

DEUTSCHE BAUZEITUNG

MITTEILUNGEN ÜBER ZEMENT, BETON- UND EISENBETONBAU

20. JAHRGANG.

BERLIN, DEN 16. JUNI 1923.

No. 9.

Das „Wilhelm-Marx-Haus“ in Düsseldorf.

Von Ob.-Ing. H. J. Kraus, Düsseldorf.



In Düsseldorf ist zur Zeit ein Bürohaus im Entstehen begriffen, das die Aufmerksamkeit weitester Fachkreise auf sich lenken dürfte, da es sich hier um eine Verwirklichung einer der vielen Turmhäuser handelt, die in den letzten Jahren geplant wurden.

Das Haus wird für Rechnung der „Bürohausgesellschaft m. b. H.,

Düsseldorf“, die zum Zweck der Errichtung von Bürohausneubauten unter Mitwirkung der Stadtverwaltung gegründet wurde, erbaut. Die Arbeiten wurden im Frühjahr 1922 vergeben und gleich darauf auch in Angriff genommen. Im Frühjahr und in den ersten Sommermonaten 1922 litt der Fortgang der Arbeiten sehr unter wiederholten langen Streiks der Bauarbeiter; erst im Herbst und im letzten Winter konnten die Eisenbetonarbeiten, die von der „Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft, A.-G. in Düsseldorf“ ausgeführt werden, rascher voran schreiten.

Das Bürohaus, das nach dem früheren Oberbürgermeister und jetzigen Ehrenbürger der Stadt Düsseldorf „Wilhelm-Marx-Haus“ genannt wird, liegt am Hindenburgwall, im Zentrum des Verkehrs an einer der schönsten Straßen der Stadt. Der Hindenburgwall erhält hierdurch nach Süden, da der Turm des Gebäudes, der über der Straße 12 volle Geschosse erhält, genau in der Achse dieser Straße angeordnet ist, einen wirkungsvollen, architektonischen Abschluß (s. nebenstehende Abb. 1).

In Abb. 2, S. 66 ist der Erdgeschoßgrundriß des Gebäudes dargestellt; die bebaute Fläche beträgt rund 1600 qm. Die beiden Seitenflügel erhalten über der Straße 6 volle Geschosse, während der Teil, der als Turm höher geführt wird und eine Grundrißfläche von 376 qm hat, 12 Geschosse erhält, wie oben schon gesagt wurde (s. Schnitt in Abb. 3 auf folgender S. 66).

Die unteren beiden Geschosse erhalten an den Straßenseiten eine Verkleidung aus Muschelkalk, während die darüber liegenden Geschosse und das Turmgebäude eine Verkleidung aus Klinkern in

holländischem Format von der Ziegelei der Gebr. Dahmen in Rheindahlen mit dazwischenliegenden Putzbändern und Hauptgesimsen aus Muschelkalk erhalten. Die Putzflächen erhalten eine steinmetzmäßige Bearbeitung.

Da das Gebäude zum Teil auf alten, verschütteten Festungsgräben und Festungsmauern, also auf einem ungleichmäßig tragfähigem Baugrund steht, wurde es auf eine biegungsfeste, durchschnittlich 80 cm starke Eisenbetonplatte gegründet.

Der Heizkeller, der noch 2,50 m unter Kellersohle liegt, taucht in das Grundwasser ein und hat zur Erzielung der Wasserdichtigkeit eine Isolierung aus Gußasphalt und Asphaltfilzpappe erhalten. Das aufgehende Gebäude ist ganz in Eisenbetonfachwerk aufgelöst, in das die Wände als Füllglieder nachträglich eingesetzt werden, zur Versteifung gegen Wind haben die beiden Seitenflügel je eine massive Querwand, die in Beton ausgeführt wurde, erhalten.

Im Turmhelm, der ebenfalls in Eisenbeton hergestellt wird, gelangt ein Eisenbeton-Wasserbehälter von 40 cbm für Feuerlöschzwecke in dem über dem Hauptgebäude sich erhebenden Turmhaus zur Aufstellung.



Abb. 1. Blick auf das Gebäude im Zuge des Hindenburgwallles.
Architekt: Professor Wilhelm Kreis in Düsseldorf.

Die weitere Besprechung sonstiger Einzelheiten soll in einem späteren Aufsatz nach Fertigstellung des Baues erfolgen.

