lastenzug erzeugt in jedem Parallelstreifen die elastische Fläche eines durch eine Einzelkraft verbogenen frei aufliegenden Plattenstreifens. Der Spannungszustand in einem

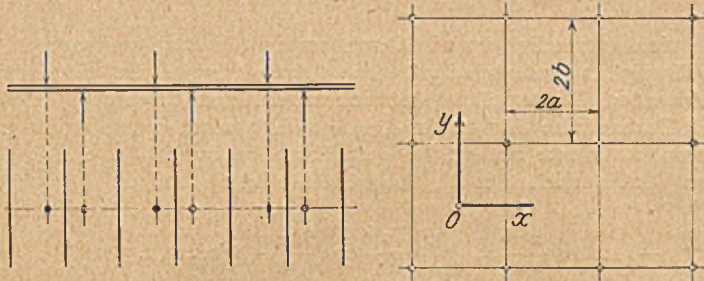


Abb. 1:

Abb. 2.

derart belasteten und gelagerten Plattenstreifen läßt sich analytisch oder graphisch gut behandeln, weil er in Beziehung zu einer Potentialströmung steht¹⁾.

Der zweite Belastungsfall einer unbegrenzten Platte ist in den mittleren Feldern der gleichförmig belasteten durchlaufenden Decken verwirklicht, die in einem rechteckigen Gitter von Punkten durch Säulen unterstützt sind. Wie ich vor kurzem²⁾ gezeigt habe, läßt sich die elastische Fläche auch von dieser unbegrenzten Platte durch eine Summe darstellen, die sich zur Berechnung des Spannungsverlaufes eignet. Sie enthält den einen Bestandteil der von Lewc³⁾ für denselben Belastungsfall aufgestellten Doppelsumme bereits summiert und gestattet das Abspalten des in der Umgebung der Stützpunkte anwachsenden Bestandteiles der Lösung für die Spannungsmomente, wodurch die Konvergenz der übrigbleibenden Reihe weiter verschärft wird. Da sich später herausstellte, daß sich die Benutzung gewisser, in meiner ersten Rechnung gebrauchter Funktionen gänzlich vermeiden läßt, soll die Lösung für das Pilzdeckenproblem auf dem angedeuteten Weg hier nochmals entwickelt werden⁴⁾.

Durch die geraden Linien, welche die Säulenmittel oder die Stützpunkte verbinden, wird die unbegrenzte Platte in gleiche rechteckige Felder geteilt und es genügt die Formänderung eines Feldes anzugeben. Es wird sich empfehlen, gleich einen Streifen von Feldern zu betrachten und die Gleichung der elastischen Fläche der unbegrenzten Platte für ihn aufzustellen. Wir bezeichnen mit $2a$ und $2b$ die Entfernungen der Stützpunkte und verlegen das Koordinatensystem nach Abb. 2⁵⁾. Um die Grenzbedingungen für die verbogene Fläche

der unbegrenzten Platte anzugeben, denken wir uns die zwei parallelen Schnitte $y = \pm b$, die den Felderstreifen begrenzen, in der unmittelbaren Nähe der Stützpunktreihen derart gelegt, daß innerhalb des Streifens kein Angriffspunkt einer konzentrierten Kraft sich befindet. Innerhalb dieses Gebietes hat die Durchbiegung w der Platte der Differentialgleichung

$$\Delta \Delta w = \frac{p}{N} = \text{konst.}$$

zu genügen, wo mit p die auf die Flächeneinheit bezogene Belastung und mit $N = E h^3 / 12 (1 - \nu^2)$ die Plattensteifigkeit bezeichnet werden (E ist der Elastizitätsmodul, h die Dicke und ν die Querdehnungszahl). In einem der Stützpunktreihe sehr benachbarten Schnitt $y = \text{konst.}$ ist die gesamte, in der Nähe eines Unterstützungspunktes auf den Felderstreifen übertragene Kraft P gleich der Hälfte der Last, welche jede Säule aufzunehmen hat oder $P = 2 p a b$.

Wir haben fürs erste einen analytischen Ausdruck für einen aus lauter gleichen Einzelkräften P zusammengestellten Lastenzug aufzustellen, deren Entfernung $2a$ beträgt.

Nehmen wir zunächst an, daß sich diese Kraft auf einem kurzen Stück $-c < x < c$ von der Länge $2c$ gleichmäßig als Scherkraft

$$p_y = -N \frac{\partial \Delta w}{\partial y} = -\frac{P}{2c}$$

auf den herausgeschnittenen Felderstreifen $y = \pm b$ überträgt, so kann die Verteilung der Scherkräfte p durch die Fouriersche Reihe

$$p_y = -\frac{P}{2a} - \frac{P}{\pi c} \sum_k \frac{(-1)^k}{k} \sin \frac{k \pi c}{a} \cos \frac{k \pi x}{a}, \quad (k = 1, 2, 3, \dots)$$

dargestellt werden. Indem wir von der streckenweisen Lastübertragung gleich zur Punktstützung übergehen und

$$\lim_{c \rightarrow 0} \sin \frac{k \pi c}{a} : \frac{k \pi c}{a} = 1 \quad \text{für} \quad \frac{k \pi c}{a} \rightarrow 0$$

annehmen, erhalten wir den analytischen Ausdruck für den aus lauter gleichen Einzelkräften P zusammengestellten Lastenzug, deren Entfernung $2a$ beträgt, in der für die Rechnung geeigneten Reihe⁶⁾:

$$p_y = -N \frac{\partial \Delta w}{\partial y} = -\frac{P}{a} \left(\frac{1}{2} + \sum_k (-1)^k \cos \frac{k \pi x}{a} \right).$$

Dies ist die eine Randbedingung, der die Fläche w auf der Geraden $y = b$ zu genügen hat. Die zweite ist

$$y = b, \quad \frac{\partial w}{\partial y} = 0.$$

Zu ihrer Erfüllung wird die Fläche w aus zwei Teillösungen w' und w'' :

$$w = w' + w''$$

gebildet. Verstehen wir unter w' die Fläche eines durch einen Druck $p = \text{konst.}$ belasteten Plattenstreifens:

$$w' = \frac{p b^4}{24 N} \left(1 - \frac{y^2}{b^2} \right)^2 \dots \dots \dots (1)$$

von der Breite $2b$ des Felderstreifens, der in den Geraden $y = \pm b$ eingespannt ist, so daß sich für $y = b$

$$\frac{\partial w'}{\partial y} = 0 \quad \text{und} \quad p'_y = -p b = -\frac{P}{2a}$$

ergeben, so hat die zweite Lösung w'' den Randbedingungen

$$y = b, \quad \frac{\partial w''}{\partial y} = 0, \quad p''_y = -N \frac{\partial \Delta w''}{\partial y} = -\frac{P}{a} \sum_k (-1)^k \cos \frac{k \pi x}{a} \quad (2)$$

⁶⁾ Über die Summierbarkeit dieser zur Darstellung eines Lastenzuges mit konzentrierten Kräften brauchbaren Reihe vgl. K. Knopp: Theorie und Anwendung der unendlichen Reihen, Berlin 1921, S. 455 und 457; über ihre Eignung zur Aufstellung explizierter Ausdrücke für die Spannungsverteilung in kreisförmigen Platten: Phys. Zeitschrift, 23, S. 866, 1922.

¹⁾ Siehe diese Zeitschrift, 2. Jahrg., 1921, S. 11. Ferner den Bericht über meinen Vortrag auf der Naturforscherversammlung in Leipzig in der Zeitschrift f. ang. Math. und Mechanik Bd. 2, S. 381, 1922.

²⁾ Zeitschrift f. ang. Math. und Mechanik Bd. 2, S. 6, 1922.

³⁾ Diese Zeitschrift, 1. Jahrg., S. 631, 1920.

⁴⁾ Wegen der weiteren Bearbeitungen, die dieser Biegungsfall einer unbegrenzten Platte erfahren hat, sei auf die in den Anmerkungen 2 und 3 erwähnten Arbeiten verwiesen. Ähnlich dem von H. Marcus (Armierter Beton 12, 1919) eingeschlagenen Wege haben die Spannungsverteilung in derartigen Platten auch N. J. Nielsen („Spændinger i plader“, Diss. Kopenhagen, 1920) sowie H. M. Westergaard und A. Slater in ihrer Schrift „Moments and stresses in slabs“ (Proc. of the American concrete institute, 17, 1921) mittels der Differenzenrechnung berechnet. Der letzteren Schrift ist zu entnehmen, daß die amerikanischen Ingenieure in der ihnen gewohnten großzügigen Art wohl an mehr als zwei Dutzend mehrfelderigen Deckenkonstruktionen in Gebäuden Festigkeitsversuche bis zur Zerstörung der Decken angestellt haben.

⁵⁾ In der zitierten Arbeit steht für die Feldseiten a und b , was bei einem Vergleiche der Formeln zu beachten ist.

zu genügen. Sie lassen sich durch die der homogenen Plattengleichung $\Delta \Delta w'' = 0$ genügende Funktion:

$$w'' = \sum \left(a_k \cos \frac{k \pi y}{a} + b_k \frac{k \pi y}{a} \sin \frac{k \pi y}{a} \right) \cos \frac{k \pi x}{a}$$

befriedigen. Die Ausführung der in den Randbedingungen (2) vorgeschriebenen Differentiationen ergibt nach gehöriger Zusammenfassung der Glieder für die zweite Lösung w'' die rasch konvergente Reihe:

$$w'' = \frac{p a^3 b}{\pi^3 N} \sum \frac{(-1)^{k+1} \cos \xi_k}{k^3 \sin^2 \alpha_k} \left[\sin \alpha_k \cos \eta_k + \alpha_k \cos \alpha_k \cos \eta_k - \eta_k \sin \eta_k \sin \alpha_k \right] \quad (3)$$

in der zur Abkürzung

$$\xi_k = \frac{k \pi x}{a}, \quad \eta_k = \frac{k \pi y}{a}, \quad \alpha_k = \frac{k \pi b}{a} \dots \dots (4)$$

gesetzt und für $k = 1, 2, 3, \dots$ zu nehmen sind. So ergibt sich beispielsweise die größte Durchbiegung in der Mitte $x = y = 0$ des Feldes gleich

$$\frac{p b^4}{24 N} + \frac{p a^3 b}{\pi^3 N} \sum \frac{(-1)^{k+1} (\sin \alpha_k + \alpha_k \cos \alpha_k)}{k^3 \sin^2 \alpha_k};$$

sie ist in einer kontinuierlichen Platte mit quadratischer Feldteilung $a = b$, wenn die Poissonsche Zahl $= \frac{1}{4}$ genommen wird, gleich

$$0,597 \frac{p a^4}{E h^3}$$

2. Zur Angabe des Verlaufes der Momente m_x, m_y, m_{xy} :

$$m_x = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right), \quad m_y = -N \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right),$$

$$m_{xy} = -N(1 - \nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

in der durchlaufenden Platte sind die Funktionen w' und w'' zweimal nach den Koordinaten abzuleiten. Der Anteil w' (1) ergibt die elementaren Biegungsformeln:

$$\frac{m'_x}{\nu} = m'_y = \frac{p b^3}{6} \left(1 - \frac{3 y^2}{4 b^2} \right) \dots \dots (5)$$

des eingespannten Parallelstreifens. Die Spannungsmomente, die von der Fläche w'' herrühren, zerlegen wir in die beiden Anteile:

$$m''_x = m''_y = -\frac{(1 + \nu) p a b}{\pi} \sum \frac{(-1)^k \cos \xi_k \cos \eta_k}{k \sin \alpha_k} \dots (6)$$

$$m''_x = -m''_y = \frac{(1 - \nu) p a b}{\pi} \sum \frac{(-1)^k \cos \xi_k}{k \sin^2 \alpha_k} \times \left[\eta_k \sin \eta_k \sin \alpha_k - \alpha_k \cos \alpha_k \cos \eta_k \right] \dots (7)$$

$$m''_{xy} = \frac{(1 - \nu) p a b}{\pi} \sum \frac{(-1)^k \cos \xi_k}{k \sin^2 \alpha_k} \times \left[\eta_k \cos \eta_k \sin \alpha_k - \alpha_k \cos \alpha_k \sin \eta_k \right]$$

Unter der Voraussetzung, die wir der Rechnung zugrunde gelegt haben, daß nämlich die Stützkräfte der durchlaufenden Platte in einzelnen Punkten sich auf sie übertragen, müssen wir in der Umgebung ihrer Angriffspunkte ein unbegrenztes Anwachsen der Biegemomente erwarten. Es lassen sich nun tatsächlich auf Grund der eben vorgenommenen Zerlegung in der Umgebung der Stützpunkte logarithmisch unendlich

werdende Biegemomente nachweisen. Wir haben sie in den Momenten m''_x und m''_y (6) abgesondert. Zur Führung des Nachweises schreiben wir ihre Werte an, die sie in der Verbindungsgeraden $y = b$ einer Stützpunktreihe annehmen:

$$m''_x = m''_y = -\frac{(1 + \nu) p a b}{\pi} \sum \frac{(-1)^k}{k} \cos \alpha_k \cos \frac{k \pi x}{a} \quad (8)$$

Der in dieser Reihe vorkommende $\cos \alpha_k$ strebt mit den wachsenden Zahlen k sehr schnell der 1 zu. Läßt man ihn in ihren Gliedern fort, so entsteht eine Reihe:

$$\sum \frac{(-1)^k}{k} \cos \frac{k \pi x}{a},$$

die sich wesentlich nur in ihren ersten Gliedern von der ursprünglichen unterscheidet. Die letzte Summe ist eine der bekannten Eulerschen Entwicklungen, auf die man durch die Potenzreihe für $\ln(1 + u)$ geführt wird, wenn man u komplexe Werte beilegt. Sie stellt im Intervall $-a < x < a$ der Veränderlichen x die folgende Funktion von x :

$$-\ln 2 \cos \frac{\pi x}{2a} = \sum \frac{(-1)^k}{k} \cos \frac{k \pi x}{a}, \quad (k = 1, 2, 3, \dots) \quad (9)$$

dar. Indem wir von dieser Entwicklung der Funktion $\ln 2 \cos \frac{\pi x}{2a}$ in eine Fouriersche Reihe Gebrauch machen und noch eine Größe

$$q = e^{-\frac{\pi b}{a}} \dots \dots \dots (10)$$

einführen, mit deren Hilfe sich $\cos \alpha_k - 1$ durch den Bruch $\frac{2 q^{2k}}{1 - q^{2k}}$ ausdrücken läßt, erhalten wir für die Reihe in Gl. (8) die für $-a < x < a$ gültige Gleichung:

$$\sum \frac{(-1)^k}{k} \cos \alpha_k \cos \frac{k \pi x}{a} = -\ln 2 \cos \frac{\pi x}{2a} + 2 \sum \frac{(-1)^k q^{2k}}{k(1 - q^{2k})} \cos \frac{k \pi x}{a} \quad (11)$$

Wir haben im ersten Gliede auf ihrer rechten Seite den in der Umgebung der Stützpunkte $x = \pm a, (y = b)$ logarithmisch unendlich werdenden Bestandteil vor uns, denn der restliche Teil in (11) stellt einen wellenförmigen Kurvenzug dar, der einer gewöhnlichen Cosinuslinie sehr ähnelt.

An Hand von (5) - (7) und (11) lassen sich für die praktische Berechnung geeignete Formeln für die Spannungsmomente anschreiben. In der Verbindungslinie der Stützpunkte $y = b$ sind die Biegemomente durch die Formeln:

$$m'_x = -\frac{p b^2 \nu}{3}; \quad m'_y = -\frac{p b^2}{3}$$

$$m''_x = m''_y = \frac{(1 + \nu) p a b}{\pi} \times \left[\ln 2 \cos \frac{\pi x}{2a} - 2 \sum \frac{(-1)^k p^{2k}}{k(1 - q^{2k})} \cos \frac{k \pi x}{a} \right] \quad (12)$$

$$m'''_x = -m'''_y = -(1 - \nu) p b^2 \sum \frac{(-1)^k \cos \frac{k \pi x}{a}}{\sin^2 \alpha_k}$$

$$\left(\alpha_k = \frac{k \pi b}{a}, \quad q = e^{-\frac{\pi b}{a}} \right)$$

gegeben. Die resultierenden Momente m_x und m_y sind die Summe dieser drei Teilbeträge.

Wie wir schon bemerkten, wird die kontinuierliche Platte um die Säulen herum am stärksten beansprucht. Zur Dar-

stellung des Spannungsverlaufes an diesen Stellen setzen wir in den Gl. (12) $x = a$, ausgenommen im logarithmischen Gliede und in diesem $x = a - x_1$, unter x_1 eine kleine Größe verstanden, ferner zur Abkürzung:

$$\ln c = - \sum \frac{p^2 k}{k(1 - q^{2k})} \dots \dots \dots (13)$$

Aus den Gl. (12) ergeben sich dann die Ausdrücke für die Biegemomente auf der Linie $y = b$ in der Umgebung des Stützpunktes $x = a$:

$$m_x = \frac{(1 + \nu) p a b}{\pi} \ln \frac{\pi c^2 x_1}{a} - p b^2 \left[\frac{\nu}{3} + (1 - \nu) \sum \frac{1}{\mathfrak{E} \ln^2 \alpha_k} \right] \quad (14)$$

$$m_y = \frac{(1 + \nu) p a b}{\pi} \ln \frac{\pi c^2 x_1}{a} + p b^2 \left[-\frac{1}{3} + (1 - \nu) \sum \frac{1}{\mathfrak{E} \ln^2 \alpha_k} \right]$$

Von der in (13) eingeführten Größe c weist man leicht nach, daß sie sich durch das unendliche Produkt

$$c = (1 - q^2)(1 - q^4)(1 - q^6) \dots \dots \dots (15)$$

berechnen lassen muß, sofern nur $q < 1$ ist, was für alle Seitenverhältnisse $b : a > 1$ in der Tat der Fall ist. (Zum Beweise hat man nur den Logarithmus des unendlichen Produktes zu bilden.) Wählt man also die längere Seite des Feldes zur Seite b , so wird $q = e^{-\pi b/a}$ ein kleiner Bruch und man erkennt, daß sowohl (13), als (15) außerordentlich rasch konvergieren, für den hier verfolgten Zweck ist bereits hinreichend genau $c \approx 1 - q^2$.

Wenn man die Ausdrücke (14) mit den Formeln für das radiale und das tangentielle Biegemoment m_r und m_t einer in ihrem Mittelpunkt durch eine Einzelkraft Q belasteten und auf ihrem Umfang $r = a_0$ frei aufliegenden kreisförmigen Platte:

$$m_r = \frac{(1 + \nu) Q}{4\pi} \ln \frac{a_0}{r} ; m_t = \frac{(1 + \nu) Q}{4\pi} \ln \frac{a_0}{r} + \frac{(1 - \nu) Q}{4\pi} \quad (16)$$

vergleicht, kann man auch sagen, daß das Gebiet rings um eine Säule der kontinuierlichen Decke herum, abgesehen von zwei sogleich anzugebenden gleichmäßigen Biegemomenten, m_1 und m_2 , welche sie in der Richtung der x - bzw. der y -Achse verbiegen, ebenso beansprucht wird, wie der mittlere Teil einer kreisförmigen Platte, die auf einem Kreise vom Halbmesser

$$a_0 = \frac{a}{\pi c^2} = \frac{a}{\pi (1 - q^2)^2 (1 - q^4)^2 \dots}$$

frei aufruft und in ihrem Mittelpunkt eine Einzelkraft

$$Q = -4 p a b$$

gleich der Feldbelastung trägt. Die zusätzlichen Momente ergeben sich durch den Vergleich von (15) mit (16):

$$m_1 = -p b^2 \left[\frac{\nu}{3} + (1 - \nu) \sum \frac{1}{\mathfrak{E} \ln^2 \alpha_k} \right],$$

$$m_2 = p b^2 \left[-\frac{1}{3} + (1 - \nu) \left(\sum \frac{1}{\mathfrak{E} \ln^2 \alpha_k} + \frac{a}{\pi b} \right) \right].$$

Für die größte Inanspruchnahme der durchlaufenden Platte ist die Stärke der Konzentration der Stützkraft Q oder anders ausgedrückt das Verhältnis einer linearen Abmessung der Fläche, in der sich die Kraft Q auf die Platte überträgt, zu einer Abmessung der Platte, beispielsweise der Länge a oder b der Seiten eines Feldes maßgebend. Wir können, ähnlich wie man die Biegebbeanspruchung einer kreisförmigen Platte durch eine Einzelkraft abschätzt, annehmen, daß die Fläche, in der die Platte ihre Belastung auf eine Säule überträgt, ein Kreis

vom Halbmesser e sei und daß der Druck Q sich gleichmäßig in ihm verteilt. Im Mittelpunkt des Kreises ergeben sich dann die Maxima der Biegemomente der kontinuierlichen Platte:

$$m_x = -\frac{p a b}{\pi} \left[(1 + \nu) \ln \frac{a_0}{e} + 1 \right] + m_1,$$

$$m_y = -\frac{p a b}{\pi} \left[(1 + \nu) \ln \frac{a_0}{e} + 1 \right] + m_2.$$

Die entsprechenden Randspannungen in den Oberflächenschichten $z = \pm \frac{h}{2}$ der Platte sind $\sigma_{\max} = \pm \frac{6}{h^2} m_x, m_y$.

Der Verlauf der Biegungsspannungen σ_x und σ_y unter der Oberflächenschicht $z = h/2$ ist für eine gleichmäßig belastete durchlaufende Platte, die in einem quadratischen Gitter von Punkten unterstützt ist, aus der Abb. 3 zu ersehen. In derselben ist nur ein Viertel eines Feldes gezeichnet. O ist die

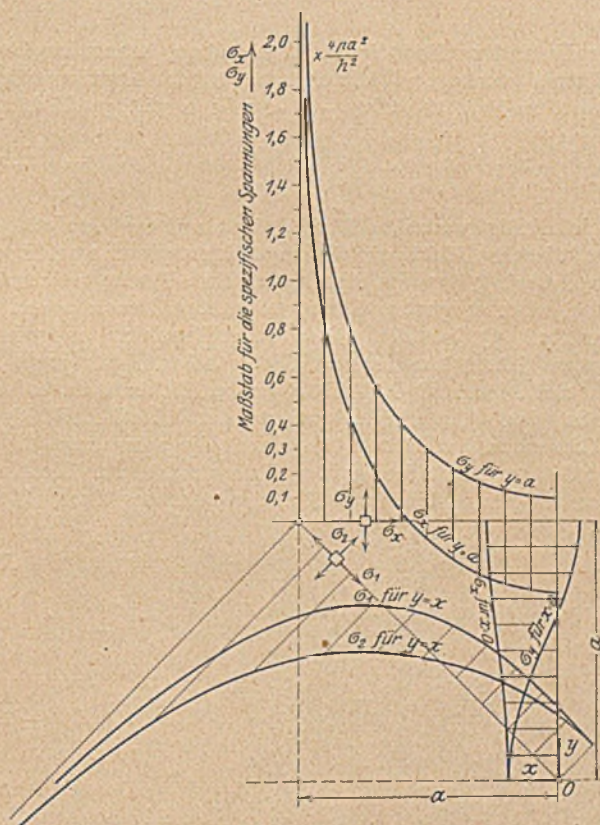


Abb. 3. Die Spannungen einer gleichmäßig belasteten durchlaufenden Platte mit quadratischen Feldern.

Mitte des Feldes, die gegenüberliegende Ecke ein Stützpunkt. Die Kurven der größten Randspannungen sind für den seitenhalbierenden Schnitt $y = 0$ eines Feldes, für einen Schnitt $y = a$, der durch eine Stützpunktreihe geht, und entlang einer Diagonalen eines Feldes angegeben. Zur Angabe der Spannungen σ_1 und σ_2 in den Diagonalen bedarf es keiner besonderen Rechnung, sie ergeben sich aus den Spannungen in den beiden vorerwähnten Schnitten auf Grund der Bemerkung, daß die resultierende Belastung der durchlaufenden Platte aus zwei gleichen Lastsystemen vom halben Druck p und den Gitterkonstanten $\sqrt{2} a$ erzeugt gedacht werden kann.

Aus der Abb. 3 ist zu ersehen, daß um jeden Stützpunkt eine geschlossene Kurve sich angeben läßt, auf der das um die Tangentenrichtung drehende Biegemoment verschwindet. Sie schneidet die Diagonale eines quadratischen Feldes in einer Entfernung $0,46 a$ und die Seiten in einem Abstand $0,42 a$ vom Säulenmittel und unterscheidet sich demnach nur wenig von einem Kreis vom Halbmesser $0,44 a$. Das Gebiet innerhalb dieser Kurve wird also angenähert wie eine durch einen gleichförmigen Druck p und außerdem durch eine Einzelkraft

$P = -4 p a^2$ in ihrem Mittelpunkt belastete kreisförmige Platte beansprucht, die man sich in einem Loch in die durchlaufende Platte frei drehbar eingehängt vorstellen kann⁷⁾.

3. Wie erwähnt, können aus der Fläche der kontinuierlichen Platte [Gl. (1) und (3)] Biegunszustände verwandter Art in Parallelstreifen und in rechteckigen Platten abgeleitet werden. Wir schreiben die Gleichung der verbogenen Fläche einer in einem rechteckigen Gitter von Punkten unterstützten durchlaufenden Platte für einen gleichförmig verteilten Druck p an, der entgegen der Richtung der positiven Durchbiegungen wirkt. Die von jeder Säule oder Stütze aufzunehmende Kraft sei mit $Q = 4 p a b$ bezeichnet. Indem wir ferner für die in jedem Gliede der Reihe (3) vorkommende Funktion der Koordinate y Y_k :

$$Y_k = \frac{1}{k^3 \sin^2 \alpha_k} \{ \sin \alpha_k \cos \eta_k + \alpha_k \cos \alpha_k \cos \eta_k - \eta_k \sin \eta_k \sin \alpha_k \} \quad (17)$$

und für die andere Koordinate x_1 schreiben, haben wir für die wellenförmig verbogene Mittelfläche w_1 der kontinuierlichen Platte die im Feldstreifen $-b < y < b$ gültige Gleichung:

$$w_1 = -\frac{p b^4}{24 N} \left(1 - \frac{y^2}{b^2}\right)^2 - \frac{Q a^2}{4 \pi^3 N} \sum (-1)^{k+i} Y_k \cos \frac{k \pi x_1}{a} \quad (18)$$

Die gleichmäßig verteilte Druckbelastung wird aufgehoben, wenn auf dieselbe Platte ein Gleichgewichtssystem von Kräften aufgebracht wird, das aus einem über ihre Fläche gleichmäßig verteilten, aber entgegengesetzt gerichteten Druck p und aus Einzelkräften Q besteht. Ihre Angriffspunkte mögen ein zum ersten Gitter kongruentes Gitter bilden, das gegen das erste um eine Strecke $O_1 O_2$ (Abb. 4) in der Richtung der x -Achse verschoben ist. (Die Angriffspunkte der Einzelkräfte Q des ersten Gitters sind in der Abb. 4 durch die schwarzen, die des anderen Gitters durch die weißen Kreise markiert. Die Kräfte Q haben in den ersteren die Richtung der positiven, in den

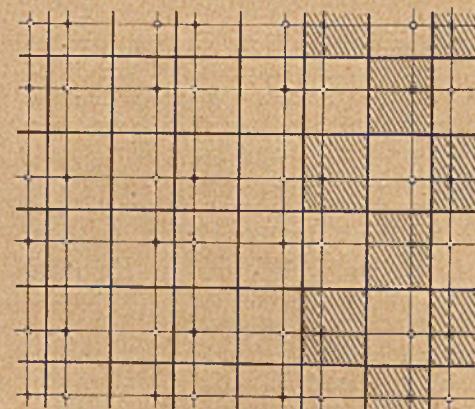
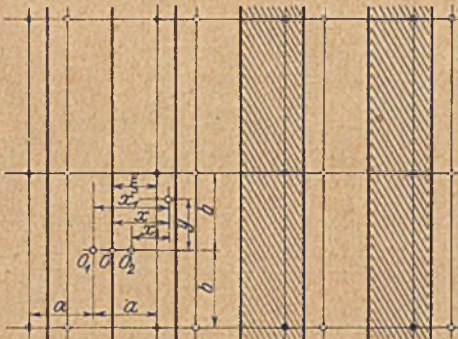


Abb. 4 u. 5.

letzteren die der negativen Durchbiegungen.) Von diesem zweiten Lastsystem wird eine Durchbiegung

$$w_2 = \frac{p b^4}{24 N} \left(1 - \frac{y^2}{b^2}\right)^2 + \frac{Q a^2}{4 \pi^3 N} \sum (-1)^{k+i} Y_k \cos \frac{k \pi x_2}{a} \quad (19)$$

erzeugt. Bei der Überlagerung der beiden Lastsysteme heben sich die Drucke p fort. Die verbleibenden Einzelkräfte Q erzeugen in der unbegrenzten Platte eine Deformation

$$w = w_1 + w_2 = -\frac{Q a^2}{4 \pi^3 N} \sum (-1)^{k+i} Y_k \left(\cos \frac{k \pi x_1}{a} - \cos \frac{k \pi x_2}{a} \right) \quad (20)$$

bei der wegen ihrer symmetrischen Anordnung sowohl w , als auch Δw auf einem System von parallelen Linien verschwinden. Durch diese Geraden wird die unbegrenzte Platte in frei aufliegende Parallelstreifen von der Breite a zerlegt, deren jeder durch eine Reihe von lauter gleichen Einzelkräften Q belastet ist. Setzen wir

$$x_1 + x_2 = 2 x, \quad x_1 - x_2 = 2 (a - \xi),$$

wo mit x eine neue Koordinate eingeführt wird, so wird

$$\cos \frac{k \pi x_1}{a} - \cos \frac{k \pi x_2}{a} = 2 (-1)^k \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a}$$

und wir erhalten die im Gebiete $-b < y < b$ der Veränderlichen y gültige Gleichung:

$$w = \frac{Q a^2}{2 \pi^3 N} \sum Y_k \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a} \dots \quad (21)$$

der Mittelfläche eines Plattenstreifens, bezogen auf das in der Abb. 4 mit O als Ursprung angegebene Koordinatensystem. In einem Schnitt $y = b$, der den Angriffspunkt einer Einzelkraft enthält, ist die Durchbiegung:

$$w = \frac{Q a^2}{4 \pi^3 N} \sum \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a} \cdot \frac{(\sin 2 \alpha_k + 2 \alpha_k)}{k^3 \sin^2 \alpha_k}$$

In ähnlicher Weise ergeben sich aus den Formeln für die Spannungsmomente der durchlaufenden Platte die Ausdrücke für die Biegemomente des Plattenstreifens:

$$\left. \begin{aligned} m_x'' &= m_y'' = -\frac{(1+\nu) Q}{2 \pi} \sum \frac{\cos \eta_k}{k \sin \alpha_k} \cdot \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a} \\ m_x''' &= -m_y''' = \frac{(1-\nu) Q}{2 \pi} \sum [\eta_k \sin \eta_k \sin \alpha_k - \alpha_k \cos \alpha_k \cos \eta_k] \frac{\sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a}}{k \sin^2 \alpha_k} \\ m_{xy}''' &= -\frac{(1-\nu) Q}{2 \pi} \sum [\eta_k \cos \eta_k \sin \alpha_k - \alpha_k \cos \alpha_k \sin \eta_k] \frac{\sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a}}{k \sin^2 \alpha_k} \end{aligned} \right\} \quad (22)$$

Da die Anteile m_x'' , m_y'' nach der Vereinigung von w_1 mit w_2 sich aufheben, sind die resultierenden Momente des Plattenstreifens:

$$m_x = m_x'' + m_x'''; \quad m_y = m_y'' + m_y'''; \quad m_{xy} = m_{xy}'''$$

Die Absonderung des unstetig werdenden Bestandteils der Momente m_x'' und m_y'' gelingt hier auf $y = b$ mittels des Summenwertes

$$2 \sum \frac{1}{k} \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a} = \ln \left| \frac{\sin \frac{\pi(\xi+x)}{2a}}{\sin \frac{\pi(\xi-x)}{2a}} \right|$$

so daß die Momente auf der Stützpunktgeraden $y = b$ aus den Formeln:

$$m_x' = m_y' = \frac{(1+\nu) P}{4 \pi} \left[\ln \left| \frac{\sin \frac{\pi(\xi+x)}{2a}}{\sin \frac{\pi(\xi-x)}{2a}} \right| - \sum \frac{q^{2k}}{k(1-q^{2k})} \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a} \right]$$

$$m_x''' = -m_y''' = -\frac{(1-\nu) P}{2} \cdot \frac{b}{a} \sum \frac{1}{\sin^2 \alpha_k} \sin \frac{k \pi \xi}{a} \sin \frac{k \pi x}{a}$$

berechnet werden können.