Das Gebäude ist zur Zeit über das 6. Geschoß (s. Abb. 4 hierunter) hinaus fertiggestellt und schreitet trotz der im besetzten Gebiet allgemein vorhandenen Schwierigkeiten rasch voran. Die Bauleitung des Bürohauses untersteht dem Geschäftsführer der Bürohausgesellschaft, Herrn Reg.-Baum. Meyer; die künstlerische Leitung hat Hr. Prof. Wilhelm Kreis in Düsseldorf, von welchem auch der Entwurf des Gebäudes stammt. —

Abb. 2. Grundriß des Erdgeschosses.
Abb. 3 (unten). Schnitt durch das Gebäude.
Abb. 4. Bild vom derzeitigen Stand des Gebäudes, fertig bis 6. Stockwerk.

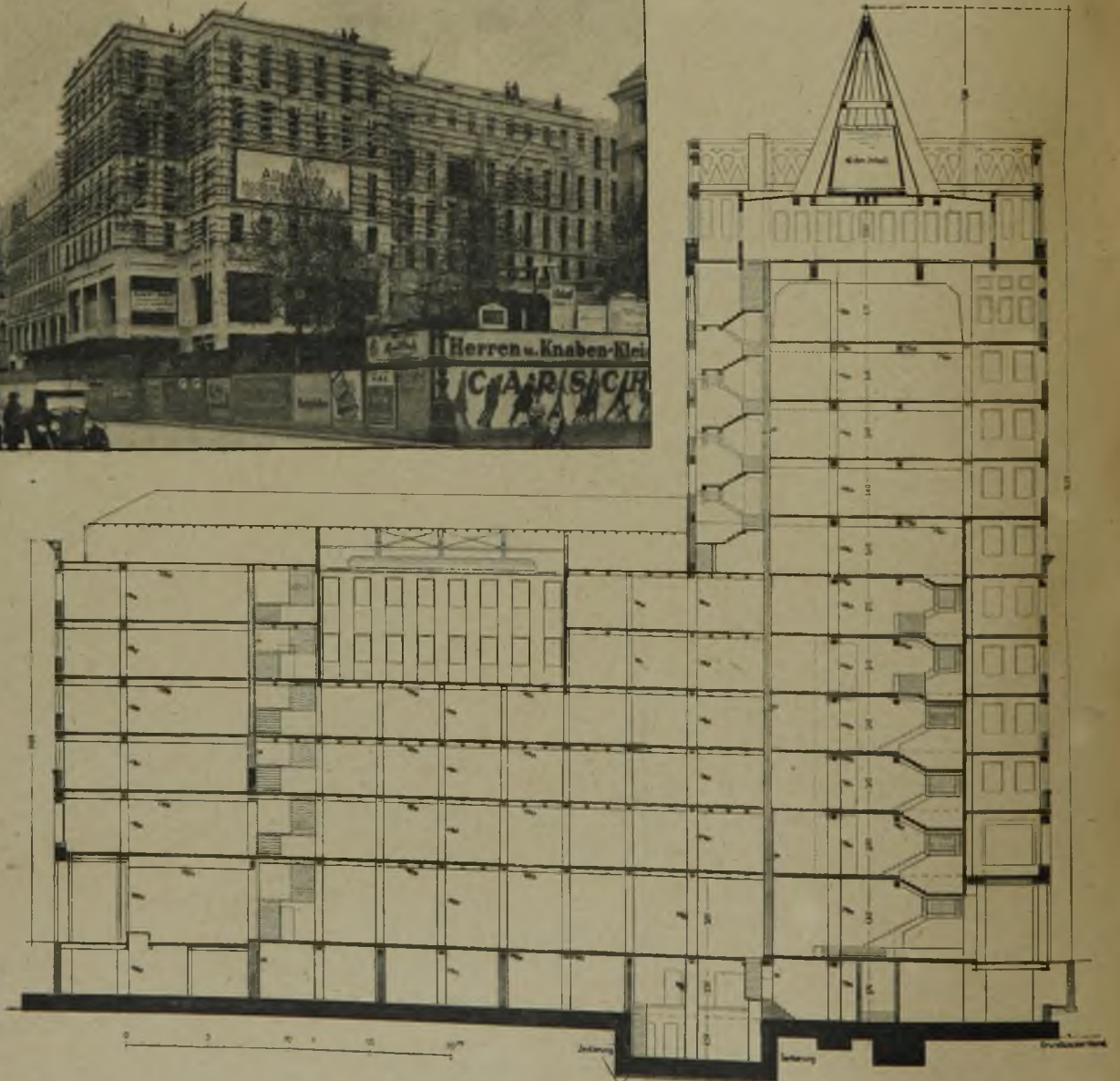
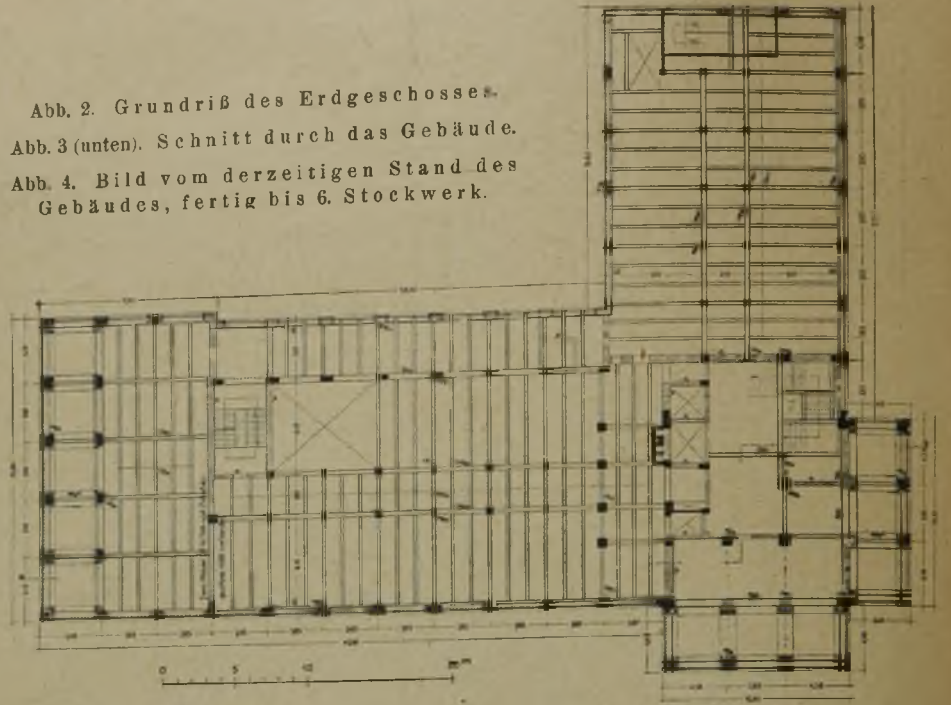


Abb. 2-4. Wilhelm-Marx-Haus in Düsseldorf. Entwurf: Architekt Professor Wilh. Kreis. Entwurf der Konstruktion und Ausführung: Allgemeine Hochbau-Gesellschaft A. G. in Düsseldorf.

Der Kokskohlenturm auf der Kruppschen Zeche Hannibal I bei Bochum.



uf der Krupp'schen Zeche Hannibal I bei Bochum wurde im Sommer 1922 ein neuer Kokskohlenturm von 2800 t Nutzinhalt in Betrieb genommen, der in mancher Hinsicht Beachtung finden dürfte. Das Bauwerk ist in der Abb. 1—4, S. 68 im Längs- und Querschnitt, sowie in verschiedenen Grundrissen dargestellt; Abb. 5 und 6 hierunter zeigen Ansichten des fertigen Turmes. Weitere Abbildungen des Kokskohlenturmes sind in der Abhandlung von Dr.-Ing. K. W. Mautner enthalten: „Die Sicherung von Bauwerken im Bergbau-Senkungsgebiet unter besonderer Berücksichtigung der Eisenbeton-Bauweise“ (Vortrag): „Mitteilungen 1922 Nr. 6 bis 8“ (woselbst auch die besonderen Sicherungsmaßregeln dargestellt und beschrieben sind). Hier sei der Betriebsvorgang und die konstruktive Durchbildung des Turmes selbst im Folgenden kurz geschildert:

Der Turm steht in der Mitte einer langen Koksofenbatterie von 100 Öfen, die von dem Turm aus mit Feinkohle zu versorgen sind. Diese Feinkohle wird dem Turm mittels zweier eiserner Transportbänder zugeführt, die in einer eisernen, überdeckten Transportbrücke untergebracht sind. Die Transportbänder bringen das Schüttgut zur Beschickbühne über dem eigentlichen Kohlenbehälter, der aus einer einzigen großräumigen Zelle von 16,80 m Höhe und 20 · 14 m Grundrißfläche besteht und einen Fassungsraum von 3100 cbm aufweist. Von zwei riesigen Verteilungstellern aus, die einen Durchmesser von 9 m besitzen, kann die Kohle an beliebigen Stellen abgeworfen werden. — Über der Beschickbühne liegt die Maschinenbühne, auf der die gesamte Maschinenanlage für den Antrieb der Transportbänder und Verteilungsteller untergebracht ist.

Von dem Kohlenbehälter gelangt die Feinkohle durch die im Bunkerboden angebrachten 15 Auslauf-

Im untersten Teile des Turmes ist eine Kläranlage für das Kokslöschwasser angeordnet, das nach erfolgter Reinigung in die im Dachraum befindlichen zwei Rein-



Abb. 6. Ansicht des Kokskohlenturms von der Seite.