Durch zwei, nach Abb. 5 ineinander geschachtelte Doppelgitter der eben besprochenen Art entstehen schließlich zwei zu einander senkrechte Systeme von

⁷⁾ Die amerikanischen Ingenieure Turneure und Maurer haben ihrer Berechnungsmethode der eisenbewehrten durchlaufenden Decken eine derartige Annahme aus abschätzenden Betrachtungen heraus zugrunde gelegt, wobei sie das Gebiet um die Säulen herum als eine

kreisförmige „Kragplatte“ auffaßten deren Halbmesser sie in guter Übereinstimmung mit dem obigen Näherungsergebnis auf ein Fünftel der Säulenhöhe eingeschätzt haben. (Vgl. E. Probst, Vorl. über Eisenbeton, I. Bd., S. 520, 1917.)

parallelen Knotenlinien, auf denen w und Δw verschwinden. Sie teilen die unbegrenzte Platte in gleiche Rechtecke von den Seitenlängen a und b , deren jedes in seinem Innern eine Einzelkraft Q trägt. Das ist der bekannte Biegungsfall einer rechteckigen Platte, für den Navier eine Doppelreihe aufgestellt hat. Wir erkennen, daß man ihren Spannungszustand mit Hilfe der oben ermittelten Momente der Pilzdecke bestimmen kann. Da diese letzteren für ein

gegebenes Verhältnis von b zu a nur einmal zu ermitteln sind, gestatten die Momentenkurven die man für einzelne Schnitte $= y$ konst. aus den Gl. (22) berechnet hat, die Konstruktion der Momentenlinien für eine auf der rechteckigen Platte wandernde Last Q . Ihr Verlauf im Rechteck für eine gegebene Stellung der Einzelkraft Q ergibt sich durch Verschieben der Momentenkurven des eben betrachteten Parallelstreifens.

NEUERE AMERIKANISCHE DAUERVERSUCHE ZUR BESTIMMUNG DER ARBEITSFESTIGKEIT DER FLUSSEISENSORTEN.

Von Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier, München.

Nach Engin. News-Rec. 23. Aug. 1923 (Vol. 91. Nr. 8) berichtet.

In obengenannter Zeitschrift werden auszugsweise zwei neuere experimentelle Untersuchungen über die wichtige und noch immer in Dunkel gehüllte Erscheinung der Ermüdung des Eisens unter oftmaliger Wiederholung eines cyclisch veränderlichen Belastungszustandes mitgeteilt. Diese Arbeiten bringen in der Hauptsache eine Bestätigung der seit Wöhler und Bauschinger bekannten und auch später noch oft erwiesenen Tatsachen, aber darüber hinaus liefern sie einige hochinteressante, wertvolle neue Feststellungen, die auch bei uns volle Beachtung verdienen und hier ganz kurz mitgeteilt werden mögen. Für ein genaueres Studium, insbesondere auch der Zahlenresultate, muß auf den obengenannten Auszug oder noch besser auf die Originalarbeiten zurückgegangen werden. Die letzteren sind mir selbst leider nicht zugänglich gewesen.

Es wird im folgenden oft zweckmäßig sein, neben dem deutschen Fachausdruck auch den englischen wiederzugeben; denn beide können nicht wortgetreu gegenseitig übersetzt werden, weil sie dieselbe Sache von verschiedenen Seiten her betrachten und dementsprechend benennen.

Vorweggenommen sei, daß die sämtlichen Versuche erneut die Existenz einer wohl definierten Arbeitsfestigkeit (endurance limit) d. h. einer Spannungsgrenze bestätigen, unterhalb welcher das Material eine unbegrenzt große Anzahl von Spannungswechseln ohne Schaden ertragen kann.

I.

Arbeitsfestigkeit des Flußeisens (Endurance of Steel) auf Zug, Torsion und Schlagwirkung

Nach Versuchen von D. J. Mc. Adam, Annapolis.

Außer den seit Wöhler bekannten Biegungsversuchen eines rotierenden Stabes wurden auch Versuche mit hin- und hergehender Verwindung sowie mit wiederholter Schlagwirkung eines fallenden Hammers unter Biegungsbeanspruchung angestellt. Bei der ersteren Art war die Drehgeschwindigkeit des Stabes 800 bis 1200 Uml./min, bei den Torsionsversuchen war die Frequenz meistens 2140 Per/min und bei den Schlagversuchen 90 bis 600 Schläge/min. Vergleichsversuche mit stark veränderten Geschwindigkeiten zeigten aber, daß dieser Faktor ohne wesentlichen Einfluß auf die Arbeitsfestigkeiten (endurance limits) ist.

Bei den Schlagversuchen wurde ein an beiden Enden unterstützter cylindrischer Probekörper ruckweise um je 90° um seine Achse gedreht und während der kurzen Zeit der Ruhe von einem Hammer in der Mitte getroffen. Hammergewicht und Fallhöhe wurden so variiert, daß die zur Herbeiführung des Bruches notwendige Anzahl von Schlägen sich bewegte zwischen 1 und vielen Millionen.

Die bekannte graphische Darstellung der Versuchsergebnisse (Abszissen = Anzahl der Belastungen oder Spannungswechsel bis zum Bruch, Ordinaten = angewandte Belastung oder Materialspannung bzw. Schlagarbeit) zeigt, daß die Kurven sämtlicher Versuche etwa bei der Abszisse, die 10 000 000

Wiederholungen entspricht, in eine horizontale Gerade auslaufen. Es kann daher in allen Fällen der Wert der Ordinate bei $x = 10^7$ als die gesuchte Arbeitsfestigkeit angenommen werden.

Material. — Die Versuche erstreckten sich über eine große Zahl verschiedener Eisensorten von 0,023 vH C-gehalt bis zu kohlenstoffreichem Stahl, ferner über Ni-Stahl, Ni-Cr-Stahl und andere legierte Stähle. Jede Sorte wurde wieder in verschiedener Weise vorbehandelt, und die Dauerversuche erfolgten dann: 1. im ursprünglichen Zustand (as received),

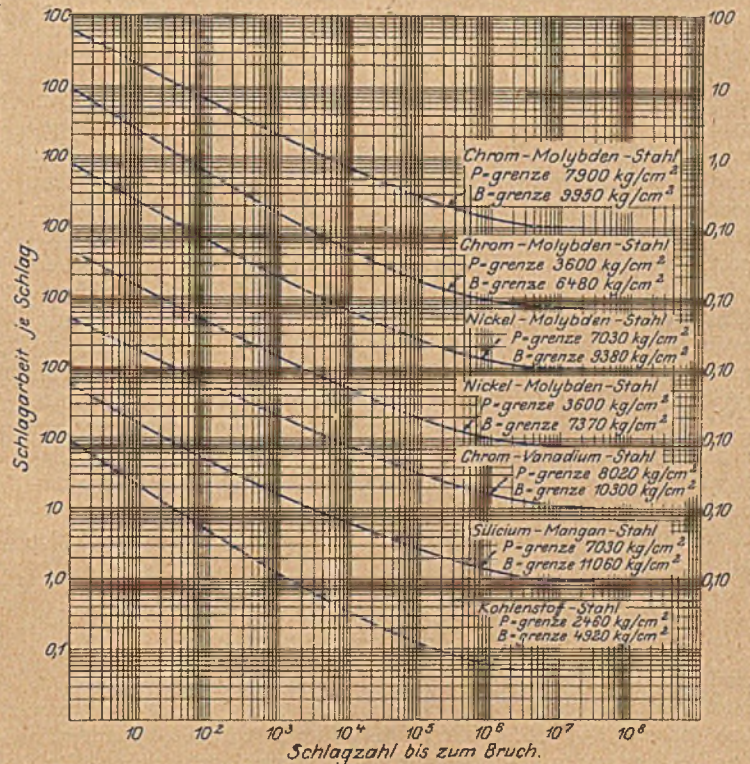


Abb. 1. Schlagwirkungsdauerversuche mit 7 verschiedenen Materialien.

2. ausgeglüht, 3. bei verschiedenen Temperaturen gezogen und entweder in Wasser oder in Öl abgeschreckt. Es ist eine wertvolle Feststellung, daß sich für all die verschiedenen Materialien ein qualitativ übereinstimmendes Verhalten bezüglich der verschiedenen Arten von Dauerbeanspruchung gezeigt hat.

Dauerbiegeversuche. — Eine Anzahl der Versuchskörper wurde zunächst 10 000 000 Spannungswechseln unterworfen, wobei die Spannung unter der voraussichtlichen, durch andere Versuche ermittelten Arbeitsfestigkeit gehalten wurde. Sodann wurden weitere 10^7 Spannungswechsel bei etwas

höherer Spannung angewendet und so in regelmäßigen Stufen fortgefahren bis zum Bruch. Es ergab sich durch diese Vorbehandlung eine erhebliche Zunahme der Arbeitsfestigkeit¹⁾.

Dauertorsionsversuche. — Die Ergebnisse sind ganz analog denjenigen bei den Biegeversuchen.

Schlagwirkungsdauerversuche. — Der zylindrische Versuchskörper von 12 mm Dmr. war in der Mitte mit einer

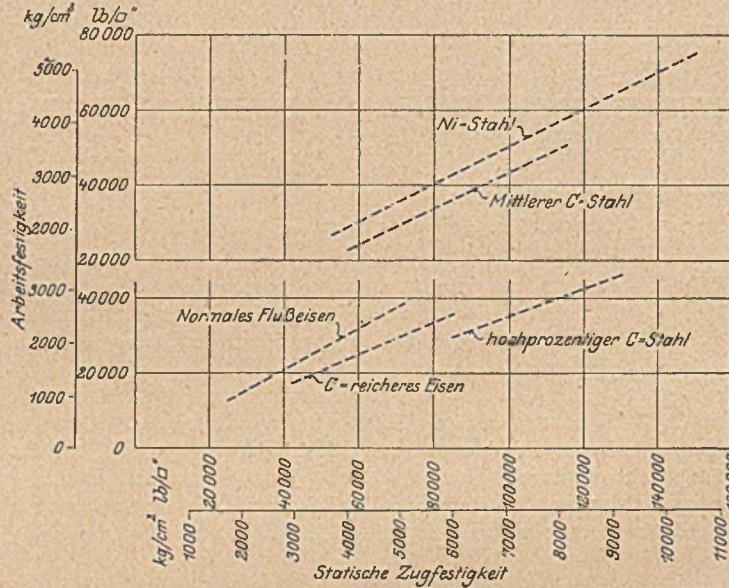


Abb. 2. Darstellung des Verhältnisses zwischen Arbeitsfestigkeit bei Biegung und statischer Zugfestigkeit.

Kerbe von etwa 1,5 mm Ausrundungsradius versehen. Daneben wurden zum Vergleich auch einige V-förmige Kerben angewandt. Einige typische Kurven für 7 verschiedene Materialien sind in Abb. 1 in logarithmisch geteiltem Koordinatensystem wiedergegeben. Die linken Endordinaten entsprechen dem Bruch des Materials durch einen einzigen Schlag. Sie sind proportional dem in der Kerbschlagprobe nach Charpy gemessenen Wert der Schlagarbeit, die wir mit „Kerbzähigkeit“ bezeichnen (Charpy impact value). Die Kurven laufen, wie schon erwähnt, in je eine horizontale Gerade aus, deren Ordinate die Arbeitsfestigkeit der betreffenden Beanspruchungsart vorstellt. Nun ergibt sich die bemerkenswerte Tatsache, daß diese rechten Endordinaten in keinem gesetzmäßigen Zusammenhang mit den linken Endordinaten stehen, wohl aber ist ein solcher Zusammenhang vorhanden mit den entsprechenden rechten Endordinaten der zugehörigen Dauerbiegungs- sowie der Dauertorsionsversuche. Für die sieben besprochenen Eisensorten schwankt das Verhältnis

Arbeitsfestigkeit auf Biegung bei rotierendem Stab
Dauerschlagarbeit

zwischen den Zahlen 550 000 und 670 000 (in amerikanischen Maßeinheiten) und liegt für vier derselben sogar zwischen 610 000 und 630 000. Diese Verhältniszahl kann also innerhalb der Fehlergrenzen als nahezu konstant betrachtet werden. Dagegen schwanken die Kerbzähigkeiten sowie deren Verhältnis zu den Dauerschlagfestigkeiten innerhalb weiter Grenzen. So hängt also die Dauerschlagfestigkeit nicht von der Kerbzähigkeit ab, wohl aber steht sie in engem Zusammenhang mit der Arbeitsfestigkeit für Biegung. Ein Stahl mit hohem C-gehalt und nur 2,9 Kerbzähigkeit (Charpy) hatte eine höhere Arbeitsfestigkeit beim Dauerschlagversuch, als ein kohlenstoffarmes Eisen mit 23,6 Kerbzähigkeit. Daraus folgt: Ob ein Maschinenteil plötzliche Querschnittsänderungen aufweist oder nicht, so ist seine Widerstandsfähigkeit gegen irgendwelche Dauerbeanspruchung unabhängig von der Kerbzähigkeit, vorausgesetzt,

1) Leider fehlt hier eine Angabe darüber, ob und wie lange Ruhepausen zwischen den Versuchsabschnitten stattgefunden haben.

daß die Schlagenergie nicht so groß ist, daß sie den Bruch nach weniger als etwa 1 000 000 Schlägen herbeiführen kann.

Verhältniszahlen der Arbeitsfestigkeiten. — Abb. 2 stellt das Verhältnis zwischen Arbeitsfestigkeit bei Biegung und statischer Zugfestigkeit dar. Abb. 3 gibt oben das entsprechende Verhältnis zwischen Arbeitsfestigkeit bei Torsion und statischer Zugfestigkeit, und unten dasjenige zwischen Arbeitsfestigkeit bei Torsion und statischer Torsionsfestigkeit. Die eingetragenen Versuchspunkte liegen mit ziemlich guter Annäherung auf geraden Linien, entsprechend einem konstanten Verhältnis der beiden Festigkeitszahlen. Und zwar ist der Durchschnittswert dieses Verhältnisses nach Abb. 2 für kohlenstoffreichen Stahl etwa 0,35; für mittleres Kohlenstoffeisen etwa 0,41 und für 3 1/2 vH Ni-Stahl etwa 0,50.

Während die hier besprochenen Verhältnisse also ziemlich konstant sind, zeigt sich keine solche Beziehung der Arbeitsfestigkeiten zu den entsprechenden Proportionalitätsgrenzen. Bei niedriger oder mittlerer P-Grenze ist die Arbeitsfestigkeit ungefähr der ersteren gleich; dagegen ist sie bei hoher P-Grenze nur etwa gleich der Hälfte der P-Grenze.

Intervall des kritischen Spannungswechsels (Endurance-Range). — Einige ergänzende Versuche sollten Aufschluß geben über die Veränderlichkeit der Schwingungswerte oder des Intervalls der wechselnden Spannungen bei verschiedenen Lagen desselben innerhalb der Elastizitätsgrenze. Es zeigte sich, daß diese Veränderlichkeit sehr gering ist. Selbst wenn die Spannung zwischen Null und einem positiven Höchstwert schwingt, ist das kritische Intervall nicht mehr als etwa 10 vH kleiner, als wenn die Spannung zwischen gleichen positiven und negativen Werten schwingt. D. h. mit anderen Worten: das, was wir „Ursprungsfestigkeit“ nennen, ist etwa das 0,9-fache der doppelten „Schwingungsfestigkeit“. Daraus wird gefolgert: Innerhalb der Elastizitätsgrenze ist das Intervall

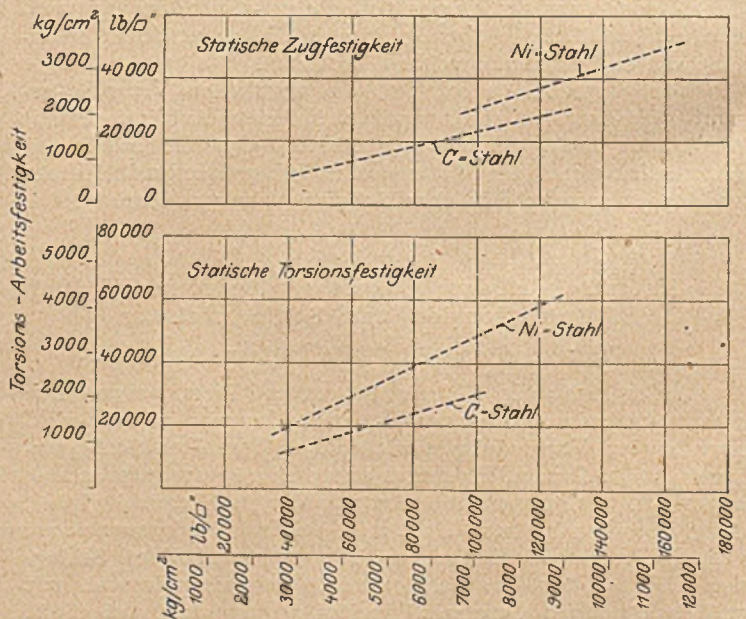


Abb. 3. Darstellung des Verhältnisses zwischen Torsionsarbeitsfestigkeit und statischer Zug- bzw. Torsionsfestigkeit.

der kritischen Dauerbeanspruchung praktisch konstant und gleich dem doppelten Wert der Schwingungsfestigkeit.

II.

Arbeitsfestigkeit des Flußeisens.

Nach Versuchen ausgeführt an der Universität Illinois, berichtet von H. F. Moore und T. M. Jasper.

Es handelt sich um einen ergänzenden Bericht zu einem schon vor zwei Jahren veröffentlichten. Die neuen Versuche bestätigen die früheren Ergebnisse und behandeln außerdem

noch den Fall einer kombinierten Zug- und Biegebungsbeanspruchung im Dauerversuch.

Material. — Kohlenstoffgehalt von 0,02 bis 1,20 vH; ferner Chromnickelstähle mit etwa 3,5 vH Ni. Sowohl die Biegebungs- als auch die Torsions-Dauerversuche zeigen übereinstimmend in der graphischen Darstellung eine nach rechts abfallende Linie, die scharf in einen horizontalen Teil umbiegt (s. Abb. 4).

Ein besonderes Augenmerk wurde der Frage zugewendet,

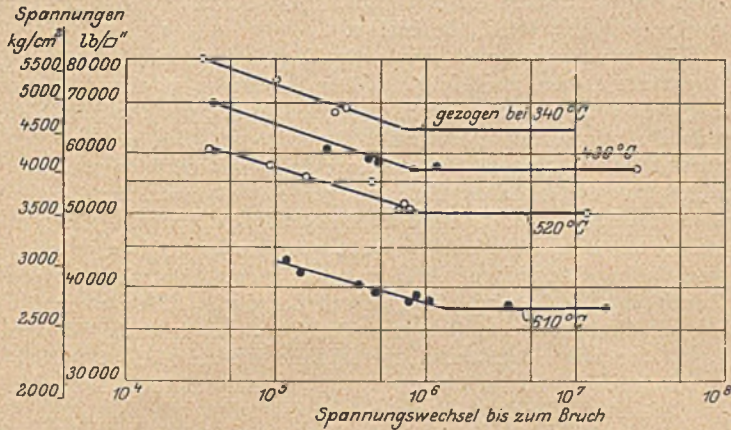


Abb. 4. Biegebungs-dauerversuche mit vier verschiedenen vorbehandelten Materialien.

ob dieser horizontale Teil der Kurve etwa die Tendenz zeigen würde, sich zu senken bei weiterer beträchtlicher Steigerung der Belastungswechsel, und eine Anzahl von Versuchen wurden bis auf etwa 10^9 Wechsel getrieben bei Spannungen gerade noch

unterhalb der kritischen Grenze (Arbeitsfestigkeit). Hierbei zeigte sich keinerlei Abfallen der Arbeitsfestigkeit bei dieser sehr hohen Zahl von Spannungswechseln.

Wärmeentwicklung des Probekörpers. — Man kann die Dauerfestigkeit auf viel bequemem Wege, in viel kürzerer Zeit feststellen als es durch den eigentlichen Ermüdungsbruch geschieht, durch Aufzeichnen der Temperatur-Erhöhungskurve²⁾. Beim Dauerversuch erwärmt sich der Probekörper, und zwar mit zunehmender Spannung zunächst in geradlinig steigendem Maße, von einer gewissen Spannung ab jedoch plötzlich in viel stärkerem Maße. Durch sämtliche Versuche wird nun bestätigt, daß dieser Knickpunkt in der Temperaturkurve identisch ist mit der kritischen Belastungsgrenze, die wir Arbeitsfestigkeit nennen. Man kann daher letztere durch Aufsuchen der Temperaturkurve bestimmen, was in 15 bis 30 Minuten an einem einzigen Probekörper ge-

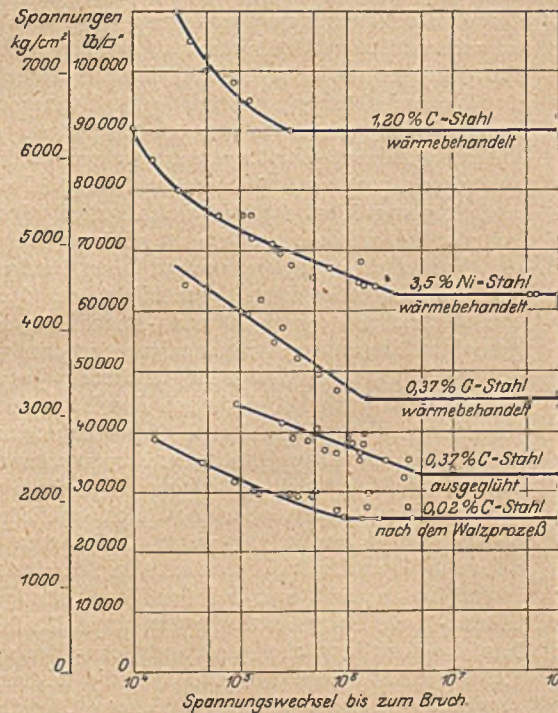


Abb. 5. Beziehung zwischen Arbeitsfestigkeit und Temperaturerhöhungskurve.

schehen kann. In Abb. 5 erkennt man die gute Übereinstimmung der Ordinaten je zweier zusammengehöriger Punkte; und Abb. 6 zeigt durch den geradlinigen Verlauf der Kurve, daß je zwei zusammengehörige, nach den beiden Methoden ermittelten Arbeitsfestigkeiten gleich groß sind.

Auch bei diesen Versuchen wurde durch eine vorausge-

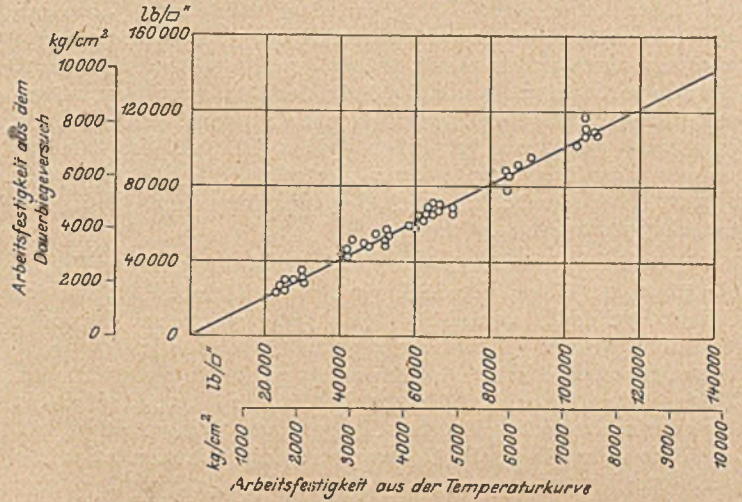
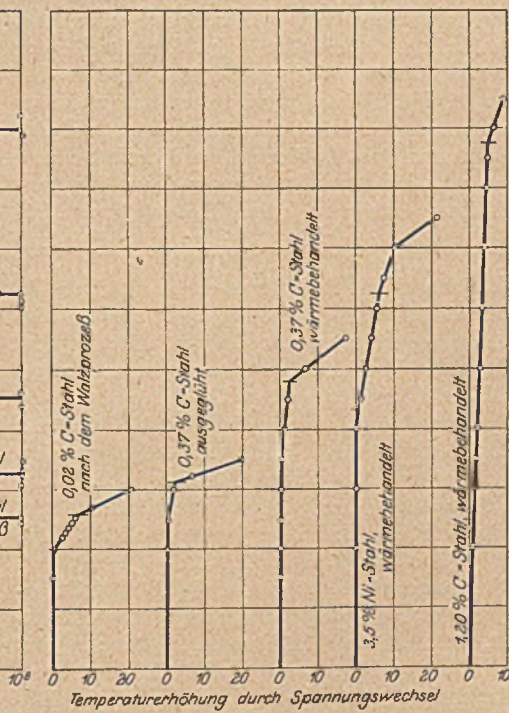


Abb. 6. Übereinstimmung der nach zwei verschiedenen Methoden gefundenen Arbeitsfestigkeiten.

gangene Dauerbeanspruchung dicht unterhalb der kritischen Spannung eine Erhöhung der zu erwartenden Arbeitsfestigkeit beobachtet. Einen mir nicht recht erklärlichen Widerspruch hierzu bildet aber dann die folgende Feststellung: Bei einigen



Versuchen wurde der Probekörper zunächst einigen wenigen direkten Zugbelastungen unterworfen.

Diese Vorbehandlung hatte keine Wirkung auf die Arbeitsfestigkeit, solange sie unterhalb der P-Grenze blieb; aber oberhalb dieser Grenze reduzierte sie die Arbeitsfestigkeit um 20 vH. Dieses Ergebnis ist mit Vorbehalt aufzunehmen und es ist vor allem auch nach der Dauer der Zwischenpausen zu fragen.

Verhältnis zwischen Arbeitsfestigkeit und statischer

Zugfestigkeit. Es ergab sich ein ziemlich festes Verhältnis zwischen diesen beiden Werten, dagegen eine unvollkommene Beziehung zur Elastizitätsgrenze³⁾.

Es folgen noch Bemerkungen über die Wirkung einer vorausgegangenen Wärmebehandlung, über kombinierte Biegebungs- und Zugbeanspruchung, sowie über Goodman's Hypothese der dynamischen Beanspruchung, welche sich in keiner Weise bewährt hat.

²⁾ Das Verfahren stammt von H. Gough, s. Engineering 1921, Vol. 112, S. 10/12, 1922, Vol. 114, S. 7., und scheint in Deutschland noch nicht die verdiente Beachtung gefunden zu haben.

³⁾ Elastizitäts- und Proportionalitätsgrenze sind eben keine festen Grenzen. Statische Zugfestigkeit und Arbeitsfestigkeit können dagegen als Materialkonstanten betrachtet werden.

III.

Zu den beiden oben auszugsweise wiedergegebenen Arbeiten macht der Herausgeber von Eng. News-Record selbst noch in einem kurzen Artikel am Eingang desselben Heftes einige Bemerkungen mit der bezeichnenden Überschrift: „Das geheimnisvolle Rätsel der Ermüdung“ (Mystery of Fatigue). Er sagt, daß trotz eingehender Versuchsarbeiten der letzten Jahre das genannte Rätsel nicht gelöst worden sei und daß wir heute ebensowenig verstehen wie früher, was eigentlich in einem Metalle vor sichgeht, so daß z. B. es nach 5000 000 Spannungswechseln bricht, nicht aber schon nach 5000. Alle neuen ans Licht gezogenen Tatsachen, wie z. B., daß die Wiederholung der Belastung unter Umständen das Material eher stärker als schwächer macht, vermehrten nur noch die Schwierigkeiten.