Abb. 5. Ansicht des Kokskohlenturms mit Transportbrücke.
Architektonische Ausgestaltung von Professor Wilh. Kreis, Düsseldorf.

öffnungen in den Koksfullwagen. Die Fahrbühne, in die eine Gleiswage eingebaut ist, stellt die Verbindung mit den Koksöfen her, über diese gelangt der Fullwagen zu den einzelnen Öfen der Batterie, um sie nach Bedarf mit Kohle zu beschicken.

wasserbehälter von zusammen 300 cbm Inhalt gepumpt wird, um von neuem zum Löschen der glühenden Koks-
masse verwendet zu werden.

Der rund 50 m hohe Turm ist auf einer Grundfläche von 18 : 18,8 m errichtet. Die 1 m starke Fundament-

platte spannt sich zwischen die 4^m hohen Querrippen, die ihrerseits ihr Auflager in den 4 Längswänden des Turmunterbaues finden. Da das Bauwerk im Bergbau-senkungsgebiet liegt, waren entsprechende Sicherungsmaßnahmen (vgl. „Mitteilung“ 1922 S. 58) zu treffen. Die Fundamentplatte wurde gegen wagerechte Geländebewegungen (Zerrungen und Pressungen) vollkommen gesichert, indem die Bewehrung so stark gemacht wurde, daß die auftretenden Reibungszüge und -drücke sowohl in Richtung der Plattenbewehrung als auch senkrecht dazu aufgenommen werden können. Weit r-hin wurde ein Schrägstellen des Turmes infolge ungleicher Bodensenkungen in Betracht gezogen und zum

keilung der Trennfuge durch Stahlkeile und das Ausgießen der Zwischenräume mit Zementmörtel erfolgt ist. Der Beton über den Hebeböcken wird mit 110 kg cm^2 beansprucht.

Oberhalb der Trennfuge gehen die 1,30^m starken Turmtragwände hoch bis zum eigentlichen Bunker, in statischer Hinsicht bilden sie zusammen mit den Hauptträgern der Fahrböden und den Querriegeln der Bunkerrahmen einen Stockwerksrahmen, für den an Stelle der Trennfuge gelenkige Lagerung angenommen wurde. Die größte Beanspruchung der Wand beträgt 38,4 kg cm^2 , die sich bei einer Turmneigung von 6° auf 64 kg cm^2 steigert. Auf den Turmtragwänden ruhen die gewaltigen Bunkerrahmen auf, die als geschlossene Rahmen in bekannter Weise nach den allgemeinen Elastizitätsgleichungen für 6 verschiedene Lastfälle berechnet wurden. An den Stirnwänden sind senkrechte Rippen angeordnet, die unten in den Nebenträgern des Bunkerbodens verankert sind und oben in einen Randbalken, der in seiner Mitte mit dem gegenüberliegenden Randbalken durch ein kräftiges Zugband verbunden ist. Zwischen diesen aufsteigenden Rippen verspannen sich in wagerechter Richtung die Bunkerwände, die für den Kohlendruck auf Biegung mit Achsialzug berechnet wurden.

Auf den Bunkerrahmen setzt sich ein weiteres Rahmentragwerk, dessen oberer Querriegel vor allem die Lasten der im Dachraum befindlichen zwei Wasserbehälter von zusammen 300 cbm Inhalt zu übertragen hat; die Hauptträger der Maschinenbühne bilden einen Zwischenriegel, der in der Mitte am oberen Querriegel aufgehängt ist. Diese Maßnahme war erforderlich, da der Beschickraum für die riesigen Verteilungsteller frei bleiben mußte. Auf diesem Rahmen sitzen die Dachbinder auf, die in ihrer Formgebung der gebrochenen Dachlinie angepaßt und als Zweigelenrahmen berechnet und ausgebildet sind.

Das ganze Bauwerk ist in Eisenbeton ausgeführt; es wurde hierfür ausschließlich Rheinhausener Hochofenzement verwendet, die Betonmischungen wurden entsprechend dem geringeren spezifischen Gewicht des Hochofenzementes gegenüber dem Portlandzement etwas fetter gewählt. Verarbeitet wurden 2880 cbm Beton — 326 t Rundeisen. Die Bauzeit betrug nach Abzug der Versäumnisse durch Streik-, Regen- und Frosttage insgesamt 8 Monate.

Ein ähnlicher Turm im Aachener Steinkohlengrund von 3000 t Inhalt mit noch größeren Ansprüchen in Bezug auf Bergschädensicherung wird demnächst dem Betrieb übergeben.

Die architektonische Gestaltung des Kokskohlenturmes stammt von Prof. W. Kreis, Düsseldorf. Es gelang bei diesem Bauwerk durch enge Zusammenarbeit zwischen Architekt und Ingenieur, ein harmonisches Ganzes zu schaffen, wobei es nicht nötig war, zugunsten architektonischer Forderungen konstruktive Vorteile aufzugeben, oder schmückendes Beiwerk anzubringen. Das Bauwerk wirkt allein durch seine konstruktive Klarheit und wuchtige Größe. —

Nachschrift der Schriftleitung. Wir haben geglaubt, das interessante Bauwerk, das Jhg. 1922 der „Mitteilungen“ nur vom Standpunkt der Sicherung gegen Bergschäden besprochen worden ist, hier noch einmal in seiner Gesamtheit unseren Lesern vorführen zu dürfen. Die hier wiedergegebenen Schnitte und Grundrisse sind entsprechend vervollständigt, bezüglich der Bewehrung der Bunkerrahmen und der in diesen auftretenden Momente sei auf die 1922, S. 58 gebrachten Abb. 29 u. 30 verwiesen.

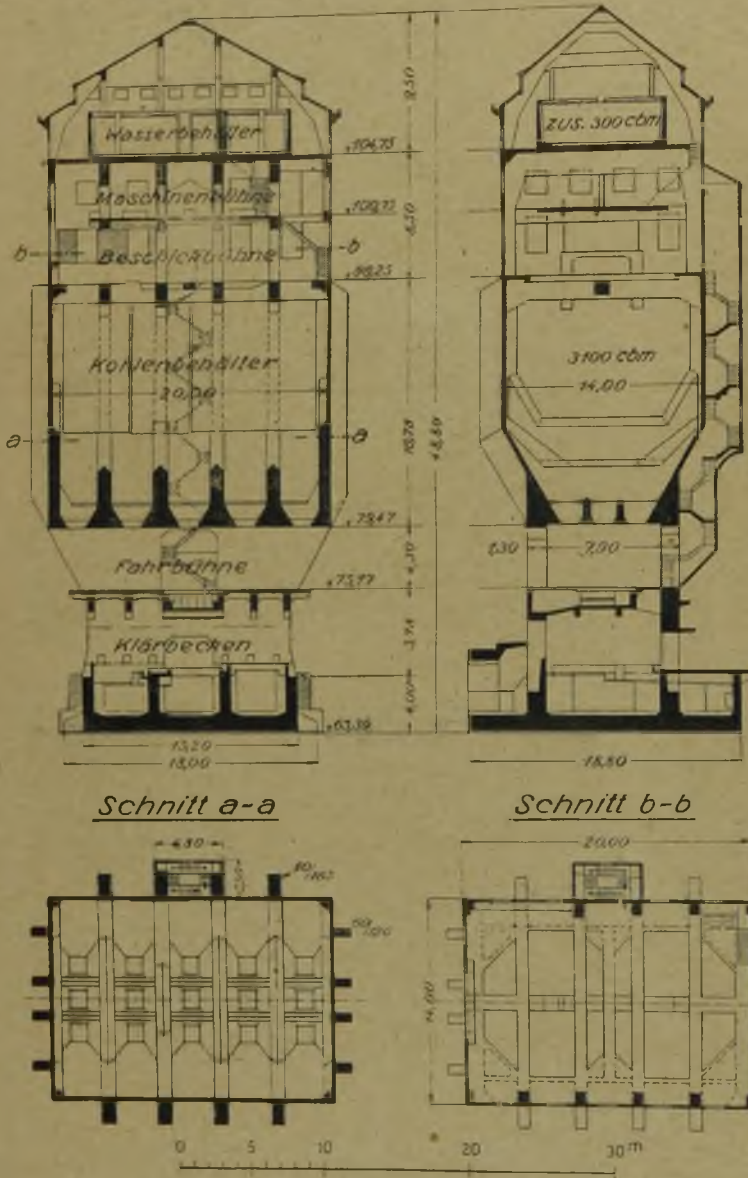


Abb. 1—4. Schnitte und Grundrisse des Kokskohlenturms. Konstruktion und Ausführung: Wayss & Freytag A.-G.