Die als erwiesen zu betrachtende Tatsache, daß der Knickpunkt in der Wärmeentwicklungskurve zusammenfällt mit der Arbeitsfestigkeit, veranlaßt den Herausgeber zu folgender Schlußfolgerung: Die vermehrte Wärmeentwicklung von einem gewissen Punkte ab entspricht irgend einer zerstörenden Wirkung im Innern des Körpers, welche das Material schwächt bis zum schließlichen Bruch. Um so merkwürdiger ist es, daß auch die mikroskopische Untersuchung nicht imstande ist, die geringste Veränderung in der Materialbeschaffenheit infolge

des Dauerversuches mit wechselnden Beanspruchungen gerade oberhalb der kritischen Grenze zu entdecken.

Die oben erwähnte verstärkende Wirkung, welche eine Dauerbeanspruchung unter Umständen haben kann, ist ebensowenig noch ein Rätsel, wie die Schwächung, welche sich in dem Ermüdungsbruch kundgibt. Aber beide Wirkungen scheinen doch in naher Beziehung zueinander zu stehen. Nach Ansicht des Herausgebers ist es erwünscht und notwendig, daß die Forschung auf diesem Gebiet in beschleunigtem Tempo fortschreitet, indem sie noch viel mehr Arbeiter und Denker in ihren Dienst stellt, als bisher.

Dieser Ansicht muß man unbedingt beistimmen. Doch sei es gestattet, dazu noch folgende Bemerkung zu machen: Wenn wir, was sehr leicht möglich ist, auch in diesem Problem vor einem „Ignorabimus“ stehen sollten, so ist dies für uns Ingenieure noch lange nicht trostlos; denn uns wird es genügen, wenn wir auf Grund der Erfahrung unsere Bauwerke mit praktisch ausreichender Sicherheit konstruieren können. Hierzu stehen uns aber nicht nur die Laboratoriumsergebnisse, sondern auch die glücklichen Erfahrungen einer jahrzehntelangen Praxis zur Verfügung. Die wissenschaftliche Erkenntnis der letzten Ursachen und Zusammenhänge ist zwar auch für den Ingenieur von höchstem Interesse, sie ist aber nicht Selbstzweck, sondern nur Mittel zu irgend einem praktischen Zweck. München, Ende September 1923.

ÜBER VOLUMENVERÄNDERUNGEN, DIE FESTIGKEIT UND DIE WASSERDICHTIGKEIT VON BETON BEI VERWENDUNG VON PORTLAND-ZEMENT UND DEM HOCHWERTIGEN TONERDE-ZEMENT.¹⁾

Von Dipl.-Ing. A. Hummel, Assistent an der Bautechnischen Versuchsanstalt der Technischen Hochschule, Karlsruhe.

Es ist bekannt, daß Zement, Zementmörtel und Beton beim Erhärten Volumenveränderungen erfahren; sie schwinden beim Erhärten an der Luft, sie schwellen beim Erhärten unter Wasser und erleiden gemischte Volumenveränderungen bei gemischter Lagerung. Bei der Feststellung des Maßes dieser Volumenveränderungen hat man sich mit Rücksicht auf die Verwertbarkeit der Zahlen in der Statik und zur Vereinfachung der Versuchsarrangements auf die Messungen von Längenänderungen stabförmiger Zement- oder Betonkörper beschränkt. Solche meist auf $\frac{1}{1000}$ mm vorgenommene Messungen sind deshalb besonders schwierig, weil erstens die wiederholte Messung eines und desselben Versuchskörpers zum Zwecke der Feststellung der Längenänderungen jeweils die Messung an genau derselben Stelle des Versuchskörpers voraussetzt, zweitens weil bei der Kleinheit der Meßbeträge längenverändernde Einflüsse von Temperaturschwankungen auf den Meßapparat auszuschalten sind, und drittens weil auch von den Versuchskörpern selbst solche längenverändernden Einflüsse, die nicht zum Schwinden und Schwellen hinzugehören, wie die Einflüsse schwankender Lufttemperatur, eliminiert werden sollten. Die Einflüsse schwankender Lufttemperatur auf Meßapparat und Versuchskörper wurden, wenn überhaupt auf sie Rücksicht genommen worden ist, bei den bisherigen Messungen bald rechnerisch ausgeschaltet, bald durch Wahl von Meßräumen mit ungefähr konstanter Temperatur wie z. B. Kellerräume, einigermaßen berücksichtigt. Während die rechnerische Elimination der Einflüsse veränderlicher Temperatur bei der Meßvorrichtung im allgemeinen keine Schwierigkeiten macht, ist sie bei den Betonkörpern deshalb sehr verwickelt und nie genau möglich, weil die Wärmeausdehnungszahl von Beton eine mit Betonart und Betonalter wechselnde Zahl ist und der Beton bei Schwindmessungen gerade in allen Altersstufen betrachtet wird. Es ist so eine mehr experimentelle Ausschaltung des Wärmeinflusses vorzuziehen, wobei allerdings nur annähernde Temperaturgleichheit nicht genügt, wenn man in Betracht zieht, daß eine Temperaturschwankung von 1° C bei einem Betonkörper von 50 cm Länge bereits eine Längen-

änderung von 0,006 mm mit sich bringt. Die Bedingung des Messens an stets derselben Stelle des Versuchskörpers führte zu verschiedenen Meßmethoden, wobei bald Messungen an der Längsseitenoberfläche, bald Messungen in der räumlichen Achse der Versuchskörper angestellt und Versuchskörper der aller- verschiedensten Größen verwendet wurden. Bei dem schon erwähnten Einfluß der Lagerungsart auf die Art der Volumenveränderungen beschränkt schon die Wahl verschiedener Versuchskörpergrößen die Vergleichbarkeit der bisherigen Forschungsergebnisse sehr. So ist auch ein eingehender Versuch des Verfassers, aus den vorhandenen Zahlenwerten²⁾ Gesetzmäßigkeiten abzuleiten, gescheitert an der Verschiedenheit der Versuchsbedingungen und -Anordnungen. Die mehr allgemeinen Ergebnisse der bisherigen Forschungen sind neben den schon eingangs erwähnten Ergebnissen: Jeder Zement hat ein anderes Schwindmaß, das nach den Forschungen der Zementchemiker mit der chemischen Zusammensetzung der Zemente wechselt³⁾. Nach dem Stande der Zementchemie ist das Schwind- bzw. Schwellmaß durch Änderung der chemischen Zusammensetzung der Zemente aber noch nicht willkürlich beeinflussbar, so daß der bauende Ingenieur sich vorerst mit der unangenehmen Eigenschaft der Zemente zu Schwinden und zu Schwellen abfinden muß und bei der Verwendung von Zement zur Mörtel- bzw. Betonbereitung diejenigen Maßnahmen zu treffen hat, die dort das Schwinden und Schwellen verringern können. Leider muß gesagt werden, daß die bisherigen Forschungsergebnisse nicht unbedingt sichere Handhaben für solche Maßnahmen bieten. Wohl wurde gefunden, daß durch häufiges Naßmachen im jungen Alter das Schwinden von Beton verringert werden kann. Es ist aber bei diesem rohen Verfahren, insbesondere bei stärkeren Bauteilen, kaum zu erfassen, wie weit das Naßmachen infolge der verschiedenen und nicht überwachbaren Feuchtigkeitsverhältnisse außen gegenüber dem

²⁾ Arbeiten von Bach-Graf, Deutsche Bauzeitung 1921, S. 47; Schüle, Mitteilung der Materialprüfungs-Anstalt Zürich, Heft 13; Gary, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton 1915, Heft 35; Rudeloff, Deutscher Ausschuß für Eisenbeton 1913, Heft 23; Kirsch, Versuche über das Schwinden von Beton, Leipzig/Wien.

³⁾ Kühl, Tonindustrie-Zeitung 1912, Nr. 97; und Schott, Protokoll V. Z. F. 1921, S. 84.

¹⁾ Referat über eine Doktorarbeit.

Innern nicht neue innere Spannungen mit sich bringt, die keine Verbesserungen in statischer Hinsicht bedeuten. Ferner wurde gefunden, daß bei zunehmender Magerung des Betons sein Schwindmaß geringer wird. Dies bietet kein unbedingtes Hilfsmittel zur Verringerung des Schwindens in solchen Fällen, in denen eine bestimmte Mindestfestigkeit des Betons verlangt ist, höchstens nur dann, wenn hochwertige Zemente in Anwendung kommen, die eine solche Magerung zulassen und selbst kein höheres Schwindmaß als gewöhnliche Zemente besitzen. Ferner wurde gefunden, daß die Verminderung des Anmachwasserzusatzes das Schwinden von Beton verringern soll. Diese Verminderung des Wasserzusatzes ist durch die Verarbeitbarkeit des Betons stark beschränkt, die z. B. bei Eisenbetonarbeiten eine Mindestwassermenge erfordert, die stets eine beträchtliche Höhe hat. — Nicht untersucht ist der Einfluß verschiedener Kornzusammensetzungen auf die Volumenveränderung von Beton, ein Einfluß, der wegen der verschiedenen Dichtigkeit des Betons mit verschiedener Kornzusammensetzung zu vermuten ist. Der Verfasser hatte die Absicht, diesem Einfluß bei Verwendung der verschiedensten Kornzusammensetzungen und Mischungsverhältnisse nachzugehen unter Anstellung der Messungen wie auch der Lagerung der Versuchskörper bei genau gleichbleibenden Temperatur- und Feuchtigkeitsverhältnissen. Nachdem die Schwindmeßeinrichtung für eine Untersuchung bei den erwähnten Voraussetzungen geschaffen war, konnte der zur Gleichhaltung der Temperatur der Luft und des Wasserbades erforderliche elektrische Strom wegen der wirtschaftlichen Notlage nicht mehr in dem erforderlichen Umfange zur Verfügung gestellt werden, und es konnten Schwindmessungen nur in beschränktem Umfange stattfinden. Die Schwindmeßeinrichtung wurde zunächst verwendet für eine Untersuchung über den Einfluß konstanter und nicht konstanter Lagerung von Beton auf die Längenänderungen, über die Veränderungen an der Oberfläche der Körper im Vergleich zu denen in der Achse, über die Beziehungen zwischen den Längenänderungen und den Befeuchtungs- bzw. Austrocknungsvorgängen und über den Einfluß der Kornzusammensetzung von Beton auf die Längenveränderung wenigstens an einem extremen Beispiel. Ein Teil der Untersuchungen wurde unter Verwendung von zwei verschiedenen Zementen, einem Portlandzement und einem Tonerdezement durchgeführt. Hand in Hand damit ergab sich ein Beitrag zur Frage des hochwertigen Betons, die in neuester Zeit auch in Deutschland in den Vordergrund betontechnischer Erörterung rückt. Die mehr Vermutungen und Befürchtungen als Forschungsergebnisse enthaltenden Berichte über hochwertiges Zement und Beton bezeugen das dringende Erfordernis einer umfassenden Untersuchung an hochwertigem Beton und einer Gegenüberstellung zum Portlandzementbeton*).

Untersuchungen an den verwendeten Zementen. Der Portlandzement, den die Portlandzementwerke Heidelberg für wissenschaftliche Untersuchungen zur Verfügung gestellt hatte, wofür ihnen auch an dieser Stelle gedankt sei, ist nach seiner chemischen Beschaffenheit ein normaler Portlandzement. Über den Tonerdezement, der die Aufschrift „Electrociment“ trug, übermittelte die badische Anilin- und Sodafabrik in Ludwigshafen, die Spenderin des Zementes, die folgende Analyse:

Metallische Anteile	2,6 vH
Unlösliche Kieselsäure	0,2 ..
Lösliche Kieselsäure	5,0 ..
Aluminiumoxyd	39,0 ..
Eisenoxyd	15,1 ..
Calciumoxyd	34,8 ..
Magnesiumoxyd	0,2 ..
Titanoxyd	2,2 ..
Kohlensäure	1,0 ..
Schwefelsäure	0,1 ..
Sulfidschwefel	Spur.

*) Während der Drucklegung dieses Referats ist allerdings der Bericht von A. Troche über größere nordische Versuche mit „Schmelzement“ bekannt geworden. Vgl. Beton u. Eisen 1923, S. 271.

Dieser Zement kann bei einem hydraulischen Modul von 0,6 nicht mehr zu den Portlandzementen zählen, für die als Grenzen des hydraulischen Moduls 1,7—2,2 gegeben sind. Während der Portlandzement die gewöhnliche gelblichgrün-graue Färbung trug, sah der Tonerdezement stahlgrau mit einem Stich ins Rotblaue aus. Unter dem Mikroskop betrachtet, wobei sich übrigens der größte Teil der Portlandzementkörnchen als durchscheinend erwies, während beim Tonerdezement nur etwa die Hälfte der Körnchen durchscheinend war, erschienen beide Zemente ungefähr gleich mahlfein. Die mechanischen Siebanalysen ergaben im Mittel aus 4 Versuchen:

	Rückstand auf 900 Maschen- Sieb vH	Zwischen 900 und 4000 Maschen- Sieb vH	Zwischen 4900 und 10 000 Maschen- Sieb vH	Durchgang durch 10 000 Maschen- Sieb vH	Flugstaub- verlust vH
Portland- zement	0,8	12,8	15,7	68,7	2,0
Tonerde- zement	2,5	10,0	18,3	67,6	1,6

Der Unterschied in der Mahlfeinheit beider Zemente ist also sehr gering. Beide Zemente sind sehr gut gefeint.

Sie bestanden beide die gewöhnliche wie die beschleunigte Raumbeständigkeitsprobe, wobei der Portlandzement 28 vH, der Tonerdezement 25 vH Wasser beanspruchte. Die Bindezeiten, die mit der Vicat-Nadel unter besonderer Beobachtung gleichbleibender Verhältnisse in einem Raum mit der genau geregelten Temperatur von 18° C und einer relativen Luftfeuchtigkeit von 60 vH festgestellt worden sind, sind:

Heidelberger Portlandzement (Wasserzusatz 28 vH)	
Abbindebeginn nach 2 h	27 min
Abbindeende „ 8 „	47 ..
Tonerdezement (Wasserzusatz 25 vH)	
Abbindebeginn nach 2 h	59 min
Abbindeende „ 4 „	54 ..

Beide Zemente sind somit Normalbinder, und es liegen auch bei der Verwendung von Tonerdezement im Bau keine Beschränkungen in der Verarbeitbarkeit vor. Beim Tonerdezement zeigten sich aber, was die Bindezeiten und die Verfestigung anbelangt, Unregelmäßigkeiten. Es sind deutliche Anzeichen dafür vorhanden, daß der Tonerdezement sich nicht über alle Teile der Masse gleichzeitig und gleichmäßig verfestigt⁴⁾. Beim Abbindebeginn zeigte sich oft, daß die Vicat-Nadel an der einen Stelle des Kuchens vollkommen und ungehindert durchsank, während sie gleich daneben weit über dem Boden stecken blieb. Der abgegebene Tonerdezementkuchen zeigte namentlich an seiner Berührungsfläche mit Glas oder dem Hartgummiring eine im Vergleich zum Portlandzement sehr dichte Oberflächenstruktur, die von Glas oder poliertem Marmor nicht zu unterscheiden war und auch unter dem Mikroskop selten eine Pore aufwies, während der Portlandzementkuchen im Durchschnitt von Poren übersät war. — Der Abbindeerwärmung wurde wegen der damit verbundenen Volumenveränderungen und auch deshalb besondere Aufmerksamkeit geschenkt, weil bezüglich des Tonerdezementes die auseinanderliegenden Nachrichten⁵⁾ vorliegen, deren Unterschiede in keinem Verhältnis stehen zu den Unterschieden in den Erwärmungsgraden bei Portlandzementen. Mit einem nach dem Prinzip des Killigschen Thermoapparates⁶⁾ selbst gebauten Apparat, der als Wärmeschutz dienen sollte, und in den die Zemente sogleich nach Anmachen mit Wasser ver-

4) Ähnliche Erscheinungen sind auch beim Abbinden von Trikalzium-Aluminaten beobachtet worden. Technol. Papers, Nr. 78, S. 9.

5) Zement 1922, S. 525; 1923, S. 143, und Beton u. Eisen 1922, S. 275.

6) Protokoll V. Z. F. 1919, S. 193.

bracht wurden, sind an je 1000 g Zement die folgenden Temperaturkurven aufgenommen worden (vergl. Abb. 1).

Der Verfasser ist sich bewußt, daß in den Kurven auch die Wärmeverluste im Apparat zum Ausdruck kommen; es handelte sich aber hier nicht um calorimetrische Messungen, sondern um Temperaturmessungen. Die ermittelten Kurven geben die Zeiten der hauptsächlichsten Wärmeentwicklung und praktisch auftretende Temperaturen an. Der Portlandzement erwärmte sich langsam und gleichmäßig auf bis zu 30° C bei 1000 g Zement; im schroffen Gegensatz dazu erwärmte sich der Tonerdezement in zwei deutlich sich unterscheidenden Erwärmungsstufen auf bis zu 113° C bei 1000 g Zement. Änderungen

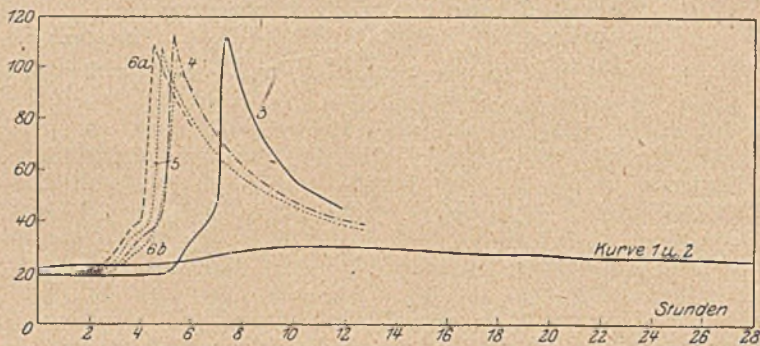


Abb. 1. Abbindeerwärmung von 1000 g Zement.

Kurven 1-2: Erwärmungskurven des Portlandzements.
Kurven 3-6 b: Erwärmungskurven des Tonerdezements.

dés Wasserzusatzes von 25-40 vH ergaben beim Tonerdezement keine wesentliche Änderung des Erwärmungsvorganges. Die Zeiten der Wärmeentwicklung sind bei den einzelnen Versuchen am Portlandzement gleich, beim Tonerdezement auch bei konstanten Versuchsbedingungen verschieden, was wiederum auf Abbindeunregelmäßigkeiten hinweist (vergl. die obigen Kurven). Der charakteristische Verlauf der Temperaturkurve beim Tonerdezement ließ es aussichtsreich erscheinen, den von Killig, Gary, Schoch u. a. gesuchten Beziehungen zwischen den Zeiten der Wärmeentwicklung und den mit der Vicat-Nadel festzustellenden Bindezeiten näherzukommen. Beobachtungen an 300 g Zementkuchen, die nur vor strömender Luft geschützt waren und zugleich mit der Vicat-Nadel

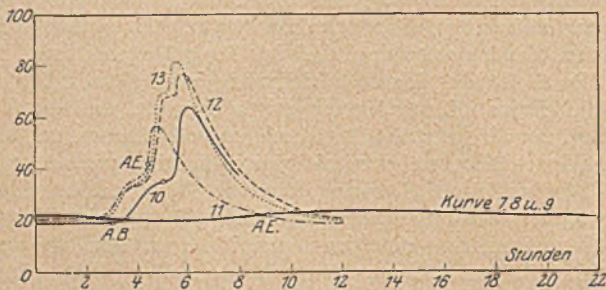


Abb. 2. Abbindeerwärmung von 300 g Zement.

Kurven 7-9: Erwärmungskurven des Portlandzements.
Kurven 10-13: „ „ „ Tonerdezements.

untersucht wurden, ergaben die nachfolgenden Erwärmungskurven (Abb. 2):

Die Temperaturen mußten wegen der geringeren Zementmenge und wegen der größeren Abkühlung hier der Höhe nach geringer ausfallen. Abbindeanfang und Abbindeende nach Vicat haben beim Portlandzement keine Beziehungen zu den Erwärmungszeiten; beim Tonerdezement dagegen fällt, wie es bisher beim Portlandzement nicht festgestellt worden ist, Abbindeanfang nach Vicat und Erwärmungsanfang zusammen, während das Abbindeende vor dem Temperaturmaximum liegt. — Die Eigenschaft von Zementen, sich beim Abbinden teilweise auf bedeutende Temperaturen zu erwärmen, bringt Volumen-

veränderungen mit sich, von denen für den Beton namentlich diejenigen ins Gewicht fallen, die unter der Wirkung der Abkühlung auftreten deshalb, weil die Erwärmung ja zum größten Teil während des weichen Zustandes der Masse auftritt, wo diese sich noch der Schalung anpassen kann, die Abkühlung aber besonders den erstarrten Beton trifft. Diese letzteren Volumenveränderungen werden sich beim Schwinden bemerkbar machen. Eine Untersuchung, wie weit die Abbindeerwärmung beim Beton gemildert wird, ergab in der Mitte von Würfeln von 20 cm Kantenlänge aus einem Portlandzementbeton des Mischungsverhältnisses 1:5,99 (pro Würfel 2635 g Zement, 9660 g Kies, 6110 g Sand und 1595 g Wasser) Temperaturerhöhungen von 0,1-0,2° C, bei entsprechenden Würfeln aus Tonerdezementbeton Temperaturerhöhungen von 9,9-11,9° C. Die am bloßen Zement festgestellten Temperaturerhöhungen erfahren also beim Beton eine wesentliche Dämpfung. Wesentlich andere Betonmassen und Betonarten würden selbstverständlich andere Zahlen ergeben haben, die mit den hier beobachteten gesetzmäßig zusammenhängen. Diese Gesetzmäßigkeit ist in einer umfangreichen Arbeit von Dipl.-Ing. W. Lydtin behandelt worden. Innerhalb der in der hier vorliegenden Arbeit benützten Versuchskörpergrößen spielt die Abbindeerwärmung für den Portlandzementbeton keine Rolle, während sie für den Tonerdezementbeton ins Gewicht fällt.

Die Normenfestigkeiten der Zemente bei einer „kombinierten“ Lagerung der Versuchskörper aus einem Mischungsverhältnis nach Gewichtsteilen von 1 Teil Zement und 3 Teilen Normensand unterscheiden sich namentlich durch die bedeutende Höhe der Festigkeiten des Tonerdezementes und die plötzliche Erhärtung desselben. Das Ergebnis der Festigkeitsprüfungen im Mittel aus je 5 Körpern ist:

	Druckfestigkeit und Zugfestigkeit nach Tagen					
	1	3	6	14	28	90
Portlandzement	75 9,4	190 21,2	282 25,3	420 39,5	477 40,6	510 42,9
Tonerdezement	434 34,6	535 31,4	558 32,2	665 39,5	680 40,8	698 55,2

Da Bates⁷⁾ vom schlechten Verhalten des Tonerdezementes in Wasser spricht, während Kühl⁸⁾ von hoher Festigkeit des Tonerdezementes namentlich bei Wasserlagerung berichtet, wurde noch eine Untersuchung an nur luftgelagerten und nur wassergelagerten Normenkörpern vorgenommen, wobei sich die folgenden Werte für die Festigkeiten als Mittel aus je 3 Probekörpern ergaben:

Zement:	Druckfestigkeit kg/qcm nach Tagen		Zugfestigkeit kg/qcm nach Tagen	
	14	28	14	28
Tonerdezement				
Luftlagerung	607	727	42,4	47,8
Wasserlagerung	551	687	32,7	32,7

Bei der Festigkeitsuntersuchung bei „kombinierter“ Lagerung ist das Nachlassen der Zugfestigkeit vom 1.-6. Tage auffallend, worauf später noch zurückzukommen sein wird. Trotz sorgsamster Herstellung und Lagerung der Versuchskörper zeigten bei allen Normenuntersuchungen die Einzelfestigkeitswerte beim Tonerdezement bedeutende Abweichungen von einander. Obgleich sich die Einzelwerte bei Luft- und Wasserlagerung z. T. übergriffen, so ist doch ein Einfluß der Wasser-

⁷⁾ Zement 1923, S. 67.

⁸⁾ Kühl und Knothe, die Chemie der hydraulischen Bindemittel 1915, S. 184.

lagerung auf die Festigkeit der Normenkörper in herabminderndem Sinne erkennbar. Die Herabminderung ist aber keineswegs so bedeutend, daß man mit Bates die Geeignetheit der Verwendung von Tonerdezement zu Wasserbauten verneinen möchte. Die absoluten Festigkeitswerte sind beim Tonerdezement auch bei Wasserlagerung recht bedeutend. Die Schwankungen der Einzelfestigkeitswerte bei Tonerdezement trotz sorgsamster Herstellung der Versuchskörper weisen wiederum auf Erhärtungsunregelmäßigkeiten hin. Gelegentlich feststellbare niedrigere Festigkeiten⁹⁾ in höherem Alter als in jüngerem dürfen nicht als ein Nachlassen der Festigkeiten aufgefaßt werden, sondern müssen aus den Verfestigungsunregelmäßigkeiten verstanden werden, wenn sie nicht auf Schwindspannungen zurückzuführen sind, die aber wegen der Kleinheit der Normenkörper nur in den ersten Tagen wirksam sein können.

Über das Verhalten des Tonerdezementes gegenüber chemischen Einwirkungen gehen die Nachrichten sehr auseinander. Jeanneret¹⁰⁾ und Nitzsche¹¹⁾ berichten von großer Beständigkeit von Tonerdezementen in aggressiven Lösungen; Bates¹²⁾ hält die tonerereichen Zemente nicht einmal für Bauten geeignet, die dem bloßen Wasser ausgesetzt sind. Auch Michaelis¹³⁾ hat die Ansicht vertreten, daß je tonerreicher ein Zement sei, desto leichter werde er von Salzlösungen angegriffen. Hier ist allerdings auf die Ausführungen Endells¹⁴⁾ hinzuweisen, der betonte, daß diese Erfahrungen über Angriffe an Portlandzementen mit Tonerdegehalten von 8–18 vH gemacht worden seien, während die Tonerdezemente 30 vH und mehr Tonerde enthalten, so daß die alten Erfahrungen nicht ohne weiteres auf Tonerdezemente ausgedehnt werden dürften. — Versuche des Verfassers, bei denen Normenzugkörper des Mischungsverhältnisses 1:3 einer 25 vH Magnesiumsulfatlösung ausgesetzt wurden, ergaben selbst nach 180 Tagen noch keine Zerstörungserscheinungen bei den beiden hier untersuchten Zementen. Über das weitere Verhalten der Körper wird nach längerer Beobachtungsdauer zur gegebenen Zeit berichtet werden. Beim Entschalen der Normenkörper ist aber aufgefallen, daß schon Spuren von Öl der leicht geölten Schalung auf das Abbinden von Tonerdezementmörtel so einwirkten, daß an der Stelle der Einwirkung mit dem Fingernagel ein Loch gegraben werden konnte, während der übrige, vom Öl nicht berührte Körper vollkommen hart war. Diese Beobachtung deckt sich mit den Feststellungen Jeannerets in dem bereits angegebenen Aufsatz.

Untersuchungen an Beton. Die Betonversuche wurden sämtlich an Beton des Mischungsverhältnisses 1:5,99 in Gewichtsteilen mit einer Kornzusammensetzung nach Fuller bei einer maximalen Korngröße von 20 mm und 8,7 vH Wasserzusatz durchgeführt. Eine Ausnahme bezüglich der Kornzusammensetzung des Zuschlages und damit auch bezüglich des Wasserzusatzes macht die extrem andere Mischung zum Studium des Einflusses der Kornzusammensetzung auf die Volumenveränderungen. Dort blieb der Sand kleiner als 1 mm weg und wurde durch eine entsprechende Gewichtsmenge gröberer Sandes ersetzt. Kies und Sand wurden stets zuerst durch Absieben in einzelne Kornstufen zerlegt und sodann erst nach dem gewollten Gesetze zusammengesetzt. Auf diese Weise wurde die nach den Arbeiten Kortlängs und Abrams unbedingt erforderliche Gleichheit des Zuschlagsstoffes gesichert. Um auch bei der Durchmischung gleiche Verhältnisse zu haben, wurde noch über alle Versuche die absolute Größe der in die Mischmaschine gebrachten Mengen an Zement, Sand, Kies und Wasser konstant gehalten, stets 2 min trocken und 2 min naß gemischt und endlich auch das Stampfen der Versuchskörper durch Zählen der Stöße des aus gleicher Höhe frei herabfallenden Normalstampfers normiert. — Der verwendete

Kiessand war bester Reinkiessand mit einem spez. Gewicht von 2,526. Bei der Zusammensetzung nach Fuller ergaben sich noch folgende Eigenschaften: Raumgewicht eingelaufen 1,800 kg/l, Raumgewicht eingerüttelt 1,867 kg/l, errechneter Dichtigkeitsgrad 0,74, Undichtigkeitsgrad 0,26, Hohlraumvolumen nach Versuchen 0,253, Oberfläche 1,59 qm/kg. Von den Eigenschaften des Betons aus diesem Zuschlagsmaterial werden noch angegeben: Zementfaktor (g Zement pro qm Oberfläche des Kiessandes) 105; Wasserfaktor (g Wasser pro qm Oberfläche des Kiessandes) 64; Wasserzementfaktor (Wasser zu Zement) 0,605. Der erwähnte sandarme Kiessand hatte folgende Eigenschaften: Raumgewicht eingerüttelt 1,703 kg/l, Hohlraumvolumen nach Versuchen 33 vH, Oberfläche 0,5 qm/kg. — Bei der Herstellung sämtlicher Versuchskörper zeigte sich gemeinsam, daß der Tonerdezementbeton nicht rascher anzog als der andere, ja eher langsamer; hat das Abbinden aber eingesetzt (nach ungefähr 4 Stunden), so vollzog sich die Erstarrung beim Tonerdezementbeton ganz plötzlich, so daß 5 Stunden nach der Herstellung die Entschalung möglich gewesen wäre; beim Portlandzementbeton war sie frühestens nach 20 Stunden möglich. Im Bauwerk muß diese Eigenschaft des Tonerdezementbetons zu ausgeprägten Arbeitsfugen führen. Der sonst gegebene Vorteil rascher Erhärtung wird von diesem Gesichtspunkt ein Nachteil, der die Verwendung des Tonerdezementes bei großen Bauwerken vielleicht unmöglich macht und seine Verwendung auf Betonwaren und

Fertigfabrikate, die jeweils an einem Tage hergestellt werden können, beschränkt. Der Tonerdezementbeton verlor beim Austrocknen 70–84 vH weniger an Gewicht als der Portlandzementbeton, er gibt also weniger Wasser ab, d. h. er verarbeitet mehr, entwickelt weniger Wasserporen und muß deshalb dichter sein. Bei vollkommener Wasserlagerung nimmt er jedoch wieder 40–45 vH mehr Wasser auf als der Portlandzementbeton.