Zweck der Geraderichtung eine Hebevorrichtung geschaffen. Dies wurde erreicht, indem die vier Längswände des Unterbaues unmittelbar über der äußerst steifen kastenartigen Fundamentkonstruktion durch eine wagerechte Fuge geteilt wurden. Über dieser Fuge sind in jeder Wand drei Nischen ausgespart, die Raum für die Aufstellung von je zwei Druckwasser-Hebeböcken von je 300 t Tragfähigkeit bieten. Bei einer Neigung der Turmachse um 6° und leerem Turm beträgt die auf eine Längswand entfallende Höchstlast 1380 t, zu deren Aufnahme fünf Hebeböcke ausreichend wären. Nach erfolgter Senkrechtstellung ist die Spannungsverteilung wieder gleichmäßig, und es hat sodann jeder Hebebock 175 t zu tragen, bis die Aus-

Die Feuer- und Einbruchssicherheit von Geldkassen und Schatzkammer-(Tresor-)Türen.



s gibt keine unbegrenzte Sicherheit gegen Feuer und Einbruch. Diese hängt einerseits von den Abmessungen und andererseits von der Art des Angriffes ab. Beim Feuer kommt die Brenntemperatur und Brenndauer in Betracht. Beim Einbruch ent-

nes Tragwerk schärfere Ansprüche stellt als an eine Stiehlammen gewöhnlich nicht ausgesetzte Kasse.

Noch klarer tritt die Minderwertigkeit des offenliegenden Eisens und seine Empfindlichkeit gegen Schmelztemperaturen bei der Einbruchssicherheit hervor.



Abb. 8. Stahlbetontür eines Bank-Tresors.



Abb. 2. Einbruch mit Kette und Winde.



Abb. 4 (links). Durchpressen eines 23 mm Bolzens.

Abb. 5 (rechts). Versuchtetes Durchpressen eines 50 mm Bolzens.



Abb. 6. (Konstr. n. Abb. 1).

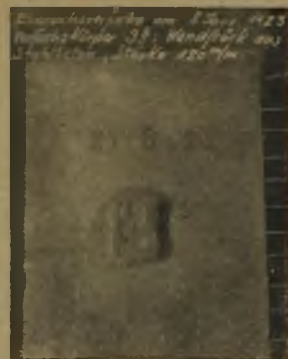


Abb. 7. (Konstr. n. Abb. 3).

Abb. 6 u. 7. Vergleich des Widerstandes von Wänden nach Abb. 1 und Abb. 3 nach 14 Min. Einbruchszeit.

scheiden die Zahl der Einbrecher, die zur Verfügung stehenden Werkzeuge, sowie die unbewachte Zeit.

Wenn wir das von Beton bedeckte Eisen kurzweg als feuersicher bezeichnen, so haben wir die jeweiligen Verhältnisse des betreffenden Hochbaues im Auge. Umfangreiche Versuche mit Eisenbeton haben die Abstufung seiner Feuersicherheit untersucht und eine Bedeckung mit 2,5 cm Beton als notwendig erwiesen, sowie dargetan, daß oberhalb einer 10 cm starken Betondecke selbst die schärfste Feuersbrunst nicht zu spüren ist. Geldkassen, die nach diesen Regeln gebaut sind, können daher in diesem Sinne als feuersicher gelten, während die üblichen Eisenkassen selbst in ihren allerbesten Ausführungen wegen der durchgehenden Eisenverbindung, die die Temperatur von der äußeren Umhüllung nach dem Inneren überführt, nicht als feuersicher anzusehen sind. Wenn sie trotzdem als feuersicher angesprochen werden, so ist dies nur damit zu erklären, daß man im Hochbau an ein eiser-

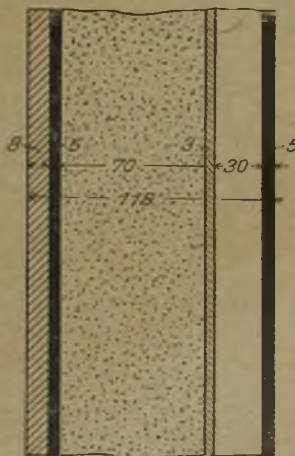


Abb. 1. Wand einer Eisenkasse mit Stahlblechen

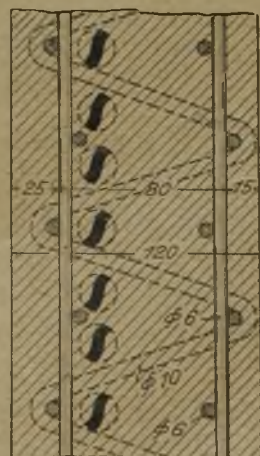


Abb. 3. Wand einer Stahlbetonkasse.

Es sei hier ein Vergleichsmaßstab aufgestellt, nach dem die Einbruchssicherheit abgestuft werden kann:

1. Eine Konstruktion kann als „diebsicher“ bezeichnet werden, wenn ein einzelner Mann mit den von ihm mitgebrachten Werkzeugen diese innerhalb einer halben Stunde zu öffnen nicht im Stande ist.