Die Festigkeitsversuche. Über die Festigkeit von Tonerdezementbeton sind nur spärliche Angaben bekannt, die infolge Fehlens der Angaben über Zuschlagsart, Kornzusammensetzung und Wasserzusätze nicht viel besagen und keinen Vergleich zum gewöhnlichen Beton ermöglichen. — Die hier vorgenommenen Druckfestigkeitsversuche wurden an Würfeln von 20 cm Kantenlänge durchgeführt, die in Eisenschalungen mit Holzböden hergestellt, nach 48 Stunden entschalt und den Schwindmeßprismen entsprechend trocken gelagert worden waren. Die Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfungen sind im Mittel aus je 3 Versuchen aus den nachstehenden Kurven ersichtlich (vergl. Abb. 3). Der bedeutende Unterschied in der Festigkeit ist auffallend. Beim Tonerdezementbeton treten die Risse relativ früher auf als beim andern Beton. Der Tonerdezementbeton ist sehr spröde; seine Bruchstücke erinnern an Gußeisen. Er hält den Druck bis zuletzt, um dann mit Knall zu zerspringen. Beim Portlandzementbeton läßt der Druck langsam nach, die Versuchskörper zerfallen mehr. — Die Versuche ergaben keine Anhaltspunkte dafür, daß der Schwindvorgang die Druckfestigkeitsentwicklung wesentlich beeinflußt.

Die Biegunszugfestigkeitsversuche, an gleichzeitig mit den Würfeln hergestellten Prismen von 30.10.10 cm durchgeführt, ergaben große Unterschiede nur in den Anfangs-

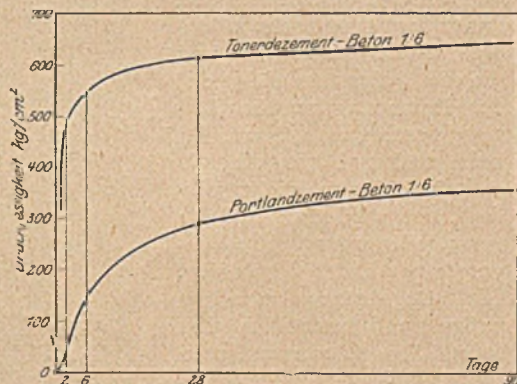


Abb. 3. Würfel-Druckfestigkeiten der beiden Betonarten.

⁹⁾ Beton u. Eisen 1922, S. 277.

¹⁰⁾ Bauingenieur 1923, S. 345.

¹¹⁾ Zement 1923, S. 142.

¹²⁾ Zement 1923, S. 67.

¹³⁾ u. ¹⁴⁾ Protokoll V. Z. F. 1919, S. 58.

festigkeiten der beiden Betonarten (vergl. Abb. 4). Der Tonerdezementbeton erreicht schon nach 2 Tagen beinahe die Festigkeit, die er nach 3 Monaten besitzt. Bei den Festigkeiten nach 90 Tagen übergreifen sich die Einzelwerte bei beiden Betonarten teilweise. Ein Studium der Bruchflächen ergab, daß beim Portlandzementbeton der Bruch mehr entlang des Mörtels, beim Tonerdezementbeton mehr entlang des Kieses erfolgt ist. Beim Portlandzementbeton ist also der schwache

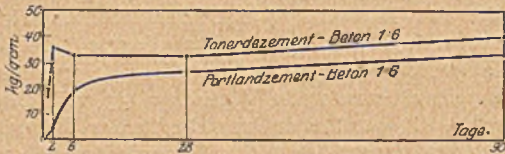


Abb. 4.
Biegunzugfestigkeiten der beiden Betonarten.

Teil der Mörtel, beim Tonerdezementbeton der Kies. Härtere Zuschlagsstoffe würden also die Verhältniszahlen der Biegunzugfestigkeiten

wohl zugunsten des Tonerdezementbetons verändert haben, doch darf wegen dessen Sprödigkeit nicht erwartet werden, daß seine Biegunzugfestigkeit die des Portlandzementbetons im Verhältnis ihrer Druckfestigkeiten übersteigt. Zum sechsten Tage ließ die Biegunzugfestigkeit des Tonerdezementbetons vorübergehend nach. Dies weist auf Schwindzugspannungen hin, die an der Oberfläche infolge des langsamer trocknenden und daher langsamer schwindenden Kerns entstehen und die die Widerstandsfähigkeit der Prismen gegenüber Biegung verringern müssen. Da beim andern Beton ein solches Nachlassen nicht vorliegt, ist wiederum auf die verschiedenen Austrocknungsvorgänge Licht geworfen. Die Gegensätze zwischen außen und innen müssen beim Tonerdezementbeton größer sein als beim Portlandzementbeton, wie es ja auch bei seiner Dichtheit zu erwarten ist.

Die Längenveränderungen des Betons beim Erhärten an der Luft und im Wasser. Schwinden und Schwellen werden hier aufgefaßt als diejenigen Volumenveränderungen, die sich nach Abzug der durch äußere Temperatureinflüsse bedingten Volumenveränderungen ergeben. Die Volumenveränderungen unter dem Einfluß innerer Temperaturveränderungen, wie sie sich aus etwaigen Erwärmungen beim Abbindevorgang ergeben können, werden als zum Schwinden und Schwellen hinzugehörig betrachtet, da sie einen untrennbaren Bestandteil des Abbindens darstellen und ihre Ausschaltung etwa auf rechnerischem Wege ein falsches Bild der tatsächlichen Volumenveränderungen gibt. Sie ganz unberücksichtigt zu lassen etwa mit der Begründung, daß Erwärmung beim Abbinden und nachherige Abkühlung sich in den Längenänderungen aufheben, geht nicht an, wenn man ins Auge faßt, daß die Erwärmung im weichen Zustand des Betons erfolgt, wo der Beton sich noch der Schalung anpassen kann und keine inneren Spannungen erleidet, während die Abkühlung den erhärteten Beton trifft. Bei den vorliegenden Untersuchungen wurde der Einfluß von Temperaturschwankungen, die von außen her auf den Beton einwirken und die bei einer Höhe von 1°C an einem Betonkörper von 50 cm Länge schon Längenänderungen von 0,006 mm hervorrufen, dadurch eliminiert, daß die Messungen in einem eigens dazu gebauten Kellerraum vorgenommen wurden, der durch einen für diesen Zweck besonders hergestellten Luftthermostaten nach dem

Prinzip der Ostwaldschen Thermoregulatoren auf konstanter Raumtemperatur (18°) gehalten wurde. Bei der schon erwähnten Empfindlichkeit des Betons gegenüber den Lagerungsbedingungen mußte es sich nicht allein darum handeln, die gemeinten Einflüsse jeweils zum Zeitpunkte der Messung auszuschalten, sondern um ganze konstante Versuchsbedingungen zu haben und etwa noch nicht bekannte Nebeneinflüsse auszuschalten, auch die Lagerungen selbst unter den gleichbleibendsten Bedingungen durchzuführen, um unter allen Umständen nur die bewußt gewollten und überwachbaren veränderlichen Faktoren in Wirksamkeit zu haben. Darauf wurde bei den bisherigen Messungen nicht genügend Rücksicht genommen, vielleicht teilweise bewußt, weil es sich meist um Untersuchungen mit praktischem Zuschnitt handelte und am Bauwerk der Beton nicht gleichbleibenden Bedingungen ausgesetzt ist. Wissenschaftliche Untersuchungen müssen darauf Rücksicht nehmen und nach meiner Ansicht auch Untersuchungen für die Praxis dann, wenn sich aus den Untersuchungen unter konstanten Verhältnissen größere Werte ergeben als aus den anderen, da in der Praxis zur Sicherheit mit Größtwerten gerechnet werden sollte. Der konstanten Temperatur im Meßraum wurde noch gleichbleibende Luftfeuchtigkeit hinzugefügt, die durch aufgestellte Becken mit Schwefelsäure ziemlich gut auf 60 vH gehalten werden konnte, und in

diesem Meßraum wurden die in Luft zu lagernden Versuchskörper untergebracht. Die wassergelagerten Körper kamen in ein Becken mit Wasserzuliegen, dessen Temperatur durch einen zweiten etwas anders gestalteten Thermostaten auf gleicher Temperatur (18°) gehalten wurde. Die Versuchskörper, die an der Luft unter schwankenden Verhältnissen lagerten, wurden jeweils 2 Stunden vor jeder Messung zur Anpassung an die Raumlufttemperatur des Meßraums in diesen Raum verbracht. — Für die Messungen wurde eigens ein Meßapparat gebaut (Abb. 5). Von der Verwendung von Mikroskopen

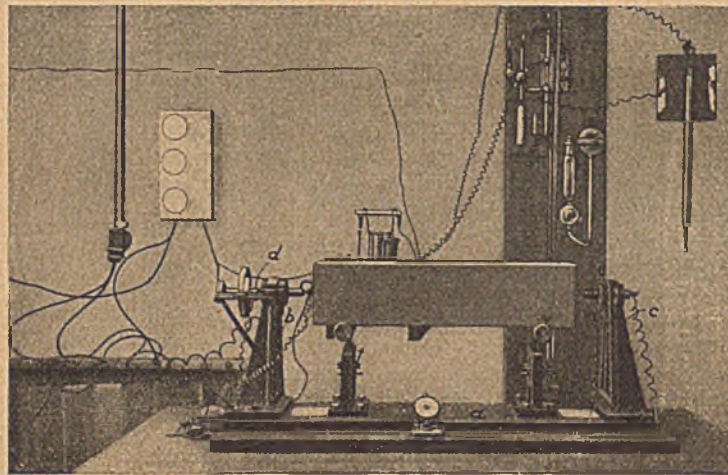


Abb. 5. Einrichtung für Schwindmessungen.

mit Okularmikrometern wurde beim Bau des Apparates aus Gründen genauer Einhaltung von stets derselben Meßachse, die bei Mikroskopmessungen nicht gesichert ist, wie auch aus wirtschaftlichen Gründen abgesehen. Die Längenveränderungen werden vielmehr mit einer Mikrometerschraube mit Ablesungen von 0,001 mm, deren Genauigkeit mit einem Mikroskop mit Okularmikrometer nachgeprüft worden ist, gemessen. Wegen der möglichen Formänderungen der Oberflächen beim Schwinden wurde die Einstellung der Körper in jeweils dieselbe Meßlage von diesen Oberflächen unabhängig gemacht und vier Einstellschrauben angeordnet, die den Versuchskörper so zu bewegen gestatten, daß seine Marken stets wieder in dieselbe Lage zum Meßapparat kommen. Die Marken bestehen aus Messingbolzen in der Versuchskörperachse und Messingplättchen an der Oberfläche, die durch eine besondere Vorrichtung in der Schalung sogleich beim Betonieren in die Körper eingebracht werden und die besonders bei Wasserlagerung vor Bildung von Grünspan zu schützen waren, was mit Erfolg durch einen Überzug mit Paraffin geschah. Da die Meßergebnisse sehr stark von der Intensität der Berührung der Marken mit den Meßflächen abhängen, mußte diese Berührung gleichgehalten werden. Dies wurde dadurch erreicht, daß die erste leiseste Berührung durch Schwachstromzeichen festgestellt wurde. Die Längenverhältnisse des Meßapparates werden mit einem Kontrollstab überwacht. — Als Versuchskörper wurden Prismen von $50 \times 12 \times 12$ cm gewählt.

Die Ergebnisse der Messungen sind in den nachfolgenden Abb. 6—13 als Mittel aus 3 Versuchskörpern aufgetragen worden. Bei temperatur- und feuchtigkeitskonstanten Lagerungsverhältnissen sind die Volumenveränderungen bei beiden Beton-

Nach 90 Tagen ist seine Schwindung nur um 10 vH größer als die Gesamtschwindung des Portlandzementbetons. Bei Wasserlagerung schwillt der Portlandzementbeton in den ersten 6 Tagen stark, dann mäßig; absolut genommen ist hier das Schwellmaß

ungefähr halb so groß als das Schwindmaß. Den Tonerdezement hindert die Wasserlagerung anfänglich nicht am Schwinden, dann beginnt er zu nächst stärker, dann kaum merklich zu schwellen. Die Kurven der Längenveränderungen sind unter folgenden Gesichtspunkten zu betrachten: Beim Tonerdezementbeton addieren bzw. subtrahieren sich die Einflüsse der Abkühlung des in der Wärme erstarrten Betons zu den Längenänderungen unter dem Einfluß der Austrocknung bzw. der Befeuchtung. Bei dem sich nicht erwärmenden Portlandzementbeton ist dies nicht der Fall. Bei Berücksichtigung dieses Umstandes ergibt sich, daß der Tonerdezementbeton gegenüber den Feuchtigkeitsbedingungen der Lagerung gleichgültiger ist als der Portlandzementbeton. Dies erklärt mühelos, warum der Tonerdezementbeton in Wasser zunächst schwindet, und auch die trotz der Wasserlagerung anfänglich aufgetretene vorübergehende Abnahme der Normenzugfestigkeiten. — Die Lagerung unter schwankenden Verhältnissen mit durchschnittlich niedrigeren Temperaturen und höherem Luftfeuchtigkeitsgraden verunregelmäßigt und vermindert bei beiden Betonarten das Austrocknen und das Schwinden. Versuche unter nicht gleichbleibenden Lagerungsverhältnissen werden also keine Größtwerte der Volumenveränderungen ergeben und auf die Paxist,

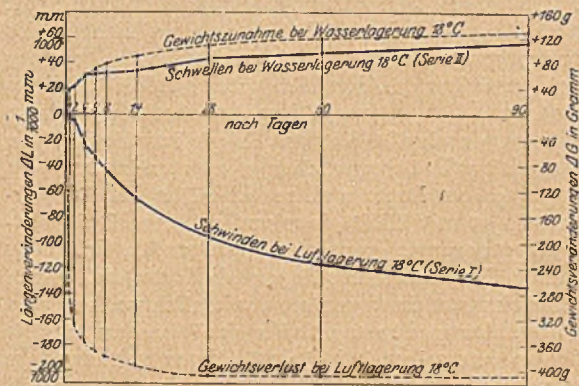


Abb. 6. Längen- und Gewichtsveränderungen von Portlandzementbeton bei Lagerung unter gleichbleibenden Verhältnissen.

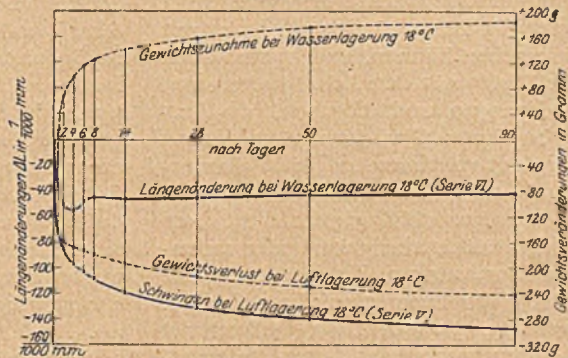


Abb. 7. Längen- und Gewichtsveränderungen von Tonerdezementbeton bei dessen Lagerung unter gleichbleibenden Verhältnissen.

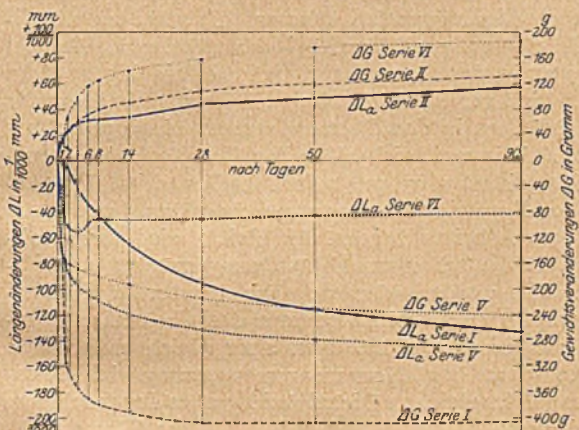


Abb. 8. Zum Vergleich der beiden Betonarten bei deren Lagerung unter gleichbleibenden Verhältnissen.

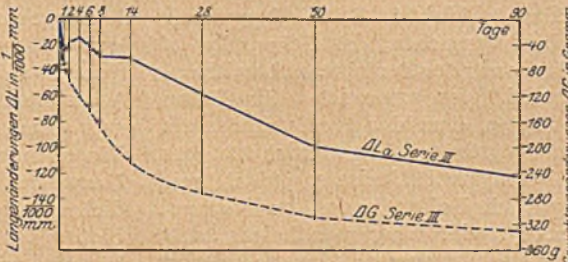


Abb. 9. Längen- und Gewichtsveränderungen von Portlandzementbeton bei Luftlagerung unter schwankenden Verhältnissen.

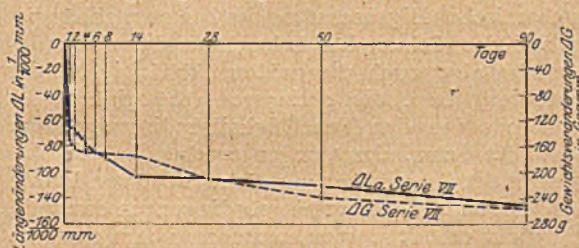


Abb. 10. Längen- und Gewichtsveränderungen von Tonerdezementbeton bei Luftlagerung unter schwankenden Verhältnissen.

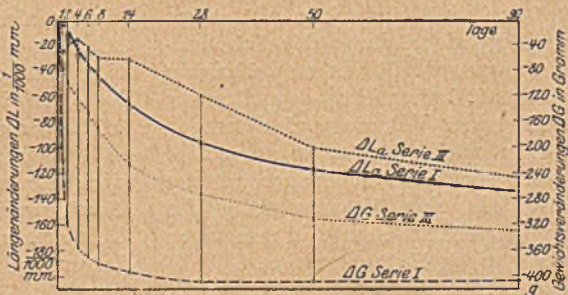


Abb. 11. Zum Vergleich der Einflüsse der Lagerung unter gleichbleibenden und schwankenden Verhältnissen beim Portlandzementbeton.

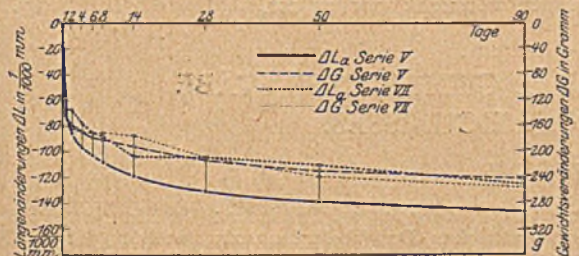


Abb. 12. Zum Vergleich der Einflüsse der Lagerung unter gleichbleibenden und schwankenden Verhältnissen beim Tonerdezementbeton.

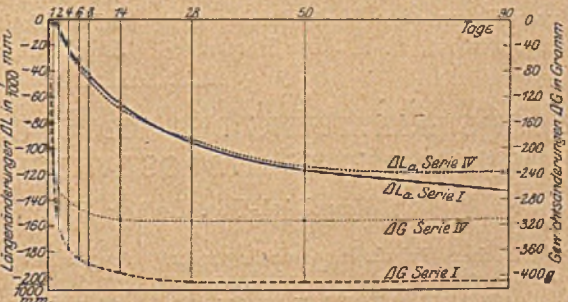


Abb. 13. Zum Vergleich der Veränderungen beim sandreichen und sandarmen Portlandzementbeton (Serie I sandreich, Serie IV sandarm).

arten nach Größe und Art beträchtlich verschieden. Der Portlandzementbeton schwindet in den ersten beiden Tagen langsam, dann bis zum 28. Tage am stärksten, dann wieder langsamer, während der Tonerdezement in den ersten 4 Tagen sehr stark schwindet, um dann mäßig weiterzuschwinden,

wo mit Größtwerten gerechnet werden soll, nur mit Vorsicht zu übertragen sein. — Die Längenänderungen an der Oberfläche der Versuchskörper sind auch bei gleichbleibenden Lagerungsbedingungen sehr unregelmäßig, bald größer, bald kleiner als die in der Achse gemessenen Werte. Dies weist auf Verkrüm-

mungen hin, die infolge ungleichmäßigen Austrocknens, infolge der Zufälligkeiten in der Betonzusammensetzung — an den Oberflächen ist meist eine Haut von feinem Material mit viel Zement — erwartet werden können. Unter diesen Verkrümmungen leiden die Werte in der Mittelachse am wenigsten, so daß also Durchschnittswerte der Längenänderungen nur aus Messungen in der Achse sich ergeben können, und es sind auch in den obigen Kurven nur die Werte aus den Achsenmessungen dargestellt. — Die Längenänderungen und die durch die Austrocknung bzw. Befeuchtung bedingten Gewichtsveränderungen des Betons stehen in Abhängigkeit voneinander. Die Volumenveränderungen von Beton sind daher nicht nur in besonderem Maße von den Lagerungsbedingungen abhängig, sondern auch von der Fähigkeit der Mörtel, Wasser abzugeben oder aufzunehmen, sowie von den Raumabmessungen, die die Stärke der Austrocknung bzw. Befeuchtung von Beton stark beeinflussen. Hieraus kann geschlossen werden: Je größer der Querschnitt eines Betonkörpers ist, desto kleiner wird das Gesamtschwindmaß sein wegen der verzögerten Austrocknung, desto größer aber sind die Gegensätze zwischen außen und innen, also auch die Schwindspannungen innerhalb des Körpers. — Das würde besagen, daß mit einem etwa gemessenen Kleinstwert der Schwindung nicht die Gewähr für kleinste Schwindspannung gegeben ist, und daß mit allen Versuchen, das Schwinden in anderer Weise als durch Veränderung der Zemente zu beseitigen, letzten Endes nichts absolut Sicheres getan ist. Ein Beton des Mischungsverhältnisses 1:5,99, dem der Sand kleiner als 1 mm fehlt, schwindet in den ersten 50 Tagen nicht anders als ein Beton desselben Mischungsverhältnisses, jedoch mit einer Kornzusammensetzung nach Fuller, unter der Voraussetzung, daß beide Betonarten soviel Wasser enthalten, daß gleich Konsistenzen gegeben sind. Bis zum 90. Tage schwindet er etwas weniger. Eine Entscheidung ist erst nach längerer Beobachtungsdauer zu treffen.

Eine Übersicht über die Meßergebnisse zeigt, daß innerhalb der hier vorgenommenen Versuchsvariationen der Zementart der beträchtlichste Einfluß auf die Volumenveränderungen zuzuschreiben ist. Eine grundlegende Heilung des Schwindübels muß daher beim Zement anfangen. Wenn man übrigens dem Tonerdezement die Eigenschaft hoher Abbindeerwärmung nehmen kann, so wird das Maß seiner Volumenveränderungen sehr klein. Berücksichtigt man noch, daß er wegen seiner bedeutenden Festigkeiten eine beträchtliche Magerung des Mischungsverhältnisses zuläßt, die eine Verminderung des Schwindmaßes mit sich bringt, so könnte man mit ihm einen hinsichtlich des Schwindens günstigen Beton erzielen.

Die Tatsache, daß der Beton beim Austrocknen schwindet und bei der Befeuchtung schwillt, hat zu der Anschauung geführt, daß diese Volumenveränderungen durch die Schwindung und Schwellung der kolloidalen Bestandteile des Zementes bedingt sein können. Es ist hiernach im Zusammenhang mit Schwinden und Schwellen von Beton eine Veränderung der Porenstruktur des Betons zu erwarten, d. h. eine Porenver-

engung beim Schwellen und eine Porenvergrößerung beim Schwinden. Mikroskopische Beobachtungen, die gleichzeitig mit den Messungen an Betonoberflächenschliffen vorgenommen wurden, ergaben aber, daß sich im Zusammenhang mit Schwinden und Schwellen des Betons keine Veränderungen in den mit dem bewaffneten Auge sichtbaren Betonporen vollziehen. Es muß daher angenommen werden, daß solche Veränderungen in den auch dem bewaffneten Auge sich entziehenden Kapillarporen des Betons vor sich gehen. Diese Annahme findet eine gewisse Bestätigung durch die Wasserdichtigkeitsversuche, die an 17 Tage alten bis zur Prüfung trocken gelagerten kreisrunden Betonplatten von 40 cm Dmr. und 10 cm Höhe bei Wasserdrücken von 1–10 at mit Hilfe einer vorhandenen Prüfungseinrichtung¹⁵⁾ vorgenommen wurden. Der anfänglich sehr wasserdurchlässige Portlandzementbeton dichtete sich nach 240 stündiger Druckerhöhung von 2,9 at ziemlich vollkommen ab. Auch der Tonerdezementbeton ließ in der Wasseraufnahme nach. Im übrigen war selbst bei 284 stündigem anhaltendem Wasserdruck von bis zu 10 at durch den Tonerdezementbeton nicht nur kein Wasser hindurchzupressen, sondern es war auch das in den Beton hineingepreßte Wasser um 67 vH geringer als das unter 1 at Wasserdruck während 44 Std. in den Portlandzementbeton hineingepreßte Wasser. Die bei 44 stündigem Wasserdruck von 1 at bzw. bei 120 stündigem Wasserdruck von 2,9 at in den Tonerdezementbeton hineingepreßten Wassermengen sind um 88 vH bzw. 77 vH kleiner als die unter den gleichen Drücken in den Portlandzement hineingepreßten Wassermengen. Wie weit sich allerdings der Tonerdezementbeton bei Wasserbauten wegen seiner bedeutenden Wasserdichtigkeit eine allgemeine Anwendung sichern kann und nicht bloß auf kleinere Arbeiten beschränkt bleibt, wird davon abhängen, wie weit die schon erwähnten ausgeprägten Arbeitsfugen überwunden werden können. Die Wasserdichtigkeitsuntersuchung ergab, daß zwei Betonarten desselben Mischungsverhältnisses aus zwei verschiedenen aber gleich mahlfeinen Zementen und derselben Kornzusammensetzung des Kiesandes, also ungefähr gleichen Dichtigkeitsgrades der trockenen Mischung, bei gleicher Herstellungsweise extreme Wasserdichtigkeiten ergeben können. Die Wasserdichtigkeit von Beton ist also, soweit diese Untersuchungen reichen, in entscheidendem Maße von den chemischen Eigenschaften der Zemente abhängig.

In bezug auf das Schwinden beleuchten diese Wasserdichtigkeitsversuche aber auch die größere Abhängigkeit des Portlandzementbetons bzw. die geringere Abhängigkeit des Tonerdezementbetons von den Feuchtigkeitsbedingungen der Lagerung, wie es die Schwindmessungen ergeben haben.

Das Geheimnis des Schwindens und Schwellens von Beton, soweit es sich als Ergebnis der Lagerungsbedingungen darstellt, kann endgültig nicht erhellt werden, wenn man ihm nur von einer Seite her zu Leibe rückt. Bei der Verwickeltheit der Vorgänge muß der ganze Apparat der Betonuntersuchungsmöglichkeiten in Bewegung gesetzt werden, wie es in dieser Arbeit anzufangen versucht worden ist.

ZEICHNERISCHE ERMITTLUNG DER BIEGUNGS-LINIE GEDRÜCKTER STÄBE AUF GRUND EINES HYDROSTATISCHEN GLEICHNISSES.

Von Dipl.-Ing. Lothar Kulka, Hannover.

Übersicht. Den hauptsächlichlichen Inhalt des vorliegenden Aufsatzes bildet ein Verfahren zur zeichnerischen Ermittlung der elastischen Linie gedrückter Vollwandstäbe, unter vorläufiger Beschränkung auf den Fall ihrer gelenkigen Lagerung.

Die Darlegungen stützen sich auf die strengere Differentialgleichung des Knickproblems. Während die Schwierigkeit und Umständlichkeit der bisherigen rein analytischen Behandlung dieser Grundgleichung ihre praktische Verwertung für das Knickproblem ausschlossen, führt die hier herangezogene hydrostatische Deutung zu einer anschaulichen Darstellung, die den folgenden Ausführungen zugrunde liegt. Nebst den hierzu nötigen Voraussetzungen enthalten die einleitenden Abschnitte 1–4 einige Bemerkungen zur Anwendung des Prinzips der virtuellen Arbeit auf die Behandlung des Knickproblems. Die Abschnitte 5 und 6 umfassen die Entwicklung und

Anwendung des zu besprechenden zeichnerischen Verfahrens sowohl für den Fall der zentrischen Druckbelastung als auch für den Fall der gleichzeitigen Wirkung von Druckkräften und Querlasten. Die angefügten Beispiele einfachster Art streifen das Problem der elastischen Stützung gedrückter Stäbe.

Abschnitt 1.

Die folgenden Betrachtungen beziehen sich auf das Verhalten eines schlanken geradachsigen Stabes von konstantem Querschnitt und aus homogenem Material, der an seinen Enden in längsverschieblichen Gelenken zentrisch gelagert

¹⁵⁾ Vgl. E. Probst, Vorlesungen über Eisenbeton, I. Bd., 2. Aufl., S. 178.

und durch die axialen Druckkräfte P, P belastet ist (Abb. 1). Die inneren Spannungen sollen hierbei in keinem Punkte eines Querschnittes die Proportionalitätsgrenze des Stabmaterials überschreiten. Übereinstimmend mit der strengeren Theorie lehren die Versuche, daß innerhalb eines bestimmten Steigerungsbereiches der Kräfte P die gerade Linie als stabile Gleichgewichtsform der Stabachse anzusehen ist, in welche dieselbe auch dann wieder zurückkehrt, wenn sie durch äußere Einwirkung vorübergehend elastisch gekrümmt worden ist.

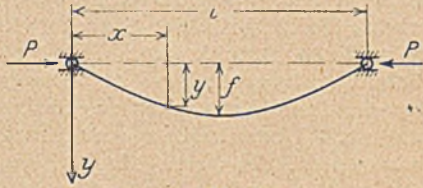


Abb. 1.

Innerhalb dieses Bereiches der zentrischen Druckkräfte P folgen die Stabverkürzungen dem Hookeschen Gesetze. Überschreiten die Kräfte P bei ihrer weiteren Steigerung diesen Bereich der geradlinigen Stabilität, so entspricht jedem ihrer Werte eine bestimmte gekrümmte Gleichgewichtsform der Stabachse, die als Knicklinie bezeichnet werden soll.

Die fortgesetzte Steigerung der Belastung führt endlich zum Bruch. Bei entsprechend schlanken Stäben vollzieht sich die fortschreitende Krümmung noch teilweise bei Spannungen unterhalb der P -Grenze des Materials, für welchen Fall allein nachstehende Untersuchungen gelten. Bei Ableitung der Knicklinie soll von der Längenverkürzung des Stabes durch Normalbeanspruchung ferner von der Wirkung der Querkräfte abgesehen werden.

Überschreiten die Druckkräfte P den Wert der Eulerschen Knicklast, welche den Übergang vom Zustande der geradlinigen in jenen der gekrümmten Stabachse kennzeichnet, so wirken sie exzentrisch auf die einzelnen Stabquerschnitte. Die Differentialgleichung der zugehörigen elastischen Linie (Knicklinie) folgt aus der Bernouillischen Hypothese mit

$$\frac{M}{EJ} = \frac{Py}{EJ} = \frac{1}{\rho} = -\frac{y'''}{(1+y'^2)^{3/2}} \dots \dots \dots (1)$$

worin M die Exzentrizitätsmomente, E den Elastizitätsmodul, J das konstante Trägheitsmoment, ferner y die Ordinaten der Knicklinie, ρ die Absolutbeträge der zugehörigen Krümmungshalbmesser bedeuten. Diese Gleichung stellt die Forderung, daß in jedem Punkte der Knicklinie das Produkt aus Ordinate y und Krümmungshalbmesser ρ konstant sei, diese Größen also als zugehörige Koordinaten einer gleichseitigen Hyperbel aufgefaßt werden können.

Abschnitt 2.

Durch Vernachlässigung des ersten Differentialquotienten y' im Ausdrucke für den Krümmungshalbmesser geht die genauere Differentialgleichung 1) in die Näherungsgleichung:

$$\frac{Py}{EJ} = -y'' \dots \dots \dots (2)$$

über, welche die mathematische Grundlage eines von Euler behandelten Problems der Elastizitätslehre und der nach ihm benannten Theorie der Knickung bildet. Dieser Differentialgleichung (2) genügt unter Rücksichtnahme auf die für das vorliegende Problem geltenden Randbedingungen als Näherungsform der Knicklinie eine Sinuslinie mit der Gleichung:

$$y = c \sin Kx = f \sin \frac{\pi x}{l}$$

wobei
$$K = \sqrt{\frac{P}{EJ}}$$

Durch Gleichsetzung der einander entsprechenden konstanten Faktoren erhält man:

$$K = \frac{\pi}{l} = \sqrt{\frac{P}{EJ}} \text{ und damit } P = P_k = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}$$

dem bekannten Eulerwert für die Knicklast.

Die früher als Vereinfachung gemachte Annahme $y' = 0$ wird als Grenzbedingung von der der strengeren Differentialgleichung 1) entsprechenden gekrümmten Stabachse bei deren Übergang in die gerade Form tatsächlich erfüllt. Da nun die Eulerlast aus eben dieser Grenzbedingung entsprang, für welche die Differentialgleichung 1) in 2) überging, kennzeichnet sie, wie eingangs bereits erwähnt, jenen Wert der Druckkräfte P , welcher dem Gleichgewichtswechsel entspricht.

Ferner ergibt sich $c = f =$ Pfeilhöhe der Sinuslinie.

Aus dem Umstande, daß die abgekürzte Differentialgleichung 2) durch jeden beliebigen Wert $c = f$ befriedigt wird, geht hervor, daß sie im vorliegenden Fall auf direktem Wege nicht zur Ermittlung jenes Biegungspfeiles f führen kann, der einem bestimmten Werte von $P > P_k$ entspricht.

Abschnitt 3.

Das Mohrsche Verfahren.

Da der Wert p t/m der verteilten Belastung eines einfachen Balkens negativ gleich ist dem 2. Differentialquotienten des Momentes an derselben Stelle $p = -\frac{d^2 M}{dx^2}$, kann die Knicklinie aufgefaßt werden als Momentenlinie des als einfachen Balken gedachten Stabes für seine Belastung mit der durch die Kurve der 2. Differentialquotienten y'' dargestellten Fläche. Der Mohrsche Satz enthält, indem er die Biegungslinie als Momentenlinie für eine Belastung mit der durch $E \cdot J \frac{Py}{EJ}$ an Stelle von $-y''$ als gedachte Belastung verwendet, dieselbe Vernachlässigung wie die Eulersche Differentialgleichung 2). Die Anwendung des Mohrschen Satzes auf die unter Abschnitt 2 erwähnte Sinuslinie muß demnach zum gleichen Ergebnisse führen wie die Eulersche Untersuchung, und es gilt die dortselbst aufgestellte Schlußfolgerung bezüglich der Unbestimmbarkeit der Pfeilhöhe auch für das Mohrsche Verfahren.

Anmerkung: Aus dem Prinzip der virtuellen Arbeit kann der Mohrsche Satz durch Aufstellung der Arbeitsgleichung für eine an der Stelle und im Sinne der Ordinate y der Knicklinie angreifend gedachte Lasteinheit, welche die Momente M erzeugt, abgeleitet werden, indem man durch Vernachlässigung des y' setzt:

$$y = \frac{1}{EJ} \int_0^l M Py ds$$

$$\approx \frac{P}{EJ} \int_0^l M y dx$$

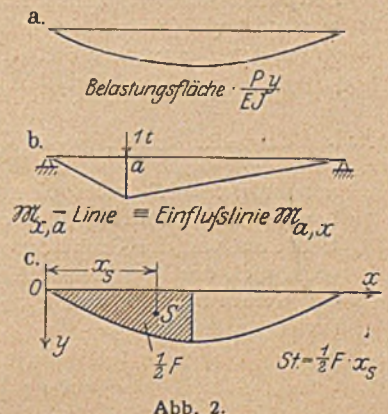


Abb. 2.

Für die Pfeilhöhe „f“ lautet die Mohrsche Bedingung:

$$3. \quad f = \frac{P}{EJ} St \text{ wobei}$$

St das statische Moment der halben Knickfläche in Bezug auf die Ordinatenachse ist.

$$St = \int_0^{l/2} x y dx$$

Die Anwendung des Mohrschen Satzes (Gleichung 3) auf die Parabel als Näherungsform der Knicklinie liefert die Gleichung:

$$\frac{5}{48} \cdot \frac{P}{EJ} l^2 f = f$$

also
$$P = 9,6 \frac{EJ}{l^2}$$

als Näherungswert für die Eulersche Knicklast.

Abschnitt 4¹⁾.

Im nachstehenden Anwendungsfall des Prinzips der virtuellen Arbeit ist zu beachten, daß die Biegemomente der als Hilfskräfte eingeführten Lasteinheiten infolge der fortschreitenden elastischen Formänderung des Systems selbst auch wesentlich veränderlich sind. Bei Aufstellung der Arbeitsgleichungen sollen auch hier nur die Wirkung der Biegemomente berücksichtigt, hingegen die durch reine Normalspannungen entstehenden Längenänderungen vernachlässigt werden. Der Stab von der Länge L soll durch die von 0 bis P allmählich anwachsenden Druckkräfte \mathfrak{P} elastisch deformiert werden u. zw. von 0 bis P_k unter Beibehaltung der geraden Stabachse, bei Überschreiten der Knicklast P_k unter Krümmung der Stabachse, und es soll die Arbeitsgleichung für die am Orte und in Richtung der \mathfrak{P} angreifend gedachten Lasteinheiten aufgestellt werden. Werden, wie vorausgesetzt, nur Biegemomente berücksichtigt, so behält die Stabschwerachse ihre Länge L bei, während die Sehnenlänge von L über λ in l übergeht.

Offenbar ist der Wert der äußeren virtuellen Arbeit der Hilfskräfte (τt) bei fortschreitender Formänderung jeweils zahlenmäßig durch den Unterschied $L - \lambda$ zwischen Bogen- und Sehnenlänge bestimmt und gleich der Summe der inneren Arbeiten ihrer Exzentrizitätsmomente in den elementaren Verdrehungswinkeln $d\varphi$ des Deformationszustandes. Im folgenden sollen die auf einen bestimmten Stabquerschnitt bezüglichen Änderungen mit griechischen, hingegen die gleichzeitig für den Übergang von einem zum benachbarten Querschnitt geltenden Differentiale mit lateinischen Buchstaben bezeichnet werden. Über den Zustand des Ausknickens erstreckt, ($P_k < \mathfrak{P} < P$) ist:

$$L - l = \iint \eta \Delta d\varphi = \frac{1}{EJ} \iint \eta \Delta (\mathfrak{P} \eta) ds$$

Wobei \iint andeutet, daß die Integration für jeden bestimmten Zeitpunkt über die ganze Stablänge, überdies aber für jeden bestimmten Querschnitt über den ganzen Deformationsvorgang zu erstrecken ist. Hierbei nehmen die Ordinaten η der einzelnen Punkte die Werte von 0 bis y an. Diese \iint werden einen gewissen Bruchteil $\psi > \frac{1}{2}$ jener einfachen \int annehmen, welche die gesamte virtuelle Arbeit für jenen gedachten Fall darstellen, daß die Hilfskräfte ständig auf Exzentrizitäten von der Größe der endgültigen Ordinaten y wirkten, (bezüglich des Wertes ψ s. Abb. 3). Die Werte ψ sind durch das Gesetz bedingt, welche die Änderung der η mit anwachsenden \mathfrak{P} ausdrückt.

$$L - l = \psi \int y d\varphi = \psi K^2 \int y^2 ds$$

Die 2. Gleichungshälfte entspricht der Bestimmungsgleichung für den Horizontalschub P eines elastisch vorgekrümmten Stabes gegen seine Endgelenke.

Durch die mehrfach erwähnte Euler-Mohrsche Annäherung: erhält man:

$$L - l = -\psi \int_0^l y y'' dx = \psi K^2 \int_0^l y^2 dz$$

und bei Anwendung auf die Eulersche Sinuslinie naturgemäß für \mathfrak{P} den konstanten Wert:

$$\mathfrak{P} = P_k = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}; \quad y = f \sin \frac{\pi x}{l}; \quad y'' = -\frac{f \pi^2}{l^2} \sin \frac{\pi x}{l}$$

eingesetzt in:
$$-\int_0^l y y'' dx = K^2 \int_0^l y^2 dx$$

¹⁾ Hierzu Beispiele im Abschnitt 6.

ergibt:
$$-\left(-f^2 \frac{\pi^2}{l^2} \int_0^l \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx\right) = \frac{\mathfrak{P}}{EJ} f^2 \int_0^l \sin^2 \frac{\pi x}{l} dx;$$

$$\mathfrak{P} = \frac{\pi^2 EJ}{l^2}.$$

Mit der oben erwähnten Auffassung der Druckkräfte P kann der Eulerwert als der für $f = 0$ gültige, Grenzwert der Schubkraft gedeutet werden, den ein elastisch vorgekrümmter Stab gegen seine Endgelenke äußert. Für Druckkräfte, die kleiner sind als die Eulerkraft bleibt somit der Stab gerade-gestreckt. Um hingegen größeren Druckkräften einen entsprechenden größeren Schub entgegenstellen zu können, fordert das stabile Gleichgewicht eine Krümmung des Stabes. Die gerade Stabachse kann nach Überschreitung der Knickgrenze nur als labile Form gelten, die durch die geringste innere oder äußere Ursache gestört wird.

Abschnitt 5.

Zur direkten Behandlung der Bedingungsgleichung 1) im Abschnitt 1, die auch allen vorher aufgestellten Arbeits-

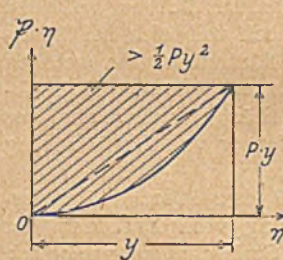


Abb. 3.

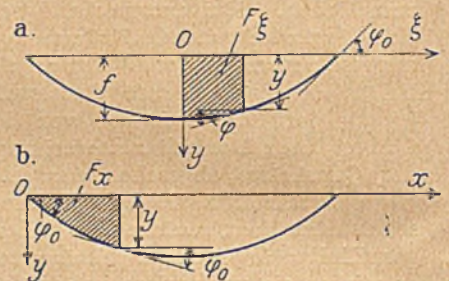


Abb. 4.

gleichungen zugrunde liegt, sei der Ursprung des Koordinatensystems ξ, y in den Mittelpunkt der Stabsehne verlegt. (Abb. 4). Die erwähnte Bedingungsgleichung kennzeichnet die Knicklinie als eine Kurve, bei welcher für jeden ihrer Punkte das Produkt aus Ordinate und zugehörigem Krümmungsradius konstant ist.

I $y \varrho = C^2$ wobei ϱ der Absolutbetrag des Krümmungshalbmessers ist

$$d\xi = \varrho \cos \varphi d\varphi = \frac{C^2}{y} \cos \varphi d\varphi \quad \dots \quad (1)$$

$$dy = -\varrho \sin \varphi d\varphi = -\frac{C^2}{y} \sin \varphi d\varphi \quad \dots \quad (2)$$

$$y dy = -C^2 \sin \varphi d\varphi \quad \dots \quad (2a)$$

$$y^2 = 2 C^2 \cos \varphi + D$$

Für $\xi = 0, y = f, \varphi = 0$ gilt:

$$\left. \begin{aligned} f^2 &= 2 C^2 + D, & D &= f^3 - 2 C^2 \\ y^2 &= 2 C^2 \cos \varphi + f^2 - 2 C^2 = f^2 - 2 C^2 (1 - \cos \varphi) \end{aligned} \right\} \quad (2b)$$

$$y^2 = f^2 - 4 C^2 \sin^2 \frac{\varphi}{2} = f^2 \left(1 - \frac{4 C^2 \sin^2 \frac{\varphi}{2}}{f^2} \right)$$

$$y = f \sqrt{1 - \left(\frac{2 C}{f} \sin \frac{\varphi}{2} \right)^2} \quad \dots \quad (2c)$$

Für $\xi = \frac{1}{2}, y = 0, \varphi = \varphi_0$ gilt:

$$\sin \frac{1}{2} \varphi_0 = \frac{f}{2 C} \quad \dots \quad (3)$$

Aus Gleichung (1):

$$y \, d\xi = C^2 \cos \varphi \, d\varphi$$

$$F_x = \int_0^{\xi} y \, d\xi = C^2 \sin \varphi$$

mit der für das Stabende geltenden Beziehung:

$$\sin \frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{2C^2};$$

$$\sin \varphi_0 = 2 \sin \frac{\varphi_0}{2} \cos \frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{C^2} \sqrt{1 - \frac{f^2}{4C^2}}$$

ergibt sich für die halbe Knickfläche:

$$\frac{1}{2} F = C^2 \sin \varphi_0 = C f \sqrt{1 - \frac{f^2}{4C^2}} \quad (4)$$

Anmerkung: Nach dem Mohrschen Satze stellt die Auflagerkraft der durch EJ reduzierten Momentenfläche also die halbe, mit $\frac{p}{EJ}$ erweiterte Knickfläche, den Endwinkel dar.

Wert nach Mohr: $\frac{1}{2} F = C^2 \varphi_0$

Genauer Wert: $\frac{1}{2} F = C^2 \sin \varphi_0$.

Zum gleichen Ergebnis führt der folgende Vorgang, dem das Koordinatensystem x, y mit dem Ursprung am Stabende zugrunde gelegt ist (Abb. 1).

Grundgleichung $y \, q = C^2$

$$y = C^2 \frac{1}{q} = -C^2 \frac{y''}{(1+y'^2)^{3/2}} \quad (1a)$$

$$y \, y' \, dx = y \, dy$$

$$= -C^2 \frac{y'' \, y' \, dx}{(1+y'^2)^{3/2}}$$

$$= -\frac{C^2}{2} \cdot \frac{d(y'^2)}{(1+y'^2)^{3/2}}$$

integriert: $\frac{y^2}{2} = C^2 \frac{1}{\sqrt{1+y'^2}} + B$

oder $\frac{y^2}{2} = C^2 \cos \varphi + B$

für $x=0$: $0 = C^2 \cos \varphi_0 + B$

$$\frac{y^2}{2} = C^2 (\cos \varphi - \cos \varphi_0) \quad (5)$$

Nach früherem ergibt sich auch:

$$y = f \sqrt{1 - \left(\frac{\sin \frac{\varphi}{2}}{\sin \frac{\varphi_0}{2}} \right)^2} \quad (6)$$

wodurch die Ordinate y als elliptische Funktion des zugehörigen $\sin \varphi$ ausgedrückt erscheint (Ellipse mit den Halbachsen f und $\sin \frac{\varphi_0}{2}$).

Für das Flächendifferential ergibt sich;

$$dF_x = y \, dx = -C^2 \frac{y'' \, dx}{(1+y'^2)^{3/2}} = -C^2 \frac{d y'}{(1+y'^2)^{3/2}}$$

$$= -C^2 \cos \varphi \, d\varphi; \quad (\text{da } y' = \text{tg } \varphi)$$

Unter Berücksichtigung der Randbedingungen:

$$F_x = C^2 (\sin \varphi_0 - \sin \varphi) \quad (7)$$

In dieser Form gestatten die Gleichungen (5) und (7) eine zusammenfassende graphische Darstellung und fernerhin

Deutung im Sinne der Hydrostatik. Faßt man die den einzelnen Punkten der Knicklinie entsprechenden Werte $\frac{y^2}{2}$ und F_x als rechtwinklige Koordinaten auf, so bestimmen diese einen der Knicklinie zugeordneten Kreisbogen vom Radius C^2 (Flächenmaßstab) (Abb. 5). Die Tangenten zugeordneter Punkte von Kreis und Knicklinie stehen aufeinander senkrecht. Insbesondere entspricht dem Anfangspunkte O der Knicklinie der Koordinatenursprung O'' im Kreise. Tangente $O''O \parallel OT'' \perp MO''$, Neigungswinkel φ_0 . (Siehe Abb. 5a-c) Denkt man sich die Knicklinie als Bodenkurve einer bis zum Rande mit Flüssigkeit gefüllten gewichtslosen zylindrischen Membran, so stellt der Kreisbogen die zugehörige Wasserdrucklinie²⁾, also das mit der Polweite C^2 gezeichnete Kräftepolygon der Flüssigkeitsdrücke dar. Die nach der Knicklinie geformte Bodenkurve ist das zugehörige Seilpolygon, die Polweite gleich der konstanten Seilspannung (konstante Zugkraft in der Membran). Der Kreisradius MO'' entspricht der zur Aufhängung der Membran erforderlichen Zugkraft. Die linearen Elemente der Wasserdrucklinie erscheinen gegenüber den zugeordneten, zu ihnen normalen Elementen der Knicklinie mit den zugehörigen y (Druckhöhen) erweitert.

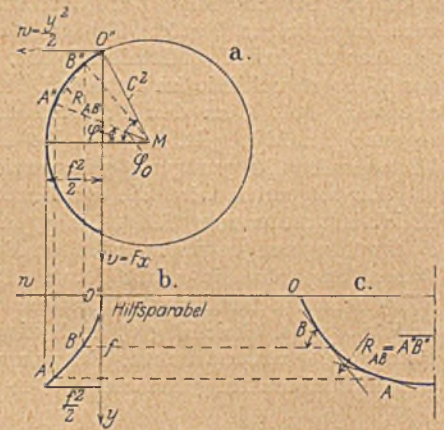


Abb. 5.

Es entsprechen:

- dem dx der Knicklinie $y \, dx$
- „ dy „ „ $y \, dy$
- „ ds „ „ $y \, ds$
- „ q „ „ $y \, q = C^2$

der Wasserdrucklinie (hier Kreis).

Demnach ist das statische Moment eines Teiles der Knicklinie in bezug auf ihre Sehne größengleich der Länge des zugehörigen Bogens der Wasserdrucklinie und das Trägheitsmoment eines von zwei lotrechten Ordinaten begrenzten Teiles der Knickfläche bezogen auf die Sehne größengleich $\frac{2}{3}$ des zwischen den zugehörigen wagerechten Ordinaten liegenden Teiles der Wasserdruckfläche.

Das Mohrsche Verfahren bestimmt die Knicklinie als ein mit der Polweite C^2 für die lotrechte Belastung mit den Flächenelementen $y \, dx$ gezeichnetes Seilpolygon, vernachlässigt also die Neigung der Knicklinie; die wagerechten Wasserdruckkomponenten bleiben hierbei unberücksichtigt.

Das bisherige Ergebnis kann folgendermaßen zusammengefaßt werden:

Die Knicklinie ist identisch mit der Gleichgewichtsform der über der gleichen Sehne und Pfeilhöhe errichteten Basiskurve einer zylindrischen Membran, die unter dem Drucke einer sie ausfüllenden Flüssigkeit steht und in ihren beiden Tangentialebenen aufgehängt ist, welche die im Flüssigkeitsspiegel gelegenen Erzeugenden enthalten. Sie stimmt also auch überein mit jener Kurve, nach welcher die Basislinie eines zylindrischen Behälters zu formen ist, damit derselbe unter den gleichen Bedingungen wie die frühere Membran durch den Druck einer ihn füllenden Flüssigkeit unter Vermeidung von Biegung nur durch eine für alle Elemente konstante, in deren Tangentialebene wirkende Zugkraft beansprucht ist.

²⁾ Vgl. Dr.-Ing. Hugo Kulke, Beitrag zur Theorie des Wasserdruckes, Leipzig 1923, W. Engelmann.

Diese in der neuzeitlichen Wasserbautechnik mehrfach verwendete Flächenform für Behälter führt den Namen: „Wölbmantelfläche“. Daß ihrer Basiskurve eine kreisförmige Wasserdrucklinie entspricht, folgt auch, vom früheren abgesehen, unmittelbar aus der Bedingung der biegungsfreien Zugbeanspruchung; denn diese fordert, daß die Mittelkraftlinie für Aufhängekraft und elementare Flüssigkeitsdrücke (als deren Seilpolygon) mit der Basiskurve zusammenfällt. Fügt man an die Aufhängekraft MO'' (Abb. 5) die Wasserdrucklinie als Kräftepolygon der elementaren Wasserdrücke an, die auf den zugehörigen Elementen der Bodenkurve senkrecht stehen, so stellt die vom Anfangspunkte M dieses Kraftpolygons nach einem Punkte B'' der Wasserdrucklinie gezeichnete Strecke MB'' der Größe und Richtung nach die zum zugehörigen Punkte B der Wandkurve gehörige und daselbst tangierende Mittelkraft dar, steht also zum Element der Wasserdrucklinie im Punkte B'' senkrecht. Da dies für alle vom Pol M zu den Punkten der Wasserdrucklinie gezogenen Strahlen gilt, ist dieselbe als Kreisbogen mit dem Mittelpunkt M genügend gekennzeichnet.

Im folgenden wird die zeichnerische Darstellung der Knicklinie näher ausgeführt, hingegen ihre weitere analytische Behandlung nur gestreift werden, da diese zu einer geschlossenen Darstellung ohnehin nicht führt. Der nächste Schritt der analytischen Behandlung wäre dahin gerichtet, ebenso wie die Ordinate y (s. Gleichung 6) auch die Bogenlänge s durch den Parameter φ auszudrücken. Bezeichnet ϱ wieder den Absolutwert des Krümmungshalbmessers, so ist:

$$ds = -\varrho d\varphi = -\frac{C^2}{y} d\varphi = -\frac{2C^2 d\frac{\varphi}{2}}{f \sqrt{1 - \frac{\sin^2 \frac{\varphi}{2}}{\sin^2 \frac{\varphi_0}{2}}}} = -\frac{2C^2 d\psi}{f \sqrt{1 - \mu^2 \sin^2 \psi}}$$

wobei $\psi = \frac{\varphi}{2}$ $\mu = \frac{1}{\sin \frac{\varphi_0}{2}}$ und $\sin \frac{\varphi_0}{2} = \frac{f}{2C}$

daher $s = -\frac{2C^2}{f} \int_{\frac{\varphi_0}{2}}^{\psi} \frac{d\psi}{\sqrt{1 - \mu^2 \sin^2 \psi}} + K$

Die bekannte Reihenentwicklung dieses elliptischen Integrals soll hier nicht weiter durchgeführt werden. Da in der Untersuchung nur die Wirkung der Biegungsmomente berücksichtigt wurde, kann die ganze Bogenlänge S der Knicklinie der Länge L des geraden unbelasteten Stabes gleichgesetzt werden. Das Endergebnis der analytischen Untersuchung, das u. a. von Professor Schneider (s. Z. des Ö. I. u. A. V. Jahrg. 1905) auf anderem Wege erreicht wurde, ist die Bestimmung des Biegungs Pfeiles f, welcher den gegebenen Werten von $C^2 = \frac{EJ}{P}$ und L entspricht:

$$f = \infty_4 C \sqrt{\frac{L}{\pi C} - 1} = 4C \sqrt{\sqrt{\frac{P}{P_k} - 1} \dots \dots \dots (8)$$

wobei Glieder höherer Ordnung vernachlässigt sind.

Die Eulersche Knicklast stellt den kleinsten Wert von P dar, für welchen die Pfeilhöhe noch reell, u. zw. f = 0 ist. Der zugehörige Wert von C²:

$$z_k = \frac{EJ}{P_k} = \frac{L^2}{\pi^2}$$

kann hydrostatisch als der Maximalwert der für die Zylinderhöhe r und für das spezifische Flüssigkeitsgewicht = 1 (Wasser) geltenden Zugkraft einer zylindrischen Membran angesehen werden, deren benetzte Basiskurve zwischen den beiderseitigen, im Wasserspiegel gelegenen Aufhängepunkten die Bogenlänge L besitzt. Werden also die beiden Erzeugenden (Abb. 6), in denen die Membran aufgehängt ist, in der Ebene

des durch gleichzeitige Entleerung auf gleichem Stande erhaltenen Wasserspiegels durch Parallelverschiebung voneinander entfernt, so nähert sich die Membrankraft im Augenblicke der Geradestreckung dem Werte $\frac{L^2}{\pi^2}$, der mathematisch als Grenzwert in der unbestimmten Form:

$$\lim \frac{\frac{1}{2} F}{\sin \varphi_0} \text{ für } \varphi_0 = 0$$



Abb. 6.

erscheint. Zu einer Beziehung zwischen der Pfeilhöhe f und der Sehnenlänge l der Knicklinie könnte der folgende Weg führen.

Infolge der überall gleichen Seilspannung fällt die Resultierende der auf einen Bereich der Bodenkurve wirkenden Wasserdrücke in die Winkelsymmetrale seiner Endtangenten, Linie NN (Abb. 7a). Die Höhenlage der wagerechten Komponente W dieser Resultierenden ist aus dem Diagramm der wagerechten Wasserdrücke gleichfalls leicht bestimmbar und durch ihren Schnittpunkt S mit der Resultierenden auch die Wirkungslinie der lotrechten Wasserdruckkomponente V, also die Schwerpunktslage des Flächenstückes zwischen Wasserspiegel, dem betrachteten Teil der Bodenkurve und dessen Endordinaten, also der in Abb. 7a durch Schraffur gekennzeichneten Fläche. Für die halbe Knickfläche (Abb. 7b) ergibt sich demnach die Schwerpunktsabszisse

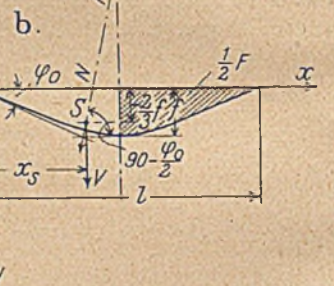
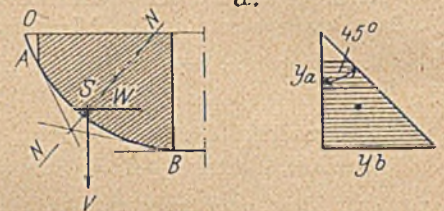


Abb. 7.

$$x_s = f \left(\cotg \varphi_0 + \frac{1}{3} \tg \frac{\varphi_0}{2} \right)$$

somit das statische Moment der halben Knickfläche in bezug auf die Ordinatenachse:

$$\begin{aligned} St &= \frac{1}{2} F x_s = C^2 f \sin \varphi_0 \left(\cotg \varphi_0 + \frac{1}{3} \tg \frac{\varphi_0}{2} \right) \\ &= C^2 f \left(\cos \varphi_0 + \frac{2}{3} \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} \right) = C^2 f \left(1 - \frac{4}{3} \sin^2 \frac{\varphi_0}{2} \right) \\ &= C^2 f \left(1 - \frac{f^2}{3C^2} \right) \end{aligned}$$

Andererseits läßt sich das statische Moment durch partielle Integration auch durch eine unendliche Reihe darstellen:

$$\begin{aligned} St &= \int_0^{\frac{1}{2}} x y dx = \\ &= \left[\frac{1}{2} x^2 y - \frac{1}{6} x^2 y' + \frac{1}{24} x^4 y'' - \dots + \frac{1}{n!} \cdot \frac{x^n d^{n-2} y}{dx^{n-2}} \right]_0^{\frac{1}{2}} \end{aligned}$$

Deren Auswertung beschränkt sich im vorliegenden Falle auf die Einsetzung der oberen Grenze für $x = \frac{1}{2}$ und der zugehörigen Ableitungen von y nach x, von denen sämtliche ungerade Ordnungen wegfallen. Durch Zusammenziehung geeigneter Glieder erscheint ein Bestandteil der ausgeführten Entwicklung als die unendliche Reihe für den $\cos \frac{1}{2C}$. Abb. 5 zeigt (der Deutlichkeit halber für übertriebene Annahmen) die zeichnerische Ableitung der Knicklinie als Boden-

kurve aus dem zugehörigen Kreisbogen als Wasserdrucklinie mit Verwendung einer Hilfsparabel, welche die Zuordnung der Werte $w = \frac{y^2}{2}$ zu den Ordinaten y besorgt. Neben dieser wird zur Konstruktion noch die Beziehung benutzt, daß die Tangenten in zugeordneten Punkten von Knicklinie und Kreisbogen aufeinander senkrecht stehen.