2. Eine Konstruktion ist einbruchssicher im ersten Grade, wenn sie von zwei Mann mit den mitgebrachten Werkzeugen binnen 1 Stunde nicht zerstört wird.

3. Eine Konstruktion gilt als einbruchssicher im höheren Grade, wenn zu ihrer Zerstörung drei oder mehr Personen mit den von ihnen mitgebrachten Werkzeugen 2 oder mehr Stunden Arbeitszeit nötig haben.

Wir müssen hierbei von dem Gebrauch von Sprengstoffen und Säuren absehen und können einen elektrischen Kraftanschluß, der bei dieser Arbeit benutzt werden könnte, nicht in Betracht ziehen; dagegen wird man die besten Werkzeuge und Methoden anzuwenden haben und eine gewisse Lautlosigkeit bei der Arbeit verlangen. Nach dieser Definition fallen demnach alle jene Eisenkassen, die aus gewöhnlichem Eisen hergestellt sind und durch Anbohren und Aufschneiden zerstört werden können, unter die erste Kategorie. Jene Kassen (Abb. 1), die eine Stahlpanzerung haben, besitzen nur den Vorteil, daß der Einbrecher sich eines kostspieligeren Werkzeuges, des Schweißbrenners, bedienen muß. Der in Abb. 1 dargestellte Kassenquerschnitt konnte mittels eines solchen innerhalb 14 Min. geöffnet werden. In die 2. Kategorie der einbruchssicheren Kassen können nur jene Eisenkassen eingereiht werden, die den Zwischenraum der beiden Eisenwandungen mit einem Eisenbetonkern ausgefüllt haben, der die Arbeit des Schweißbrenners aufhält und den Verbrecher zu einer längeren Hammer- und Meißelarbeit zu greifen zwingt, ehe er an die Innenwand gelangen kann, weil nur dann ein Einbruch mehr als 1 Stunde benötigt.

Der Vollständigkeit wegen wollen wir hier auch eines lautlosen Einbruchmittels für Eisenbetonkassen Erwähnung tun, obwohl es nur für kleinere Kassen in Frage kommen kann, welche von der Wand abgerückt werden können. Dieses besteht aus einer um die Kasse geschlungenen starken Kette und einer in die Kette eingelegten Winde. Die Kasse muß von der Wand abgerückt und für diese Art des Einbruches vom Postament herabgenommen werden. Die Vorarbeiten allein nehmen eine Zeit von über 1 Stunde in Anspruch. Zum Anlegen der Kette und der Winde genügen zwei Mann nicht. Es ist daher eine derartige Kasse als im höheren Grade einbruchssicher anzusehen. Kassen, die dieser Möglichkeit ausgesetzt sind, werden übrigens so fest konstruiert, daß selbst die stärkste Winde nur einen Bolzen von 23 mm Dm. einzuschieben im

Stand ist, sofern es dem Einbrecher gelingt, zufällig jene Stelle zu treffen, wo dieser Zwischenraum in dem Eisenmaschenwerk besteht (Abb. 3, 4 u. 5). An eine weitere Zerstörung durch einen stärkeren Bolzen ist nicht zu denken, wie dies Abb. 4 u. 5 nach Anwendung eines Druckes von etwa 70 t zeigen, und bleibt der Einbrecher auf Hammer und Meißel angewiesen. Ein Parallelversuch, der zwischen der Wandkonstruktion (Abb. 1) mit Stahlblechen und Betonzwischenwand und (Abb. 3) mit Stahlbetonwand ausgeführt wurde, hatte das Ergebnis, das sich in Abb. 6 u. 7 darstellt vorfindet. Nach ¼ Stunde, in der die Eisenwand, wie Abb. 6 zeigt, zerstört wurde, war die äußere Geflechschicht der Eisenbetonwand, wie es Abb. 7 zeigt, bloßgelegt und benötigte man zur vollständigen Durchbrechung der Wand je nach der Stärke der vorhandenen Bewehrung 1½ bis 2½ Stunden. Diese Kassen sind daher in die zweite und eine höhere Kategorie der Einbruchssicherheit einzureihen. Die Eisen- und Stahlmenge der Abb. 1 beträgt 165 kg/cm², der Konstruktion Abb. 3 nur 55–75 kg/cm².

Die Verwendung des gewöhnlichen Bohrers bei Eisenbetonkassen, die eine innere Stahlbewehrung besitzen, ist zwecklos, weil selbst der beste Bohrer, sobald er auf Stahl trifft, sich blau läuft.