Die Anwendung der Formel

$$f = 4C \sqrt{\frac{L}{\pi C} - 1}$$

zeigt, daß die Kantenspannung des mittleren Stabquerschnittes selbst bei sehr schlanken Stäben die Proportionalitätsgrenze

schon erreicht, wenn die Druckkraft P nur unerheblich über die Eulerlast gesteigert wird. Da die zugehörigen Biegunge Pfeile nur einen geringen Bruchteil der Stablänge betragen, kann die zeichnerische Darstellung der Knicklinie in konkreten Fällen nur erfolgen, wenn man ihre Ordinaten y gegenüber den Abszissen x n -fach überhöht. Einer dermaßen überhöhten Knicklinie entspricht eine Wasserdrucklinie mit den Koordinaten $n v$ und $n^2 w$, also der Bogen einer Ellipse mit dem Achsenverhältnis $1:n$. Mit der Überhöhung der Knicklinie ist demnach die numerisch gleiche Überhöhung der Wasserdrucklinie verbunden. Die zugeordneten Tangenten beider Kurven stehen nach wie vor aufeinander senkrecht. Im Abschnitt 6 soll von dieser Darstellungsweise Gebrauch gemacht werden. (Schluß folgt.)

LITERATURSCHAU.

Gesammelt und geordnet von Dipl.-Ing. G. Ehnert, Dresden.

Baustoffkunde.

189. Untersuchungen über die Wasserdurchlässigkeit von Beton, ausgeführt in der Versuchsanstalt Latten-Zürich. Von W. Hugentobler, Schweizerische Wasserwirtschaft 1924. Mitteilungen der Kommission für Abdichtungen des Schweiz. Wasserwirtschaftsverbandes Nr. 10. Verfasser gibt eine Übersicht über Herstellung und Größe seiner Versuchskörper sowie der Versuchsergebnisse, wobei er die verschiedenen Ursachen der Wasserdurchlässigkeit des Betons spezifiziert. Zum Schluß folgen Mitteilungen über die Prüfung von Verputzen und Anstrichen.

190. Temperatur- und Feuchtigkeitsbeobachtungen an einem Bau aus Betonhohlsteinen. Von Dr.-Ing. A. Hummel, Karlsruhe. Beton u. Eisen 1924, Heft 4, S. 43—46 m. 11 Abb. Versuchsanordnungen und -ergebnisse.

191. Stahlbeton. Von Prof. Nußbaum. Zement 1924, Nr. 7, S. 58—59 m. 2 Abb. Kurze Beschreibung des Kleinogel-schen Stahlbetons.

192. Der Wert von Zementzuschlägen zum Traßmörtel, von Traßzuschlägen zum Zementmörtel. Von Prof. Nußbaum. Zement 1924, Nr. 7, S. 58—59. Es wird die durch Zusatz von Zement zum Traßmörtel wesentlich herabgesetzte Erhärtungszeit erörtert. Auch die im umgekehrten Sinne vorteilhaften Zusätze von Traß zum Zementmörtel.

193. Die unzulängliche Erhärtung des Weißkalkmörtels. Von Prof. Nußbaum. Zement 1924, Nr. 6, S. 51—52. Es wird die ungleichmäßige Umwandlung des Ätzkalkes in kohlen-sauren Kalk behandelt.

194. Das Zementfeld im Dreistoffsystem Kalk—Kieselsäure—Eisenoxyd. Von Dr. H. Kühl, Berlin-Lichterfelde. Zement 1924, Nr. 6, S. 45—46 mit 1 Abb. Schluß. Mitteilungen aus dem zementtechnischen Institut der Technischen Hochschule Berlin. Es wird zum Schluß eine Formel für die Zusammensetzung der best erhärtenden Systeme aufgestellt, die die Beziehungen, welche sich für die chemische Zusammensetzung der eisenoxydreichen Zemente mit wechselndem Silikatmodul ergeben, zum Ausdruck bringt.

195. Versuche über die Wirkung von Flußspat als Zusatz zur Rohmasse der Hüttenzemente. Von Dr. A. Guttman und Dr. K. Biehl. Zement 1924, Nr. 6, S. 48—50, Nr. 7, S. 55—57. Beförderung der Sintierung von Portlandzementklinkern durch Zusatz von Flußspat zur Rohmasse; Beschreibung der Rohstoffe und deren Herstellung, sowie der Sinterversuche. Einfluß des Flußspatzusatzes auf den Brennstoffverbrauch. Probebrände im Schachtofen ergaben eine Ersparnis an Kraftkohle, falls der Klinker zum Zer-seln neigt.

Baumaschinen.

196. Gießbeton-Verteilungsanlagen der Neuzeit. Von Dr.-Ing. Franke. Zentralblatt der Bauver-waltungen 1924. Mitteilungen aus dem Baugewerbe und der Industrie, Nr. 8, S. 61—62 mit 4 Abb., Nr. 9, S. 71—72 mit 1 Abb. Schluß. Beschreibung und Vergleich des Kabelkran- und des amerikanischen Gießheim-Systems mit Rinnenleitung, wobei dem ersteren der unbedingte Vorzug gegeben wird. Stein-transport bei Verwendung von Steinblöcken.

Statik und Festigkeitslehre.

197. Schwergewichtsmauern von großer Höhe. Annales des ponts et chaussées 1923, Nr. 6, S. 289—353 mit 4 Abb. Es handelt sich zunächst um eine allgemeine Ver-ordnung des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten über die bei Projektierung und Ausführung von Schwergewichtsmauern zu beachtenden und geforderten Vorschriften; ihnen folgen zwei ergänzende ausführliche Anhänge.

198. Beispiele zur Anwendung des Reduk-tionssatzes. Von Günter Worch, Darmstadt. Beton und Eisen 1924, Heft 4, S. 39—42 mit 31 Abb. Verfasser weist im folgenden nach, wie durch die Anwendung des Reduktionssatzes eine wesentliche Ersparnis an mechanischer Rechenarbeit, pro-portional der Anzahl der statisch unbestimmten Größen, ein-tritt. Es wird diese Tatsache an einem beiderseitig eingespannten Rahmen, einem durchlaufenden Träger und dem Endfeld eines sechsstieligen Rahmens erörtert.

199. Windsaugwirkungen an Gebäuden. Von Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. R. Sonntag, Berlin-Friedrichs-hagen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 8, S. 57—62 mit 13 Abb. Nach einem Rückblick auf die bisherige Entwick-lung und Förderung des Problems der Windsaugwirkungen unter Anführung wichtiger Versuchsanordnungen und -ergeb-nisse, wie denen von Eiffel, Schlink, v. Baumhauer usw., geht Verfasser auf die vom NDI-ETB-Unterausschuß für Windlast angegebenen Vorschläge für die Berücksichtigung von Wind-saugwirkungen bei der Berechnung von Hochbauten ein.

Brückenbau.

a) Allgemeines.

b) Hölzerne Brücken.

c) Stein- und Betonbrücken.

d) Eisenbetonbrücken.

e) Eiserner Brücken.

200. Umbau der Eisenbahnbrücke über die Norder-Elbe in Hamburg. Von Dr.-Ing. h. c. Schaper, Berlin. Die Bautechnik 1924, Heft 8, S. 57—59 mit 7 Abb. Im Anschluß an die Wiedergabe des von der Akademie des Bau-wesens erstatteten Gutachtens über zwei ihr vorgelegte Ent-würfe folgen kurze Erörterungen über die Entwürfe der vier-gleisigen eisernen Eisenbahnbrücke unter Verwendung der Lohse-Träger-Konstruktion.

Industriebauten.

(Silos, Schornsteine, Wasserbehälter usw.)

201. Erzsilo für Storch u. Schöneberg A.-G., Abt. Bremerhütte in Geisweid. Ausgeführt von der Firma Heinrich Butzer, Dortmund. Beton und Eisen 1924, Heft 4, S. 37—38 mit 4 Abb. Beschreibung der Gesamtanlage; der Einzelkonstruktionen in Eisenbeton, sowie der Wagen-kipperbrücke.

202. Der Bau eines Ölspeichers. Railway Age 1924, Nr. 6, S. 378—380 mit 5 Abb. Feuersichere Eisenbeton-konstruktion, große Lichtflächen, gute Ventilation, moderne Ausrüstung.

Gründungsarbeiten usw.

Wasserbau.

- a) Gewässerkunde und Wasserwirtschaft, Wasserrecht, Wasserbewegung.
203. Flutstundenlinien und Flutwelle. Von H. Thorade. Annalen der Hydrographie und Maritimen Meteorologie 1924, Heft 2, S. 27—31 mit 3 Tafeln. Unter Bezugnahme auf Arbeiten von Defants, v. Sterneck, Whewell u. a. behandelt Verfasser an der Hand des Beispiels des geraden, an einem Ende mit dem von Gezeiten bewegten Meer in Verbindung stehenden Kanals von gleichförmigen rechteckigen Querschnitt, eines an dessen Stelle tretenden quadratischen Beckens und eines rechteckigen Randmeeres unter dem Einfluß der Erdumdrehung, die Beziehungen zwischen Flutstundenlinien und Flutwelle und kommt zu dem Schluß, daß erstere nur selten mit den Wellenkämmen zusammenfallen, also keine Anschauung von der Oberflächenform des Wassers vermitteln.
- b) Flußbau, Kanalbau, Seebau, Hafenbau, Schleusenbau.
204. Die Unterdükerung der Elbe für die Wasserversorgung der Deutschen Maizena-Gesellschaft. Von Dr.-Ing. Thiem, Leipzig. Der Städtische Tiefbau 1924, Nr. 3/4, S. 7—11, mit 5 Abb. Es wird die unterhalb der Stadt Barby bei Magdeburg für die Fabrik der Deutschen Maizena-Gesellschaft ausgeführte Unterdükerung der Elbe besprochen. Sowohl das Elbwasser, wie das den Untergrund der Fabrik durchströmende Grundwasser ist an der Stelle für jene Fabrikationszwecke ungeeignet, so daß man sich zur Entnahme von rechtseligem Grundwasser entschloß. Es wird in der Folge der Projektierung, wie der schwierigen Bauausführung — besonders der Verlegung der Rohrleitung — Erwähnung getan.
205. Der Panamakanal. Von A. Dumas. Le Génie Civil 1924, Nr. 8, S. 173—179, mit 9 Abb. Anlässlich der Enthüllung eines Denkmals für die Erbauer und Arbeiter des „inter-oceanischen“ Kanals wird, nach einem Gesamttrükblick auf die Entwicklung, der Verkehr des Panamakanals, im besonderen der des Jahres 1923, besprochen.
- c) Wehre, Talsperren, Wildbachverbauungen, Wasserkraftanlagen, Bewässerungen usw.
206. Die Entwicklung der beweglichen Wehre. Von Dipl.-Ing. Mangold, Darmstadt. Die Bautechnik 1924, Nr. 7, S. 49—51, mit 9 Abb. Einteilung der beweglichen Wehre nach der Art ihres Verschlusses; Berechnung und Konstruktion von Schützenwehren, im besonderen ihrer Verschlüsse; anschließend werden Nadelwehre kurz besprochen. — Nr. 9, S. 68—72, Fortsetzung. Es werden zunächst die einzelnen prinzipiellen Walzenwehrkonstruktionen aufgeführt, anschließend einiger Beispiele aus der Praxis an Hand anschaulicher Abbildungen Erwähnung getan.
207. Die erste Eisenbetontalsperre in Deutschland. Von Dipl.-Ing. Mangold, Darmstadt. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 7, S. 49—50 mit 4 Abb. Allgemeiner Bericht über die Gesamtanlage, Beschreibung der Eisenbetonkonstruktion im Vergleich zur Massivvollmauer.
208. Der Talsperrenbruch im Val Gleno. Von Dr.-Ing. Stucky, Basel. Schweizerische Bauzeitung 1924, Nr. 7, S. 74—76 mit 6 Abb. (Schluß.) Statische Untersuchung des Pfeilers am westlichen Durchbruchende auf Grund der beim Bruch entstandenen Risse. Schlußfolgerungen.
209. Weitere Mitteilungen über den Bruch der Glenotalsperre. Von E. Link, Essen. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 9, S. 75—76 mit 3 Abb. Wiedergabe weiterer Untersuchungsergebnisse, des italienischen Ingenieurs G. Rodio, Mailand, die sich besonders auf schlechte Gründung der Kaimauer beziehen.
210. Die wirtschaftliche Ausbaugröße von Wasserkraftanlagen. Von Obering. von Gruenewald, Karlsruhe i. B. Die Wasserkraft 1924, Nr. 4, S. 38—40 mit 4 Abb. Bestimmung der wirtschaftlichsten Ausbaugröße in einfacher Weise bei Verwendung der Wassermengendauerlinie und unter Zugrundelegung einmal eines veränderlichen, das andere Mal eines unveränderlichen Strompreises während eines Jahres.
211. Der Ausbau von Wasserkraften an der unteren Fulda. Von Reg.-Baurat Probst, Cassel. Die Bautechnik 1924, Nr. 8, S. 61—62 mit 2 Abb. Es wird die, infolge künstlichen Eingriffs, als dauernd eintretende Überflutung landwirtschaftlichen Uferlandes und die zu ihrer Bekämpfung erforderlichen Maßnahmen besprochen, und zwar im besonderen zwischen der Eindeichung oder Aufhöhung, der unter dem Stauspiegel liegenden Ufergrundstücke entschieden wobei letzterer der Vorzug gegeben wird.

212. Die projektierten Rheinkraftwerke Rekingen, Dogern und Schwörstadt. Schweizerische Wasserwirtschaft 1924, Nr. 2. Seite 19—23 mit 5 Abb. Von jedem Projekt erfährt der Leser die allgemeinen Anlagen, hydrologischen sowie hydrostatischen Verhältnisse resp. Erwägungen und die Konstruktionsausmaße der einzelnen Bauwerke.

213. Das Strubklammwerk der Stadt Salzburg. Von Ing. F. Alber, Salzburg. Die Wasserkraft 1924, Nr. 4, S. 41—43 mit 3 Abb. Verfasser beschreibt kurz die hydrographischen Verhältnisse, die Gesamtanlage, ihre Ausmaße, sowie den Fortschritt der Bauausführung.

214. Erreichbare spezifische Drehzahl bei Wasserturbinen. Von Moritz Kroll, Pilsen. Die Wasserkraft 1924, Nr. 4, S. 40—41 mit 2 Abb. Es wird eine Formel für die spezifische Drehzahl abgeleitet, welche die zur Erreichung einer hohen spezifischen Drehzahl erforderlichen Anordnungen erkennen läßt; sie hängt in der Hauptsache von dem Wirkungsgrad, dem Verhältnis der Laufradbreite zum Laufraddurchmesser, der Meridiangeschwindigkeit und von der jeweiligen Umfangsgeschwindigkeit ab.

Erdbau, Tunnelbau und Bergbau.

Straßenbau.

215. Ausbildung der Straßendecke. Von M. Guelle, Besançon. Annales des ponts et chaussées 1923, Nr. 6, S. 387—396. Verfasser behandelt im besonderen die Verwendung von Natronsilikat; es werden im einzelnen die Herstellung, Bauausführung und die bisherigen Erfolge an Versuchsstrecken besprochen.

216. Hauptstraße in Eisenbeton. Von F. Marsden, Bradford. The Roadmaker 1924, Nr. 9, S. 252—254 mit 1 Abb. Es wird die Konstruktionsweise und Bauausführung einer, schwerem Industrieverkehr dienenden, Hauptstraße mitgeteilt.

Eisenbahnbau und -betrieb.

217. Die 4-8-2-Lokomotive der Southern Pacific-Bahn. Railway-Age 1924, Nr. 5, S. 375—377 mit 1 Abb. Es wird ein System besprochen, daß 1921 in Betrieb genommen worden ist. Die Maschine zieht bei 1,5 % Steigung 11 schwere Personenwagen; sie ist im Betrieb auf einer Strecke von 815 Meilen, welche ohne Maschinenwechsel zurückgelegt wird. Es werden Konstruktionseinzelheiten, deren Maße und Gewichte mitgeteilt.

218. Neuere Wege und Ergebnisse der Gleisuntersuchung. Von Rgs.-Baurat Stierl, Berlin. Die Bautechnik 1924, Nr. 9, S. 66—68 mit 16 Abb. Die bisher in neuerer Zeit hergestellten Apparate zur Untersuchung von Abnutzungen und Formänderungen der Schienen und Laschen durch Messungen im ruhenden Gleis werden aufgezählt und beschrieben. So der Schienenquerschnittsmesser, der Schienenhöhenmesser, sowie der Längenmesser für Schienen und Laschen. Im Anschluß daran werden gleistechnische Aufgaben für die bis jetzt fertiggestellten Meßapparate behandelt.

219. Über die Ursachen der vorzeitigen Zerstörung von Rippenschwellen. Von Rgs.-Baurat Dr.-Ing. R. Kühnel und Dr. G. Marzahn, Berlin. Stahl u. Eisen 1924, Nr. 7, S. 175—178 mit 4 Abb. Betriebsverhältnisse der Eisenbahnschwellen. Art der auftretenden Schäden. Chemische Untersuchung. Untersuchung der mechanischen Eigenschaften. Gefügeuntersuchungen. Der Einfluß von Betriebsversuchen auf die Stoffbeschaffenheit; Hauptursache des Rostens, Schwellenschutz.

220. Lüftung und Heizung von Eisenbahnpersonenwagen. Von F. Nystrom, Chicago. Railway-Age 1924, Nr. 7, S. 421—423. Es werden in der Folge die zur Erzielung einer ausreichenden Lüftung erforderlichen Maßnahmen, das Verhältnis von Lüftung zur Heizung vom hygienischen und wirtschaftlichen Standpunkt aus besprochen.

221. Der Kampf gegen die Schneeverwehungen auf den russischen Eisenbahnen. Von Dr.-Ing. Saller, Regensburg. Die Bautechnik 1924, Nr. 8, S. 59—61 mit 4 Abb. Verfasser geht auf die von Professor Dmochowskij ausgeführten Untersuchungen ein; diese beziehen sich auf die Beeinflussung der Windgeschwindigkeit durch natürliche und künstliche Schneezäune, um die Bildung von Bodenschneewind zu beschränken.

222. Die neue Südtiroler Schmalspurbahnen Grödenbahn und Fleimstalbahn. Von Ing. Prof. Dr. Leopold Oerly, Wien. Schweiz. Bauzeitung 1924, Nr. 9, S. 95—98 mit 6 Abb. Es werden in der Folge der Verkehrszweck, allgemeine Angaben über Anlage, Bauausführung und Betrieb behandelt.

223. Englands erster Eisenbeton-Lokomotivschuppen. Von D. R. Lamb, London. Railway-Age 1924, Nr. 5, S. 337—340 mit 8 Abb. Es werden die im Grundriß wiedergegebene Gesamtanlage, die Konstruktion der Halle, der Kohlenbunker und die Drehscheibe besprochen.

Beton- und Eisenbetonbau.

(Eisenbetonbrücken siehe unter Brückenbau!)

224. Die Verwendung von Eisenbetondecken für die Obergeschosse an Wohngebäuden, Krankenhäusern und Schulen. Von Prof. Nußbaum. Zement 1924, Nr. 8, S. 68. Neben einer Reihe von Vorzügen, die der Eisenbetondecke im genannten Sinne den Vorzug geben sollen, werden auch die Maßnahmen zur Verhütung der Nachteile — leichte Schallübertragung und Wärmeleitfähigkeit — besprochen.

Eisenbau.

(Eiserne Brücken siehe unter Brückenbau!)

Holzbau.

Städtebau und städtischer Tiefbau.

225. Städtische Wohnungsbauten an der Rothenburger Straße in Nürnberg. Von Dr.-Ing. Wagner-Speyer, Nürnberg. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, S. 50—51 mit 5 Abb. Städtbauliche Erörterungen.

226. Zu den Grundzügen eines neuen Städtebaugesetzes. Von Geh. Oberbaurat Dr.-Ing. h. c. J. Stübgen, Münster i. W. Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 15/16, S. 77—79. Es wird auf die vom preußischen Wohlfahrtsministerium verfaßten und bekanntgegebenen Grundzüge eines Gesetzes zur Aufstellung und Durchführung von Siedlungs- und Bebauungsplänen Bezug genommen, sowie nähere Erklärungen über die in jenen Grundzügen aufgestellten Begriffe Siedlungsplan und Bebauungsplan gegeben.

227. Entwicklungsmöglichkeiten der Stadt Münster i. Westf. Von Architekt Flerus, Dortmund.

Deutsche Bauzeitung 1924, Nr. 15/16, S. 72—74 mit 6 Abb. Die Erörterungen beziehen sich auf den Entwurf eines geplanten Hochhauses in Münster; Verfasser bespricht seinen eigenen mit dem 2. Preis bedachten Entwurf, der sich in das Stadtbild stilrichtig einfügt.

228. Die Wirkungen des Erdbebens in Japan am 1. September 1923. Von Prof. F. Baltzer und Prof. Dr. Berrens, Woosung bei Shanghai. Zentralblatt der Bauverwaltung 1924, Nr. 9, S. 69—74 mit 16 Abb. Es wird von den Zerstörungen von Bauwerken in Tokio und Yokohama unter besonderer Berücksichtigung der verschiedenen Bauweisen berichtet.

Städtische Straßen- und Schnellbahnen.

Siedlungswesen und sparsame Bauweisen.

Bauunfälle.

Amtliche Mitteilungen. — Ministerielle Erlasse.

Arbeiterfragen. — Rechtsfragen. — Wirtschaftliches.

229. Wirtschaftliche Betrachtungen über die Elektrisierung der Eisenbahnen. Von M. Dupin. Annales des ponts et chaussées 1923, Nr. 6, S. 354—374. Im Hinblick auf die vier größten Eisenbahnnetze Frankreichs wird eine Elektrisierung der Eisenbahn vom wirtschaftlichen Standpunkte aus untersucht.

Kunst im Ingenieurwesen. — Personalnachrichten. — Vereinsnachrichten. — Standesvertretung. — Sonstiges.

230. Verfahren zur Herstellung neuer französischer Karten. Von Bidault des Chaumes. Le Génie Civil 1924, Nr. 7, S. 149—156 mit 13 Abb. Der Artikel behandelt die neuesten französischen Fortschritte auf dem Gebiete der Luftbildtopographie und der Stereophotogrammetrie und deren Anwendung.

KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung in Berlin-Dahlem.

Jahrgang 1923. Heft 1 und 2.

Der Umfang der obengenannten Mitteilungen mußte für 1923, wie der fast aller anderen wissenschaftlichen Zeitschriften, eingeschränkt werden. In Zukunft sollen jährlich nur noch 8 Hefte zu je 12 Seiten erscheinen. Für den Bauingenieur sind aus dem vorliegenden Heft 1/2 besonders erwähnenswert die Berichte der Abteilung für Eisenbau und für Baugewerbe. Erstere Abteilung berichtet über eine umfassende Arbeit über das Verhalten einiger U-Eisen (im Schiffbau) in gebogenen Profilbalken, bei denen sich die Flanschen gegeneinander neigten und der Steg sich krümmte. Hierbei galt es, die Fragen zu erörtern, 1. in welcher Weise die Widerstandsfähigkeit von U-Profilen unter der Einwirkung einer in der Stegebene angreifenden Kraft dadurch beeinflußt wird, daß die Profile infolge ihres unsymmetrischen Querschnitts seitlich auszuweichen bestrebt sind, 2. ob dies seitliche Ausweichen der Flanschen verschwindet, wenn der Kraftangriff um ein der Profilgröße entsprechendes Maß aus der Stegebene seitlich nach der den Flanschen abgekehrten Seite verschoben wird und 3. welchen Einfluß eine angenietete Platte in obiger Hinsicht ausübt. Bezüglich der ersten Frage lassen sich die Versuchsergebnisse dahin zusammenfassen, daß bei einer in der Stegebene wirkenden Biegekräft beträchtliche Drehmomente im C-Eisen auftreten, welche bemüht sind, die gedrückten Flansche nach außen, die gezogene nach innen zu drehen. Hierbei wurden Spannungen beobachtet, die bis zu 60 vH höher waren, als die nach dem üblichen Verfahren berechneten Biegungsspannungen. Es ist aber — Frage 2 — möglich, den Kraftangriff so anzuordnen, daß eine Durchbiegung des C-Eisens ohne die seitlichen Ausweichungen der Flanschen auftritt. Hierzu ist eine jedem Profile eigentümliche Exzentrizität des Kraftangriffes erforderlich, und zwar außerhalb des Querschnittes. Zahlenmäßig erscheint diese Exzentrizität $\frac{1}{10}$ der Profilhöhe betragen zu müssen. Bei Beantwortung der Frage 3 zeigten die Versuche, daß — trotz aufgenieteter Kopfplatten — die seitliche Einwirkung meistens noch so stark ist, daß die Kopfplatte sich nach oben wölbt. Die C-Eisen drehen sich um ihre oberen „Winkeldecken“. Der Unterschied der Spannungen an der oberen und unteren Stegkante beträgt bis zu 50 vH, während sich der Unterschied zwischen den Spannungen an der oberen und unteren Flanschseite höchstens auf 20 vH beläuft.

Aus den „kurzen Berichten“ der Abteilung für Baugewerbe sind als besonders bemerkenswert 3 Untersuchungen zu erwähnen, die sich mit dem Einsturz von Gebäuden bzw. starken Beschädigungen an einem solchen befassen. Im ersten Falle handelte es sich um die Erforschung der Gründe, die zum Einsturz einer Halle aus Eisenbeton geführt haben, soweit sie auf das Baumaterial zurückzuführen sind. Aus dem Befunde und der chemisch-technischen Untersuchung der den Trümmern entnommenen Eisenbetonstücke ergab sich, daß einmal die Mischung eine viel zu schwache war — in den Decken und Stützen 1:7, in den Fußplatten der Stützen 1:11 — und daß zudem das Zuschlagmaterial ein allzu feinkörniger, unreiner Sand, war. Hierzu traten ungünstige Witterungsverhältnisse während des Baues. Die Druckfestigkeit des Betons betrug demgemäß i. M., trotzdem dieser bereits mindestens 4 Monate alt war, in der Decke nur 76, in der Stütze nur 55 kg/cm², erreichte somit nur einen Bruchteil der nach 45 Tagen vorgeschriebenen Festigkeit von 180 bzw. 200 kg/cm².

Weiter wird über die Gründe des Einsturzes eines Hauses, das aus Zementmauersteinen und Kalkmörtel erbaut war, berichtet. Auch hier war die Verwendung vollkommen minderwertiger Baustoffe an dem Unfalle schuld. Die Zementmauersteine hatten eine ungewöhnlich geringe Druckfestigkeit, lufttrocken von nur 19, wassergesättigt von nur 10 kg/cm². Der Grund hierfür lag sowohl in schlechtem Zuschlagmaterial (Sand, unrein und sehr feinkörnig) als auch in der unerlaubt mageren Mischung 1:8. Ob noch andere Faktoren — mangelhaftes Stampfen, geringe Bindekraft des Zements, zu hoher Wasserzusatz u. a. m. im gleichen Sinne schädlich eingewirkt haben, konnte nicht mehr beurteilt werden. Ebenso schlecht war der verwendete Mörtel mit einem Gehalt an Bindemitteln von nur 6 vH und einem Mischungsverhältnis in Gewichtsteilen von rd 1:16. Auch hier zeigte sich der Sand als vollkommen unrein und zu fein, z. T. staubförmig!

Sehr interessant sind Zerstörungerscheinungen, über die weiter berichtet wird, an einem Eisenbeton ausgeführten Silo, der zur Lagerung von geröstetem Spateisenstein benutzt wird. Bereits ein Jahr nach seiner Fertigstellung waren auffallende Zerstörungerscheinungen eingetreten, der Putz war abgefallen, z. T. auch blasenförmig aufgetrieben, der Beton war stellenweise bröckelig und mürbe und enthielt hin und wieder schwarzbraune Ablagerungen. Die chemische Untersuchung ließ erhebliche Mengen von Mangan- und Magnesiumverbindungen im Zement erkennen; namentlich dürften es die

Mangansulfate gewesen sein, die durch Auswaschung in den wahrscheinlich stellenweise undichten Beton eingedrungen sind und durch chemische Umsetzung zu einer starken Kalkverarmung und zu einer erheblichen Anreicherung an Schwefelsäure im Zement geführt und hierdurch zu Treiberscheinungen Veranlassung gegeben haben. Hier ist also das Bindemittel durch chemische Beeinflussung zerstört worden, wie u. a. auch die schwarzbraunen Ablagerungen im Beton — Mangan-Kalk-Verbindungen — erkennen lassen. M. F.

Der Straßenbau in Amerika und England

zeigt starke Unterschiede. Sie sind begründet in der Verschiedenheit der geographischen Verhältnisse und der Entwicklungsbedingungen des Straßennetzes. England (und das gilt für alle europäischen Staaten) ist durch Straßen, Amerika durch Eisenbahnen erschlossen worden; dort traten die Bahnen später hinzu und unterstützten die Straßen, hier sind die Straßen die Zubringer und sollen die großen Maschen des Verkehrsnetzes der Eisenbahnen verdichten helfen. Bei der Parzellierung ist in Amerika im allgemeinen eine Straßenbreite von 26 m zugrunde gelegt worden. Heute strebt man danach, sie wesentlich zu vergrößern. Über die Größe Amerikas kann sich ein Europäer schwer einen Begriff machen. Die Vereinigten Staaten umfassen etwa 7 000 000 km² und besitzen etwa 3,6 Millionen km Straßen, auf rund 26 Einwohner kommt 1 km Straße. England ist rund 310 000 km² groß und hat etwa 374 400 km Straßen, so daß auf 1 km Straße dagegen 171 Einwohner entfallen.

Die Unterschiede im Straßenbau in Stadt und Land waren früher in Amerika sehr groß. In den Großstädten hat es frühzeitig vorzügliche Straßen gegeben. Auf dem Lande dagegen gab es kaum befestigte Fahrbahnen. Man begnügte sich mit Erdbahnen, die im Sommer fest und glatt gefahren waren und im Winter mit Schlitten befahren wurden. Das Aufkommen des Kraftwagens hat diese Zustände, die heute noch in Rußland herrschen, vollständig umgeändert. Seit 10 bis 12 Jahren sind von Amerika ganz außerordentliche Fortschritte im Landstraßenbau gemacht worden. Die Pläne, durchlaufende Hauptstraßen durch den ganzen Kontinent von Meer zu Meer zu bauen, mit Längen von etwa 5000 km, scheinen bald greifbare Gestalt zu gewinnen, und alle bedeutenden Städte werden in naher Zukunft durch gute Landstraßen verbunden sein. Der Kraftwagenverkehr in den Großstädten hat einen Umfang angenommen, wie ihn sich der Europäer kaum vorstellen kann. Manche Straßenzüge machen den Eindruck einer „Prozession“. Die anstoßenden Seitenstraßen gleichen Wagen-Aufstellplätzen. Auf 100 Millionen Einwohner kommen 12 Millionen Kraftwagen.

Die Straßenbauarten in den Städten sind in der alten und neuen Welt nur wenig verschieden. Für Straßenbahngleise bevorzugen die Amerikaner Einpflasterung. Die Schienen liegen gewöhnlich auf Querschwellen oder Beton. Holzpflasterbahnen sind verhältnismäßig seltener und nicht in so gutem Zustande als in England. Die Hölzer werden nicht überall getränkt. Die großen Temperaturschwankungen in den nördlichen Staaten scheinen den Bestand des Holzpflasters und eine gute Unterhaltung zu erschweren. Die überwiegend verwendete Straßendecke in amerikanischen Städten ist Asphalt. Eine Straßenhaut von 3 bis 5 cm Stärke aus Bitumen, mit feinem Sand gemischt, wird auf eine tragende Schicht aus Teermekadam aufgelegt, deren Stärke sehr schwankt; 5 bis 20 cm können vor. Der Teermekadam ist sehr mager an Teer und wird mit recht rauher Oberfläche hergestellt, damit mit der Straßenhaut ein guter Verband entsteht. Das Bestreben geht dahin, den Gußasphalt mit Granitplitt bis etwa 1 cm Größe zu mischen, um die Decke noch widerstandsfähiger zu machen. Diese Asphaltdecken halten sich in Amerika sehr gut, weil die Radlasten im Durchschnitt wesentlich geringer sind als in Europa. In Vorstädten bevorzugen die Amerikaner „Asphaltmekadam“, wo die Straßendecke durchweg aus einer Mischung von Bitumen, Sand und Feinschlag besteht. Auch Betonstraßendecken kommen häufig vor. Die Ausführung und der Zustand der Stoßfugen ist nicht immer befriedigend.

Bei den Landstraßen liegen die Verhältnisse ganz anders. Erst etwa 10% haben feste Decken, die anderen sind noch einfache Erdbahnen, mitunter sogar nur notdürftig nach Richtung und Höhe ausgeglichen. In mancher Gegend wird Lehm als Decke verwendet, die sich festfährt. Auch sind Versuche mit Öl und Teer gemacht worden, um mit dem Staub eine erhärtete Decke zu bilden.

Die Entwicklung des Landstraßenbaues mit fester Straßendecke geht nach 3 Richtungen: Betonstraße, Pflasterbahn, Asphaltbahn. Ihre Vertreter sind hauptsächlich Lieferanten und Unternehmer, die die beteiligten Kreise mit allen Mitteln der Anpreisung bearbeiten. Die Größe der Entfernungen zwang bei den ersten Landstraßen zu äußerster Beschränkung: 2,7 m befestigte Straßenbreite waren üblich, die Seitenstreifen von 1–2 m Breite erlaubten das Ausweichen. Heute werden möglichst 6 m-Bahnen gebaut. Beton ist stark bevorzugt. Das scheint darin seinen Grund zu haben, daß Beton zugleich Unterbau und Straßenhaut gibt und dadurch dort besonders günstig ist, wo kein alter, tragfähiger Straßenkörper vorhanden ist, daß er außerdem Maschinenarbeit gestattet und damit die in Amerika sehr teuren Arbeitskräfte erspart. Alle diese Verhältnisse liegen in den europäischen Ländern anders.

Ein anderer wichtiger Unterschied ist zu erwähnen: In Europa ist die Forderung allgemein, daß die Straßen so stark gebaut werden

müssen, daß sie dem neuzeitlichen Kraftwagenverkehr standhalten, auch dem Lastverkehr gewachsen sind. Die Achslasten sind aber, namentlich in England, sehr hoch und unterliegen teilweise keiner Beschränkung. Auch ist hinsichtlich der Bereifung wenig vorgeschrieben. Große Achslasten beschleunigen aber die Zerstörung der Straßendecken. Mit Rücksicht auf ihre Erdbahnen bevorzugten die Amerikaner von jeher leichte Wagen und sind auch jetzt dabei, die zulässigen Achslasten für Lastkraftwagen durch gesetzliche Vorschriften möglichst zu beschränken — zum Nutzen ihrer Landstraßen.

Der Querschnitt der Landstraßen weicht von dem bei uns Gewohnten ab: schmale befestigte Fahrbahn, breite Seitenstreifen ohne jede Befestigung, kein Fußweg, tiefe Gräben, kein Kantenschutz oder Geländer, die Fahrbahn mitunter beträchtlich herausgehoben aus der sonstigen Straßenebene.

In früheren Jahren kannten die Amerikaner keine geregelte Unterhaltung ihrer Landstraßen. Das hat sich seitdem geändert. Auch hierbei wird Maschinenarbeit so weit wie irgend möglich angewendet. (Engineering vom 22. Juni 1923.) G1.

Vortrag über die Eisenbahnen des Japanischen Inselreichs.

In der Gesamtsitzung der Akademie des Bauwesens am 7. Dezember v. Js. hielt das ordentliche Mitglied der Akademie, Geh. Oberbaurat Prof. Baltzer, einen Vortrag über die Eisenbahnen des Japanischen Inselreichs, an deren Ausbau er als technischer Berater des Kaiserlichen Verkehrsministeriums in Tokio von 1898 bis 1903 erfolgreich mitgewirkt hatte. Er gab zunächst in einem geschichtlichen Überblick ein Bild der Entstehung und Entwicklung der japanischen Eisenbahnen, die auf Rat der ersten britisch-australischen Ingenieure mit der ihnen vertrauten Schmalspur von 3½ Fuß englisch = 1,067 m (Kapspur) ausgeführt wurden. An ernsthaften Anläufen zum nachträglichen Umbau der Schmalspur in Vollspur hat es in der Folge nicht gefehlt; sie endeten mit der Erkenntnis, daß es besser sei, die namhaften hierzu erforderlichen Kapitalien lieber zum Bau neuer Bahnen, natürlich mit der alten Schmalspur, zu verwenden. Der Vortragende wandte sich dann der großen Privatbahnverstaatlichung zu, die nach zwei früheren erfolglosen Versuchen nach dem Kriege mit Rußland im Jahre 1906 mit bemerkenswerter Geschicklichkeit und Schnelligkeit durchgeführt wurde, ihr haben die heutigen Eisenbahnen ihren wirtschaftlichen Aufschwung im wesentlichen zu verdanken. Mit großer Umsicht hatte die Regierung frühzeitig ein umfassendes Programm für den Ausbau der wichtigsten Eisenbahnlinien aufgestellt, durch dessen Durchführung heute fast alle Teile des Landes in Besitz einer Bahnverbindung gelangt sind. Das Staatsbahnnetz umfaßt am 31. März 1921 rd. 10 400 km Betriebslänge, das ist etwa ein Fünftel des derzeitigen deutschen Reichsbahnbestandes. Dabei ist das Land, das aus vier großen und zahllosen kleinen Inseln — etwa 3 800 — besteht, nach seiner geographischen Gestaltung und bei seiner starken Küstenentwicklung keineswegs besonders geeignet für die Schaffung eines organischen Bahnnetzes; auch die schwierigen atmosphärischen Verhältnisse, heftige Regenzeiten, Taifune, Erdbeben, im Norden schwere Schneestürme, ferner die schroffen, stark zerklüfteten Gebirge, die das Innere des Landes durchziehen, die wilden, durchweg unregulierten Bergströme, die ihren Lauf bei Hochwasser ständig verändern und sich durch starke Geröll- und Geschiebeführung auszeichnen, stellen den Bahnbau vor schwierige Aufgaben und machen ihn kostspielig. Der Redner schildert dann die wichtigsten Hauptbahnen, die Tokaido-, die Nippon-, die Sanyo- und die Kiushubahnen und machte über bemerkenswerte Bauausführungen aus neuerer Zeit eingehende Mitteilungen, so über den Ausbau des zweiten Gleises der Tokaidobahn — 606 km — über die Umgehung ihrer 450 m hohen Wasserscheide bei Gotemba durch Herstellung einer um 11,3 km kürzeren, nur auf 73 m Höhe ansteigenden, über Odawara und Atami führenden Umgehungsbahn, die allerdings 23 Tunnel von 15 km Gesamtlänge, darunter einen von 8 km Länge enthalten wird; ferner über den Bau der viergleisigen Hochbahn und des Hauptbahnhofes in Tokio, über die Beseitigung der starken Rauchplage in den Tunneln der mit 1:15 geneigten Zahnstangenstrecke der Utui-Pa-Bahn, deren Dampftrieb neuerting in elektrischen Betrieb umgewandelt wurde; dabei konnte zur Steigerung der Leistungsfähigkeit auf der überaus stark belasteten Zahnradstrecke die Fahrzeit von 70 auf 43 Minuten herabgesetzt werden. Die eigenartige Anordnung von Zwischenstationen neben dem in unverminderter Steigung durchgeführten Hauptgleis auf Steilstrecken einer Querbahn, Fukuehima—Yonezawa, sowie deren eigentümliche, wenig zweckentsprechende Anlage von Fanggleisen zum Auffangen durchgegangener Wagen wurden in Skizzen beschrieben. Der Vortragende gab sodann eine allgemeine Charakteristik der Bahnen in Bau, Betrieb und Verkehr und gedachte ihrer besonderen Anstalten und Einrichtungen, wie Eisenbahnschulen, Materialprüfungsanstalten, Krankenhäuser und Wohlfahrtseinrichtungen, Beamten-Hilfsverband, Einkaufsvereinigung u. dgl. Zum Schluß ging er näher ein auf das Wirtschaftsbild der Bahnen und erläuterte an der Hand von Verkehrs- und Ertragsziffern, daß das Staatseisenbahnnetz trotz der schweren wirtschaftlichen Erschütterungen, die sich nach dem Weltkrieg in fast allen Ländern in den Jahren 1919 und 1920 geltend machten, sich mit einem Reinüberschuß von 64 und 54 Millionen Yen = (je 2,10 M) von einem Fehlbetrag noch weit entfernt gehalten habe. Jedenfalls hat sich die Regierung durch die erfolgreiche Durchführung der Verstaatlichung der Privat-

bahnen ein hohes Verdienst um die wirtschaftliche Entwicklung und Förderung des Landes erworben, und die Staatsbahnen werden heute in Japan als eine Wohltat empfunden.

Die Ausführungen des Vortragenden wurden durch zahlreiche ausgelegte japanische Abbildungen von Szenarien und Bauwerken des Landes in wertvoller Weise unterstützt.

Amerikanischer Großkran für die offene See.

Krane mit hoher Leistung für Fluß- und Hafenbau sind nichts Ungewöhnliches. Die Amerikaner besitzen aber auch einen Großkran für die offene See. Dieser Kran ist aus einem früheren Kriegsschiff, Kearsarge, hergestellt. Für die Seefahrt wird der Auslegerarm vollständig gesenkt und auf einem niedrigen Turm aufgelagert und verankert. Die Sollhubleistung beträgt 250 t, erreicht worden sind aber schon 312 t. Die Übertragung solcher Lasten auf einen seetüchtigen Schiffskörper stellte die Erbauer vor ganz neue Aufgaben, die aber befriedigend gelöst werden konnten. Das ganze Schiffgerippe mußte wesentlich verstärkt werden, das Schiffsdeck ist durchweg verschweißt worden, so daß eine einzige tragende Platte entstanden ist.

Der Kran ruht auf einem Unterbau, wie er bei den Schiffsgeschützen üblich und ähnlich bei den großen Geschützen im letzten Kriege angewendet worden ist. Dieser besteht aus zwei konzentrischen Laufkränzen von 18 m Durchmesser aus je zwei Breitfußschienen schwerster Form. Die 16 Laufwerke sind stets paarweise nebeneinander angeordnet und besitzen je zwei Laufräder in einer Art Drehgestell, das aber um eine wagerechte Achse schwingen kann. Sie tragen die zwei kastenförmigen Hauptträger, auf denen der übrige Aufbau des Kranes ruht. Das Gegengewicht ist 450 t schwer und ist aus Panzerplatten gebildet. Das Maschinenhaus für die Bewegung und Bedienung des Kranes ist zum Schutze gegen Seegang zwischen dem Unterbau, vollkommen geschlossen, angeordnet worden.

Der Hubwinkel des Auslegers beträgt nahezu 60°. Die Drehbolzen sind 37,5 cm stark und 70 cm lang und aus Chromnickelstahl angefertigt. Sie übertragen 500 t. Die Schiffsgrößen sind: Länge 110 m, Breite 27,6 m, Tiefgang 5,9 m, Wasserverdrängung 10 350 t, Fahrgeschwindigkeit 11 Knoten. Die Hubeinrichtungen bestehen in: 2 getrennten Hauptaufzügen für 125 t Hubkraft, die nebeneinander liegen und gemeinsam auf 250 t arbeiten können, Hubgeschwindigkeit unter Last 1,8 m in der Minute, ferner in einem Nebenaufzug für 40 t Leistung, Hubgeschwindigkeit unter Last 4,5 m in der Minute. Reichweite des Hauptaufzuges 12,6 bis 30,3 m im Kreise, Reichhöhe 30,9 m über bis 12 m unter Höhe der Kranlaufschienen. Der Hilfsaufzug reicht bis 52 m weit und 52,5 m hoch. (Engineering vom 22. Juni 1923.)

Bau eines 14-stöckigen Eisenbetonbaues in drei Wintermonaten.

(Nach Engineering News-Record 1923, Vol. 91, Nr. 24. S. 986.)

Bis zu welchem Umfange es bei entsprechenden Schutzmaßnahmen möglich ist, bei kaltem Wetter zu betonieren, ist durch den Bau des Keenan-Hotels in Minneapolis während des Winters 1922/23 beleuchtet. Das Erdgeschoß des Gebäudes wurde am 26. Dezember 1922, das letzte Geschoß des 14-stöckigen Gebäudes am 2. März 1923 betoniert, d. h. sämtliche 14 Stockwerke wurden in etwa drei Wintermonaten aufgeführt.

Statt daß die Baustoffe dem kalten Wetter ausgesetzt und vor

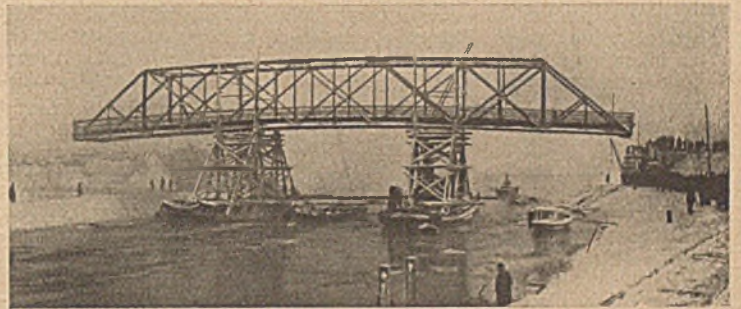
dem Gebrauch erwärmt wurden, wurden sie in einem geschlossenen Gebäude im Hintergrund des Neubaus gelagert. Der Materialraum wie auch die im Bau begriffenen Teile des Neubaus wurden auf der Temperatur von 50° Fahrenheit = 10° C. erhalten. Die Betonbaustoffe wurden in geeigneten Mengen unmittelbar vom Lagerraum in die Mischmaschine verbracht, die in einer Grube unter dem Keller-geschoß stand. Der fertige Beton wurde durch Aufzug auf eine ungefähr 6 m über der jeweiligen Betonierungsstelle gelegene Ebene hinaufgeschafft und von dort in die Schalung geschüttet. Jeweils fünf Stockwerke wurden gleichzeitig mit Segeltüchern so überspannt, daß der Segeltuchbehang irgendeines Stockwerkes unabhängig von dem der übrigen Stockwerke entfernt werden konnte. 50 bis 60 Koksöfen sorgten für die Erwärmung der Bauteile auf mindestens 50° Fahrenheit = 10° C. Frisch eingebrachter Beton konnte so 4 bis 5 Wochen unter Bedeckung warmgehalten bleiben und hatte damit genügend Gelegenheit zur Erhärtung, bevor kaltes Wetter auf ihn einwirkte.

Dr. Hummel, Karlsruhe i. B.

Verlegung der Mainbrücke Viereth unterhalb Bamberg.

Der Bau der neuen Staustufe Viereth im Zuge der Rhein-Main-Donau-Großschiffahrtsstraße erforderte eine Verlegung der dortigen Straßenbrücke um rd. 150 m flußabwärts.

Die Brücke war im Jahre 1904 erbaut worden und hat eine Stützweite von 61,6 m; die Überbaukonstruktion im Eisengewicht



von 160 t mußte um 1,80 m gehoben werden, was mittels hydraulischer Pressen geschah, und wurde dann mittels zwei eiserner Schiffe von je 150 t Tragfähigkeit schwimmend übergeführt. Auf den Schiffen waren 10 m hohe Holzgerüste zur Aufnahme der Brückenlast aufgebaut. Nach mehrwöchentlichen, sorgsamsten Vorbereitungen, die durch die Ungunst der Witterung immer wieder hintangehalten wurden, mußten schließlich infolge der plötzlich eingetretenen großen Kälte zur Verhütung der Eisgefahr die Weihnachtsfeiertage für die Bezwingung der Restarbeiten voll ausgenutzt werden. Das Abfahren der Konstruktion erfolgte am 27. Dezember 1923. Dabei wurde die 150 m lange Flußstrecke in etwa 1 Stunde zurückgelegt. Tags darauf befand sich der Brückenüberbau fertig ausgerichtet auf den neuen Widerlagern.

Die vorgeschriebenen Arbeiten wurden unter Leitung des Neubauamtes Bamberg ausgeführt von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. (M.A.N.), die auch seinerzeit die Brücke erbaut hatte.

WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

Unzulässige Schlichtungsverhandlungen unter unparteiischem Vorsitz.

Von Syndikus Dr. rer. pol. Brunner, Dresden.

Nach § 15 der Verordnung über Tarifverträge, Arbeiter- und Angestelltenausschüsse und Schlichtung von Arbeitsstreitigkeiten vom 23. Dezember 1918, Abs. 4, hat der Schlichtungsausschuß, falls er nicht beschließt, seine Geschäfte unter unparteiischem Vorsitz zu führen, einen Vorsitzenden und einen Stellvertreter für ihn aus dem Kreise der ständigen Vertreter der Arbeitgeber oder der Arbeitnehmer des Ausschusses zu wählen. Der Schlichtungsausschuß kann aber auch von vornherein beschließen, seine Geschäfte mit einem unparteiischen Vorsitzenden führen zu wollen. In diesem Falle wählt er einen solchen und ebenfalls einen Stellvertreter für ihn. Ein Schlichtungsausschuß, der für gewöhnlich ohne Hinzuziehung eines unparteiischen Vorsitzenden verhandelt, kann die Zuziehung für einzelne Fälle beschließen und hat den Unparteiischen dann jeweils für den besonderen Fall zu wählen. Immer hat die Beschlußfassung und die Wahl durch sämtliche ständige Vertreter und, soweit sie verhindert sind, durch ihre Stellvertreter mit Stimmenmehrheit zu erfolgen. Bei Stimmengleichheit oder sonst unzureichendem Wahlergebnis ernannt die Landeszentralbehörde des Bundesstaates, in dessen Gebiet sich der Sitz des Schlichtungsausschusses befindet, einen unparteiischen Vorsitzenden und einen solchen Stellvertreter für ihn. Unzulässig ist also das Verfahren, wie es vielfach bei Schlichtungsausschüssen geübt

wird — so beispielsweise bei dem Schlichtungsausschuß für die Kreishauptmannschaft Dresden —, daß noch während der Beratung des paritätisch zusammengesetzten Schlichtungsausschusses unter Arbeitgeber oder Arbeitnehmer-Vorsitz, wenn die Wahrscheinlichkeit besteht, daß infolge Stimmengleichheit kein Spruch zustande kommt, ein Herr der Kreishauptmannschaft oder eine sonstige als unparteiischer Vorsitzender geeignete Person herbeigeholt wird, um den Vorsitz in der in Frage stehenden Verhandlung zu übernehmen. Oftmals wird dann nicht einmal mehr die Verhandlung erneut eröffnet, um dem Unparteiischen Gelegenheit zu geben, sich selbst ein Bild über den Tatbestand zu machen, sondern der Schlichtungsausschuß begnügt sich damit, ihm über das bisher in der Verhandlung Vorgebrachte, in der Regel durch den Vorsitzenden, lediglich einen kurzen Überblick zu geben. Die Unzulässigkeit eines solchen Verfahrens ist wohl selbstverständlich. Unzulässig ist es aber auch, wenn der Schlichtungsausschuß eine zweite Verhandlung über dieselbe Sache, über die kein Spruch infolge Stimmengleichheit zustande kommen konnte, anberaunt und dafür die Zuziehung eines unparteiischen Vorsitzenden beschließt. Die einzige gesetzliche Grundlage für das Verfahren vor dem Schlichtungsausschuß sieht eine solche Möglichkeit nicht vor. Die Geschäftsführung unter unparteiischem Vorsitz wird ausdrücklich und ausschließlich durch den bereits eingangs angezogenen Abs. 4 des § 15 der Verordnung vom 23. Dezember 1918 geregelt. Ein Schiedsspruch, der also derart zustande gekommen ist, daß die Verhandlung ohne unparteiischen bereits eingeleitet, mit einem unpartei-

ischen Vorsitzenden dann aber fortgesetzt oder neu aufgenommen und beendet worden ist, ist daher rechtungsgültig. Die Ungültigkeit ist vor dem ordentlichen Gericht geltend zu machen, das sich endgültig mit der Sache zu befassen hat. Bekanntlich fehlt ja den Sprüchen der Schlichtungsausschüsse die Vollstreckbarkeit. Wer auf Grund eines Schiedsspruches einen Anspruch verwirklichen will, muß zunächst die Verbindlichkeitserklärung durch den Demobilisierungskommissar einholen und im weiteren Verlauf seinen Anspruch vor dem ordentlichen Gericht einklagen. Dieses hat zu prüfen, ob der Schiedsspruch nicht etwa unter Verletzung formaler oder gesetzlicher Bestimmungen zustande gekommen ist und wenn dies der Fall ist, die Klage abzuweisen. Empfehlenswert ist es aber, sich an ein solches Verfahren, wie oben geschildert, gar nicht erst einzulassen. Ist kein Schiedsspruch zustande gekommen, so ist dies gleichbedeutend mit einer Abweisung des Beschwerdeführenden und damit ist dann das Verfahren vor dem Schlichtungsausschuß beendet. Wird trotzdem eine nochmalige Verhandlung unter einem unparteiischen Vorsitzenden anberaumt, so ist dagegen Widerspruch zu erheben und der Vorladung zu der neuen Verhandlung keine Folge zu leisten. Zu der Sache hat sich übrigens auch der Reichsarbeitsminister wie folgt geäußert:

„Falls eine Schlichtungskammer die Verhandlung einer Streitigkeit ohne unparteiischen Vorsitzenden geführt hat, ein Schiedsspruch aber nicht zustande gekommen ist, weil die Stimmen sämtlicher Vertreter der Arbeitgeber denen aller Vertreter der Arbeitnehmer gegenüberstanden, so ist nach der Auffassung des Reichsarbeitsministers zurzeit gesetzlich keine Möglichkeit gegeben, die Streitigkeit nunmehr einer anderen, mit einem unparteiischen Vorsitzenden besetzten Kammer desselben Schlichtungsausschusses zu überweisen, um zu einem Schiedsspruch zu gelangen. Zu diesem Zwecke vermag vielmehr, da die Verhandlung vor dem Schlichtungsausschuß an sich abgeschlossen ist, lediglich der Demobilisierungskommissar einzugreifen.“

Ein solches Eingreifen des Demobilisierungskommissars kann aber nur unter bestimmten Voraussetzungen in Frage kommen, so z. B. auf Grund des § 27 und 28 der Verordnung vom 12. Februar 1920 über Einstellung und Entlassung von Arbeitern während der Zeit der wirtschaftlichen Demobilisierung. Nicht kann der Demobilisierungskommissar dagegen dann eingreifen, wenn der Schlichtungsausschuß auf Grund der §§ 84 ff. BRG zu entscheiden hatte. Haben in einem solchen Falle Arbeitgeberbeisitzer geschlossen gegen Arbeitnehmerbeisitzer gestimmt, so ist das Ergebnis (das Nichtzustandekommen

eines Schiedsspruches) gleichbedeutend mit Abweisung des Beschwerdeführers, da er seine Beschwerde nicht weiter verfolgen kann. Wenn sich hier hin und wieder Härten ergeben sollten, so ist das eben auf eine Lücke im Gesetz zurückzuführen, die aber auf keinen Fall etwa der Schlichtungsausschuß oder der Demobilisierungskommissar nach seinem Ermessen ausfüllen kann durch Anberaumung einer neuen Verhandlung unter Zuziehung eines unparteiischen Vorsitzenden. Erst vor kurzem hat in einem Falle, wo der Schlichtungsausschuß so ein zweites Mal verhandelt und, obwohl der Arbeitgebervertreter gegen die wiederholte Verhandlung protestiert und dann, als dies nicht beachtet wurde, den Verhandlungsraum verlassen hatte, die Firma verurteilt hatte, das Gewerbegericht Dresden, bei dem die Abfindungssumme eingeklagt worden war, entschieden, daß das Verfahren des Schlichtungsausschusses unzulässig und der Kläger daher abzuweisen sei.

Die deutschen Patentamtsgebühren

sind ab 5. 11. 23 wiederum erhöht worden. Für die Zeit vom 5. bis 15. 11. einschl. gelten bestimmte Zwischengebühren, die sich für Patente in den Grenzen von 19 bis 6220 Milliarden Papiermark bewegen.

Unter entsprechender Änderung der Patent-, Gebrauchsmuster- und Warenzeichengesetze mit Verordnung vom 29. 10. 23, veröffentlicht am 1. 11. 23, werden die Patentamtsgebühren ab 16. 11. 23 jeweils am 1. und 16. eines jeden Monats nach einem im Patent- bzw. Warenzeichenblatt zu veröffentlichenden Tarif in der Weise festgesetzt, daß die nach dem Tarif vom 9. 7. 23 geltenden Gebührensätze mit der jeweils für die Beamtenbezüge maßgebenden Maßzahl vervielfältigt werden. Die sich ergebenden Beträge werden dabei auf die nächsthöhere durch 500 Millionen teilbare Zahl abgerundet. Danach beträgt für die Zeit vom 16. bis 30. 11. 23 einschl. z. B. die Patentanmeldegebühr 609,5, die Gebühr für das 18. Patentjahr 203100 Milliarden Papiermark. Wesentlich ist die neue Bestimmung, daß den Schutzrechteinhabern in allen Fällen bei versäumter oder ungenügender Zahlung vom Patentamt schriftlich mitgeteilt wird, daß zur Vermeidung des Verfalls des betr. Schutzrechtes innerhalb einer Nachfrist von einem Monat nach Zustellung dieser Mitteilung die Zahlung bzw. Nachzahlung in der angegebenen Höhe bewirkt werden kann. Die Zuschlagsgebühr in der Nachfrist beträgt 50 vH. der nachträglich zu zahlenden Gebühren. Patentanwalt Dr. Arendt, Berlin W 50.

PATENTBERICHT.

Wegen der Vorbemerkung (Erläuterung der nachstehenden Angaben) s. Heft 1 vom 15. Januar 1924, S. 19.

A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Jan. 1924.

- Kl. 5 c, Gr. 4. M 72 581. Robert Mann, Witten, Ruhr. Durch Druckschrauben einstellbares Klemmband für mehrteilige Grubenstempel. 14. II. 21.
- Kl. 37 e, Gr. 6. K 84 160. Arno Keller, Leipzig-Möckern, Sohrstr. 5. Stützvorrichtung für ein aus einem Rahmenwerk gebildetes schwebendes Schornsteinbaugerüst. 16. VI. 22.
- Kl. 37 f, Gr. 7. A 39 893. ATG Allgemeine Transportanlagen Gesellschaft m. b. H., Leipzig-Großschocher. Stütze für Luftseilbahnen. 1. V. 23.
- Kl. 80 a, Gr. 7. P 43 192. Karl Piehler, Leipzig-Gohlis, Dinterstraße 18. Betonmischtrommel. 21. XI. 21.
- Kl. 84 c, Gr. 1. S 60 159. Siemens Bauunion G. m. b. H. Kommanditgesellschaft, Berlin. Verfahren zum Absenken des Grundwassers für Baugruben. 21. VI. 22.
- Kl. 84 c, Gr. 5. S 45 153. Siemens & Halske Akt.-Ges., Siemensstadt b. Berlin. Decke zur Ausführung des Verfahrens zur Herstellung von Unterwassertunnel nach dem Patent 376 270; Zus. z. Pat. 376 270. 6. IV. 16.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. Febr. 1924.

- Kl. 19 a, Gr. 18. Sch 65 465. Georg Schönwald, Berlin, Danziger Str. 38. Schienenstoßverbindung. 15. VII. 22.
- Kl. 20 h, Gr. 5. W 64 205. Franz Wintek, Zeschwitz b. Zwenkau. Aufgleiser für Eisenbahnwagen. 3. VII. 23.
- Kl. 20 h, Gr. 7. W 64 067. Cyrill Wenke, Gelsenkirchen, Kaiserplatz 6. Fördervorrichtung, insbesondere für Rangierzwecke. 20. VI. 23.
- Kl. 20 i, Gr. 31. R 57 355. Karl Rades, Friedrichshagen, Seestr. 101. Streckenstromschließer mit Zeitkontakt. 1. XII. 22.
- Kl. 35 b, Gr. 1. F 53 623. Dipl.-Ing. Hans J. Fabian, Neuwied a. Rh. Schutzvorrichtung für in einer bestimmten Bahn bewegte Fahrzeuge und Fuhrwerke, insbesondere Verladebrücken. 9. III. 23.
- Kl. 37 b, Gr. 3. H 87 020. „Heimland“ gemeinnützige Siedlungsges. m. b. H., Berlin, und Waldemar Heß, Brandenburg a. H., Kurstr. 5. Hölzernes Tragwerk aus mehreren Lagen hochkant stehender Bretter, Bohlen oder Schwarten. 15. IX. 21.

- Kl. 37 f, Gr. 5. H 93 085. Jakob Hof, Frankfurt a. M., Windmühlenstr. 9. Rundbau aus Formsteinen mit Ausschnitten in den Stoßflächen. 16. III. 23.
- Kl. 37 f, Gr. 5. H 93 647. Franz Hof, Frankfurt a. M., Gutleutstraße 204. Hohlmauer für Rundbauten, insbesondere Schornsteine. 16. V. 23.
- Kl. 80 b, Gr. 23. H 93 818. Karl Herrmann, Langen b. Frankfurt a. M. Verfahren zur Herstellung eines widerstandsfähigen Überzugs auf erhärtetem Beton, Zement, Kalkmörtel u. dgl. 6. VI. 23.
- Kl. 81 e, Gr. 32. H 87 352. Georg von Hanffstengel, Charlottenburg, Ahornallee 50, und Dr. Ernst Voigt, Cottbus. Verfahren zum Aufschütten und Verbreitern von Abraummalden. 13. X. 21.
- Kl. 84 a, Gr. 3. F 51 229. Dipl.-Ing. Karl Förderreuther, Charlottenburg, Herderstr. 9. Wasserkraftvernichter mittels Wasserwalzen. 24. II. 22.
- Kl. 84 a, Gr. 3. H 86 457. J. Huber u. A. V. Lutz, Zürich; Vertr.: Dipl.-Ing. A. Kuhn, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Selbsttätiges Klappenwehr. 30. VII. 21.
- Kl. 84 c, Gr. 2. H 87 269. Georg Herrmann, Wiesbaden, Erbacher Str. 6. Verfahren zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton mittels eines Vortreibrohrs. 3. X. 21.

B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 31. Jan. 1924.

- Kl. 20 i, Gr. 12. 391 683. Heinrich Neumeyer, Münster i. W., Zum sandestr. 23. Schutzkanal aus Beton oder ähnlichem Material für Kabel-, Draht- und Gestängeleitungen. 13. VI. 23. N 22 197.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 391 519. Hans Niedermeier, Ohlau, Schl. Stabanschluß für Holzfachwerkkträger. 4. I. 23. N 21 733.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 391 533. Dipl.-Ing. Paul Seydel, Gera, Wiesestr. 28. Knotenpunkt für Holzkonstruktionen. 3. V. 21. S 56 331.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 391 534. Stephansdach Hallenbau-Gesellschaft m. b. H. Düsseldorf. Ringdübel für Holzverbindungen. 13. VII. 21. St 34 737.
- Kl. 37 b, Gr. 5. 391 704. Richard Wind, Pelkum b. Hamm i. W. Tragbügel. 11. II. 23. W 63 135.

- Kl. 37 e Gr. 1. 391 705. Wilhelm Roß, Neukölln Siedlung Dammweg, Widderstr. 29. Vorrichtung zum Anheben der Arbeitsbühne an den Pfosten von Baugerüsten. 3. VII. 20. R 50 570.
Kl. 80 b, Gr. 17. 301 431. Emile Ivan Lanhoffler u. Edmond Oscar Lanhoffler, Paris; Vertr.: Dipl.-Ing. W. Schmitzdorff, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Gebilde aus Zement und Asbest. 4. X. 22. L 56 513. Frankreich 13. VI. 22.
Kl. 80 b, Gr. 25. 391 727. Richard Tralls, Frohnau b. Berlin. Verfahren zur Herstellung eines Baustoffs. 15. XI. 22. T 27 121.
Kl. 84 a, Gr. 3. 391 663. Dr.-Ing. Franz Kreuter, München, Römerstr. 21. Eine Vorrichtung zum Abbremsen von Hochdruckwasserkraften; Zus. z. Pat. 310 249. 24. VI. 22. K 82 428.

Bekanntgemacht im Patentblatt vom 7. Febr. 1924.

- Kl. 5 b, Gr. 12. 391 978. Berlin-Anhaltische Maschinenbau-Act.-Ges., Berlin. Abbau mit Bergeversatz. 2. III. 23. B 108 643.

- Kl. 7 b, Gr. 7. 391 912. Meguin A.-G., Butzbach, Oberhessen. Verfahren zum Verbinden von Rohren im Rohrgraben durch Schweißen. 30. XI. 22. M 79 759.
Kl. 37 a, Gr. 4. 392 018. Dipl.-Ing. Onno Fimmen, Chemnitz, Langestr. 26. Holzfachwerkbau mit steifen Rahmen. 24. VI. 21. F 49 564.
Kl. 37 b, Gr. 3. 391 988. Hans Beierbach, Mannheim, Schwetzinger Str. 53. Baukörper in Trägerform; Zus. z. Pat. 391 100. 21. IV. 22. B 104 496.
Kl. 37 e, Gr. 12. 302 020. Ernst Forbath, Budapest; Vertr.: Dr.-Ing. B. Bloch, Pat.-Anw., Berlin NW 21. Verfahren zum Heben von Dächern mittels Schrauben oder anderer Hebevorrichtungen. 19. IV. 21. F 49 112. Ungarn 23. II. 21.
Kl. 84 a, Gr. 6. 391 910. Fa. Karl Zeiß, Jena. Rechen für Werkkanäle. 4. II. 20. Z 11 378.

BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Freileitungsbau, Ortsnetzbau. Ein Leitfaden für Montage- und Projektierungsingenieure, Betriebsleiter und Verwaltungsbeamte von F. Kapper, stellv. Direktor der Bad. Elektr.-A.-G., Mannheim. Mit 376 Abb. und 2 Tafeln. Vierte umgearbeitete Auflage. Verlag R. Oldenbourg, München-Berlin. Grundpreis geh. 12, geb. 15,— M.

Die letzte, dritte Auflage ist erst vor kürzerer Zeit erschienen; schon dies läßt einen Rückschluß auf den inneren Wert des vorbildlich ausgestatteten Buches und seine Einführung und Benutzung in der Praxis zu. Tatsächlich gibt es auch alle die Grundlagen, die für einen Entwurf, die Berechnung, Ausführung und Abnahme von Freileitungen maßgebend sind, und zwar in, im allgemeinen wissenschaftlich einwandfreier Form und klarer Darstellungsart. Im besonderen — und das hat namentlich auch Bedeutung für den Bauingenieur — ist der Abschnitt über die eigentliche Tragkonstruktion ausführlich behandelt; allerdings erstrecken sich hier die Ausführungen des Verfassers nur auf Holz- und Eisenmasten — und zwar sowohl bei den Frei- als auch Ortsleitungen, übersehen also das durchaus beachtliche Gebiet der Beton-, vornehmlich aber der Eisenbetonmaste. Wenn man bedenkt, welche z. T. sehr bedeutsamen, in der technischen Literatur auch ausführlich gewürdigten, Bauausführungen das letzte Jahrzehnt in dieser Hinsicht gezeitigt hat, und weiß, wie auch die Verbundmaste (z. B. Bauart Wollé und ähnliche, noch mehr die Schleudermaste von Dywidag) sich ihre Stellung in der baulichen Praxis mit bestem Erfolge gesichert haben, so muß dieses Fehlen in einem Werke wie dem vorliegenden verwundern. Hier wird eine hoffentlich bald notwendig werdende Neuauflage den nicht unerheblichen Mangel zu beseitigen haben. Und das gilt sowohl für Frei- als auch für Ortsleitungen, zumal namentlich bei letzteren vor allem auch architektonisch sehr bemerkenswerte Leistungen dem Verbundbau entstammen.

Sonst aber ist das Werk, namentlich was die hier wiedergegebenen Einzelheiten anbelangt, sehr empfehlenswert.

M. F.

Vorlesungen über Eisenbeton. 1. Band, 2. umgearbeitete Aufl. Von Dr.-Ing. E. Probst, ord. Professor an der technischen Hochschule in Karlsruhe. Verlag Julius Springer, Berlin 1923. Geb. 24 Goldmark / Geb. 5,75 Dollar.

Aus dem Vorwort zur 2. Auflage.

Sechs Jahre sind seit dem Erscheinen der ersten Auflage verfloßen. Der Krieg und die Kriegsfolgen haben jede Art wissenschaftlicher Arbeit zum Teil lahmgelegt, zum Teil sehr erschwert. Dementsprechend ist auch die Auslese gering. Nichtsdestoweniger sind in den letzten Jahren Erfahrungen und Beobachtungen gesammelt worden, die uns wertvolle Winke für weitere Arbeiten geben.

Der Verfasser ist sich dessen bewußt, daß auch diese vollständig umgearbeitete Auflage weit davon entfernt ist, alle Forderungen zu erfüllen, die an ein Buch der vorliegenden Art gestellt werden dürfen. Bei der Bearbeitung der bekanntgewordenen Versuchsergebnisse ergeben sich gewisse Schwierigkeiten, die darin liegen, daß es sich beim Eisenbeton um ein Gebiet handelt, das ständig in Fluß bleibt. Ein weiterer Mangel macht sich immer mehr dadurch fühlbar, daß die Erweiterung und Überprüfung der Laboratoriumsarbeiten durch Untersuchungen an Großkonstruktionen fast vollständig fehlt.

Immer mehr aber bricht sich die Ansicht Bahn, daß der Eisenbeton nicht nur ein Teilproblem einer statischen Berechnung ist, und daß alle noch bestehenden Unklarheiten nur durch Versuche im Laboratorium und am Bauwerk geklärt werden können.

Bei der Neubearbeitung dieses Buches war es dem Verfasser möglich, mehr als vorher es der Fall war, eigene Untersuchungen heranzuziehen, die in dem durch Unterstützung von Förderern gleich nach dem Kriege ins Leben gerufenen Institut für Beton und Eisenbeton ausgeführt wurden. Eine Reihe von Untersuchungen konnten in dem der Technischen Hochschule eingefügten Institut in Angriff genommen werden und sind soweit als möglich berücksichtigt.

Die Grundsätze, die bei der Bearbeitung der ersten Auflage richtunggebend waren, haben sich nicht geändert. Der Verfasser war darauf bedacht, neben den eigenen Arbeiten möglichst viele der bekanntgewordenen Forschungsergebnisse zu berücksichtigen, um einseitige Schlußfolgerungen tunlichst zu vermeiden. Bei der Auswertung

aller Untersuchungen war der Grundsatz maßgebend, daß diese weniger zum Nachweis irgend eines Berechnungsvorschlages als vielmehr zur Schaffung möglichst einfacher Berechnungsgrundlagen dienen sollten. Bei Herausgabe dieser neuen Auflage bittet der Verfasser, ihn auch in Zukunft wie bisher durch Anregungen und offene Kritik in seinem Bestreben zu unterstützen, zur Klärung und zur Vereinfachung der Grundlagen des Eisenbetonbaues beizutragen.

Aus dem Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt: Grundlegende Fragen. — I. Beton: 1. Allgemeines; 2. Bestandteile; 3. Mischen des Betons, Mischungsverhältnis, Ausbeute, 4. Elastizität und Festigkeit. Die Größe der Elastizitätszahlen auf Zug und Druck unter verschiedenen Einflüssen. Der Einfluß der Kornzusammensetzung des Zuschlagmaterials auf Elastizität und Festigkeit. Einige Beispiele von Würfelstärken ausgeführter Bauten. 5. Strukturuntersuchungen von Beton. — II. Das Eisen. — III. Das Zusammenwirken von Beton und Eisen: 1. Die Haftfähigkeit zwischen Beton und Eisen; 2. Rostsicherheit und Entrosten der von Beton umhüllten Eiseneinlagen; 3. Volumenänderungen und Spannungen beim Erhärten von Beton und Eisenbeton, 4. Dehnungsfähigkeit von Beton und Eisenbeton; Bedeutung der Wasserflecke; 5. Wasserdichtigkeit von Beton und Eisenbeton; 6. Verhalten von Beton und Eisenbeton gegen verschiedene chemische Einflüsse; A) die rein chemischen Einwirkungen auf Zement und Beton, B) Einwirkungen physikalischer Natur auf Beton, C) Neue systematische Untersuchungen über Ursachen und Wirkungen chemischer Angriffe, D) Schutzmaßnahmen gegen chemische Angriffe; 7. die Wirkung des elektrischen Stromes auf Beton und Eisenbeton; 8. Einfluß von rostbildenden Substanzen auf Eisenbeton beim Eintreten von Rissen; 9. Einfluß der Temperaturen auf Beton und Eisenbeton; a) Wärmeausdehnung und Wärmeleitung von Beton, b) Wärmeeinfluß und Wärmebeobachtungen bei Beton- und Eisenbetonbauten, c) Wärmebeobachtungen und Messungen beim Abbinden und beim Erhärten von großen Betonmassen, d) das Verhalten von Eisenbeton bei höheren Temperaturen (bei Feuer). — IV. Die Konstruktionselemente des Eisenbetonbaues.

Zweiter Abschnitt: Die Grundlagen der statischen Berechnung. V. Axialer Druck. — VI. Der allgemeine Fall der Biegung bei Eisenbetonträgern mit rechteckigem und förmigem Querschnitt. — VII. Berechnung der Normalspannungen und Schubspannungen in Eisenbetonquerschnitten. — VIII. Biegung und Axialkraft. — IX. Graphisches Verfahren zur Ermittlung der Spannungen in Eisenbetonquerschnitten. — X. Mittel zur Bestimmung der zulässigen Spannungen im Beton und im Eisen in einem Bauwerk. — XI. Beispiele.

Dritter Abschnitt: Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonträgern und -platten. Untersuchungen an größeren Bauteilen. Berechnungsmethoden im Lichte von Versuchen. — XII. Untersuchungen an durchlaufenden Eisenbetonkonstruktionen. — XIII. Untersuchungen an Platten und trägerlosen Deckenkonstruktionen. — Anhang Ia, Ib, II, IIIa und IIIb: Vorschriften über Portlandzement, Traß und Stampfbeton.

E. P.

Henry Ford. Mein Leben und Werk. Einzig autorisierte deutsche Ausgabe von Curt und Marg. Thesing. Paul List Verlag. Leipzig.

In vortrefflicher Ausstattung und guter Übersetzung werden Anschauungen und Erfahrung des bekannten Automobilindustriellen vermittelt, deren allgemeine Verbreitung auch bei uns zu wünschen ist. Wohlthuend wirkt zunächst der Optimismus der Persönlichkeit, die bei allen Geschäftsarbeiten nicht den Blick für die großen Zusammenhänge verlor, bei der vielmehr Allgemeinbildung außer gesundem Menschenverstand Voraussetzung auch der geschäftlichen Erfolge sind. In immer neuen Wendungen — denn der Geschäftsmann ist infolge seiner Natürlichkeit auch ein guter Stilist — wird die Anschauung vertreten, die S. 139 so formuliert wird: „Die Arbeit ist in unserm Dasein Grundbedingung für Gesundheit, Selbstachtung und Glück. Statt ein Fluch ist sie der größte Segen. Strenge soziale Gerechtigkeit entspringt nur aus ehrlicher Arbeit. Denn es ist etwas Großes um unser Tagewerk — die Arbeit ist der Eckstein, auf dem

die Welt ruht, sie ist die Wurzel unserer Selbstachtung. Und der Arbeitgeber ist verpflichtet, ein noch größeres Tagewerk zu leisten als seine Leute." Der von vielen als Kapitalmagnat ganz falsch und ohne jede Kenntnis dieses aus kleinsten Anfängen sich emporarbeitenden Lebens Gekennzeichneter vertritt immer wieder das Dienstleistungsprinzip: Auf der Grundtatsache, daß das Unternehmen nur durch Leistung von Diensten für die Konsumenten und damit die Allgemeinheit sich entwickeln und behaupten kann, soll „unser gesamtes Geschäftsleben neu organisiert werden". Das gegenwärtige Basieren geschäftlicher Erfolge auf den Profitstandpunkt erscheint ihm kurz-sichtig und wird „schwinden, weil es keine Daseinsberechtigung hat. Die einseitige Einstellung auf den Preisfaktor anstatt auf Dienstleistung kennzeichnet einwandfrei jenen Typ, der keine Berechtigung hat, Geschäftsmann, Eigentümer von Produktionsmitteln zu sein" (S. 161.) Der wahre Leitgedanke der Industrie sei nicht Geldverdienen, sondern fordere Schaffung nützlicher Ideen und „deren Vervielfältigung ins Abertausendfache, bis sie allen zugute kommt". Soll der technische Fortschritt, an dem Ford und sein Werk (dessen Entstehung er anschaulich schildert) unausgesetzt arbeiten, ein sozialer werden, so geht dies am besten in der Tat durch die von ihm festgehaltene Taktik: „Preisabbau, Produktionserhöhung und Vervollkommnung der Ware. Man bemerke, daß der Preisabbau an erster Stelle steht So zwingt uns die Preisreduktion, bessere und wirtschaftlichere Produktionsmethoden einzuführen." Dabei sind naturgemäß einerseits geschäftliche wie technische Einseitigkeit zu vermeiden, andererseits zur Verwirklichung des Grundsatzes: Maximalleistung bei minimalen Kosten die Methoden der Spezialisierung und Normalisierung zu verwirklichen. Die Ausführungen hierüber und über andere Tatsachen des Betriebes, wie z. B. das Verhältnis von Mensch zu Maschine, Arbeitsteilung und Eintönigkeit der Arbeit sind sehr interessant, weil sie auf Erfahrung von seltener Vielseitigkeit beruhen, die zudem den Erfolg für sich hat. Daß dabei der Wert von Kenntnissen, die mehr sind als Sammeln, und wissenschaftlicher Verfahren (statt traditionellem Experimentieren oder Tasten) eindringlich betont wird, verleiht dem trefflichen Buch ebenso zugleich pädagogischen Wert wie die Hervorhebung des Vorwärtstrebens oder die Hinweise, daß ebenso notwendig wie eine Produktionsrationalisierung eine Transportökonomie sei. Über die Bedeutung schöpferischer Begabung für industrielles Leben hat kaum ein im Erwerbsleben stehender Geschäftsmann anschaulicher gesprochen, wie Ford es tut, der als einen Zweck seiner Schrift hervorhebt: „Ich versuche nur, nachdrücklich darauf hinzuweisen, daß die heute üblichen Methoden, Geld zu verdienen, nicht die besten sind" (S. 74) — denn (S. 319): „Du sollst die Dienstleistung über den Gewinn stellen. — Ein gut geleitetes Unternehmen muß und wird sogar für gute Dienste einen guten Gewinn abwerfen. Der Gewinn muß jedoch nicht die Basis, sondern das Resultat der Dienstleistung sein." Wie dieser Grundsatz in dem eigenen Riesenunternehmen verwirklicht wurde und welche Stellung sich von ihm aus auch zu den Verteilungs- und sozialen Fragen ergibt, möge in dem sehr anregenden, durch seinen Preis auch für allgemeine Wirkung bestimmten Buch verfolgt werden. Es bringt eine Erweiterung des Gesichtskreises, weil dieser „Geschäftsmann" mehr ist als nur dieses.

Prof. Dr. Gehrig.

Der Eisenbahnoberbau. Sonderausgabe der Verkehrstechnischen Woche, 1923. Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. Blum, Regierungsbaurat Dr. rer. pol. Baumann, Privatdozent Dr.-Ing. Hasse. Verlag Guido Hackebeil, Berlin S 14. 61 S. mit zahlreichen Abbildungen.

Das vorliegende Sonderheft behandelt in einer Folge getrennter, von verschiedenen Verfassern herrührender Aufsätze den Oberbau der Eisenbahnen. Es ist zu begrüßen, daß die Herausgeber mit der Veröffentlichung des Heftes die allgemeine Aufmerksamkeit auf dieses vielfach nur wenig beachtete und doch so wichtige Gebiet des Eisenbahnbaues zu lenken versuchen. Denn einerseits verlangen der ständig

steigende Verkehr, die zunehmenden Fahrgeschwindigkeiten, die erhöhten Radlasten und die auf die Betriebssicherheit zu nehmenden Rücksichten eine zeitgemäße und zielbewußte Verbesserung der bestehenden Oberbauanordnungen, andererseits weisen die Zeitverhältnisse zwingend auf die Notwendigkeit von Ersparnissen im Eisenbahnbetriebe hin, die auch durch sorgfältige und richtige Unterhaltung der Gleise in wesentlichem Maße gefördert werden können.

Welche Wege in Zukunft zur Vervollkommnung des Oberbaues beschritten werden sollen, erläutert Geh. Baurat Kurth in einem Aufsatz: „Über die Ziele und die Organisation im Oberbauwesen der Deutschen Reichsbahn." Er fordert hierbei unter anderem auch einen systematischen Ausbau des Oberbauversuchswesens. Die gleiche Forderung stellt Geh. Baurat Bräuning, der in seiner Abhandlung über „Beobachtungen am Eisenbahnoberbau" nach Kennzeichnung der Richtungen, nach denen eingehende vergleichende Beobachtungen im Gleise notwendig erscheinen, zu dem Vorschlage gelangt, die Ausführung dieser Beobachtungen in der Hauptsache einem zu errichtenden „Versuchsamt" zu übertragen, um der Schwierigkeiten möglichst Herr zu werden, die bei langfristigen Vergleichsversuchen von Anordnungen des Eisenbahnoberbaues sich bei der Schaffung wirklich vergleichsfähiger Verhältnisse stets einstellen werden. Regierungsbaurat Stierl bespricht die Einführung einheitlicher Oberbau- und Weichenformen, insbesondere den neuen Reichsoberbau. Regierungsbaurat Jaehn behandelt die wirtschaftliche Ausgestaltung des Oberbaues mit Untersuchungen über die Formgebung wirtschaftlicher Schienenformen und die möglichen Anwendungen des Schweißverfahrens im Eisenbahnoberbauwesen. In lehrreichen Aufsätzen über Gefügeuntersuchungen an Baustoffen, insbesondere am Schienenstahl von Reg- und Baurat Fuchs mit anschließenden wertvollen Hinweisen über den Gefügestand in der Umgebung gestanzter Löcher (eiserne Schwellen) und dessen Einfluß auf Ribbildungen, sowie über die Ergebnisse der Verdübelung von Weichholzschnellen von Oberregierungsbaurat Ertz werden wertvolle wirtschaftliche Anregungen gegeben. Weitere Abhandlungen über neuere Vorschläge zur Anwendung des Spurkranzauflaufes im äußeren Strange scharfer vollspuriger Krümmungen (Halbmesser bis zu 30 m herab) von Regierungsbaurat Blume, über die verkürzte Kreuzungsweiche „Bauart Vögele" von Reg- und Baurat Kaempff, den Oberbau von Steilbahnen von Rgbmstr. Borchart, die Verbilligung der Erdarbeiten durch Gleisrückmaschinen von Dipl.-Ing. Hübener und dem Bettungsdruck als Grundlage für die Berechnung des Rillenschienenoberbaues von Rgbmstr. a. D. Heubach ergänzen den reichhaltigen Inhalt des vom Verlage gut ausgestatteten Heftes, in dem alle brennenden Fragen des Eisenbahnoberbaues von berufener Seite grundlegend und erschöpfend behandelt werden. Sein eingehendes Studium ist allen, die sich über die neuen Bestrebungen im Oberbauwesen unterrichten wollen, angelegentlich zu empfehlen. Einzelne Wiederholungen schädigen den Wert des Ganzen nicht, sondern unterstreichen nur die Wichtigkeit der betreffenden Ausführungen.

Lucas.

Ingenieur-Kalender 1924. Von Fehland. Für Maschinen- und Hütten-Ingenieure. Herausgegeben von Prof. P. Gerlach, in 2 Teilen.

46. Jahrg. Verlag Julius Springer, Berlin. 4 Goldmark = 1 Dollar.

Wenn schon der Taschenkalender im besonderen dem Maschineningenieur zugeordnet ist, so stellt er für den Bauingenieur sowohl in Fragen, die ihn direkt betreffen, als in jenen, die in sein Fachgebiet hinüberreichen, ein praktisches Nachschlagebuch dar. Das betrifft — abgesehen von den Logarithmentafeln, den Quadratwurzeltabellen usw., den Angaben über Maße und Gewichte — das große Gebiet der Mechanik, die Tabellen verschiedener Materialien, die notwendigsten chemischen Zusammenstellungen, ferner die umfangreichen Angaben über Hebezeuge, Pumpen, sowie aus dem Eisenhüttenwesen.

So dürfen sich die beiden Bändchen, in ihrer sich treu gebliebenen guten Ausstattung, unbesorgt als gern gesehene Gäste auch auf dem Arbeitstisch des Bauingenieurs einfinden.

G. E.

STELLENÜBERSICHT.

Eisenbetonfachmann von groß. Eisenbetonunternehmung als Leiter ihrer Niederlassung Essen ges. Erfordert wird hervorr. tücht. Kraft m. abgeschl. Hochschulbildg., umfassender Praxis, vorzügl. theor. Kenntn., großer Gewandtheit im Umgang m. d. Kundschaft u. gen. Kenntnis d. rhein-westf. Industriegebietes. Bewerb. m. Zeugnisabschr., Lebensl., Gehaltsansprüchen, Ang. d. frühesten Eintritts und Lichtb. erb. unter Y 240 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104. 8. März 24.

Techniker oder Dipl.-Ing. mit reichen Erfahrg. in Hoch- und Tiefbau, Statik und allen vorkommenden Büroarbeiten per sof. v. Zweigniederlassung einer groß. Bau-A.-G. in Deutsch-Oberschlesien ges. Angeb. m. Gehaltsanspr., Lebenslauf, Zeugnissen u. Lichtbild u. E. 280 a. d. Deutsche Bauzeitung, Berlin, Königgrätzer Str. 104. 8. März 24.

Bauingenieur m. reich. Erfahrg. als Statiker u. selbst. Konstrukteur im Holzbau, z. bald. Antritt ges. Ausführl. Bewerb. m. Lebensl., Lichtbild, Gehaltsanspr. u. Angabe des frühest. Antrittsterm. a. Deutsche Holzbau-Werke Carl Tuchscherer A.-G., Ohlau (Schles.). 8. März 24.

Bauleiter, Dipl.-Ing. für groß. Baggerbaustelle ges. Reflekt. nur m. groß. Erfahrg. in solchen Arbeiten, m. ausführl. Offerten u. Lichtbild erbeten. A. G. für Hoch- und Tiefbau, Essen-Ruhr. 8. März 24.

Bauleiter im Industriebau erfahren nach Mitteldeutschland ges. W. Furthmann, B. D. A. Düsseldorf, Grafenberger Allee 38.

Eisenbeton-Ing. zum bald. Eintritt nach Mitteldeutschland ges. Allererste Kraft, zuverl. u. durchaus sicherer Statiker u. Konstrukteur m. reich. prakt. Baustellenerfahrg. Sicherer gewandtes Auftreten Vorbeding. Bewerb. unter Beifügung von Zeugnissen, Referenzen, Gehaltsanspr. u. mögl. Lichtbild m. Angabe d. frühesten Eintrittstermins u. J. 261 a. d. Deutsche Bauztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104. 8. März 24.

Oberingenieur für die Eisenbetonabtg. einer Bau-A.-G., in Hoch- u. Tiefbau erfahren u. geschäftsgewandt, mit langjähr. Büro- u. Baupraxis ges. Nur tücht. Kraft, welche in ähnl. Stellung m. nachweisl. Erfolge bereits tätig war; Bewerb. u. Beifügung von Zeugnisabschrift., Angabe der Gehaltsanspr. und d. frühesten Dienstantrittes u. D. 204 a. d. Deutsche Bauztg., Berlin, Königgrätzer Str. 104. 8. März 24.