In diesem Vergleich sind bei Eisenkassen außergewöhnliche Metallzusammensetzungen, ferner Kupfer- oder Glaseinlagen sowie alle sonstigen Anordnungen nicht einbezogen, weil sie wegen ihres hohen Preises wirtschaftlich nicht in Wettbewerb kommen. Dagegen muß der Vollständigkeit wegen hervorgehoben werden, daß im Handel auch leichtere Eisenbetonkassen vorkommen, die ebenso wie Aktenschränke nur „diebsicher“ entsprechend der ersten Kategorie der Einbruchssicherheit konstruiert sind und sich von dem in der Abb. 3 dargestellten Querschnitt durch eine wesentlich leichtere Bewehrung und geringere Abmessungen unterscheiden. Ebenso wie man die Widerstandsfähigkeit vermindern kann, so kann und wird man sie auch je nach dem Bedarf entsprechend erhöhen, insbesondere dort, wo die Abmessungen der Kasse oder der Tür (wie in Abb. 8 eines Tresors in Paris) hierzu Veranlassung geben, oder wo die Bedeutung des Abschlusses es verlangt. Das letztere gilt insbesondere bei Banktresoranlagen, wo der häufig beobachtete Fehler vermieden werden muß, daß sich in einem von meterdicken Mauern und riesigen Eisenbewehrungen eingeschlossenen Raum eine verhältnismäßig schwache Eisentür vorfindet.

Die diesen Mitteilungen zu Grunde liegenden Versuche sind in gesonderten Protokollen zusammengefaßt, die allen Interessenten zur Verfügung stehen, da deren vollständige Wiedergabe hier zu weit führen würde. —

Dr. Fritz Emperger, Wien.

Vermischtes.

Hilfsmittel zur schnellen Dimensionierung druckbewehrter Eisenbetonquerschnitte. Eins der einfachsten Verfahren zur Bemessung druckbewehrter Querschnitte, deren elastisch wirksame Höhe $h' = h - a$ gegeben oder zweckmäßig gewählt ist, besteht bekanntlich darin, daß man zunächst die Tragfähigkeit M_r des Querschnitts ohne Druckeisen für bestimmte Randspannungen σ_b und σ_c nach Gleichung $M_r = \frac{r^2}{b(h-a)^2}$ bestimmt, wo r der aus der

Formel $h - a = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ bekannte, aus Tabellen als Funktion

von σ_b und σ_c zu entnehmende Koeffizient. Das ungedeckte Restmoment $M_r = M - M_1$ muß von der Druckbewehrung und einer zusätzlichen Zugbewehrung in der Weise aufgenommen werden, daß (vgl. die Skizze in der oberen Tafel) $f_c \cdot \sigma_c \cdot (h - a - a') = f_{ed} \cdot \sigma_{ed} (h - a - a') = M_r$ wird.

Es ist also $f_c = \frac{M_r}{\sigma_c (h - a - a')}$ und $f_{ed} = \frac{M_r}{\sigma_{ed} (h - a - a')}$.

Während also f_c ohne weiteres ermittelt werden kann, bedarf es für f_{ed} noch der Bestimmung von σ_{ed} . In vielen Fällen wird man dieses schätzen können, was umso mehr gestattet sein wird, als eine Änderung von a' durch ungenaue Verlegung der Druckeisen von großem Einfluß auf σ_{ed} ist, so daß eine allzu genaue Einrechnung dieses Wertes sinnlos wäre. Ein unmittelbares Ablesen von σ_{ed} als Funktion von σ_b , σ_c und $a' = \alpha \cdot h'$ zu ermöglichen, ist der Zweck vorliegender Tafel. Es läßt sich nämlich aus der Abbildung ablesen, daß $\sigma_{ed} = n \cdot \frac{x - a'}{x} \cdot \sigma_b$ ist, oder

mit $x = \xi \cdot h'$, wo ξ der aus den üblichen Tabellen bekannte Wert ist, $\sigma_{ed} = h' \cdot \sigma_b \cdot \frac{\xi - \alpha}{\xi}$. Hiernach sind für fünf ver-

schiedene Größen α die Eisendruckspannungen ermittelt und ist die Linie gleicher σ_{ed} graphisch dargestellt, so

daß bei bekanntem σ_b , σ_c , α sofort σ_{ed} abgelesen und f_{ed} bestimmt werden kann. — Außerdem sind die Linien gleichen inneren Hebelarms c eingetragen, die bei Ermittlung von f_c nach der Gleichung $f_c = \frac{M_1}{c \cdot \sigma_c}$ benutzt

werden können. — Dipl.-Ing. Hermann Craemer der A. G. Phil. Holzmann-Düsseldorf

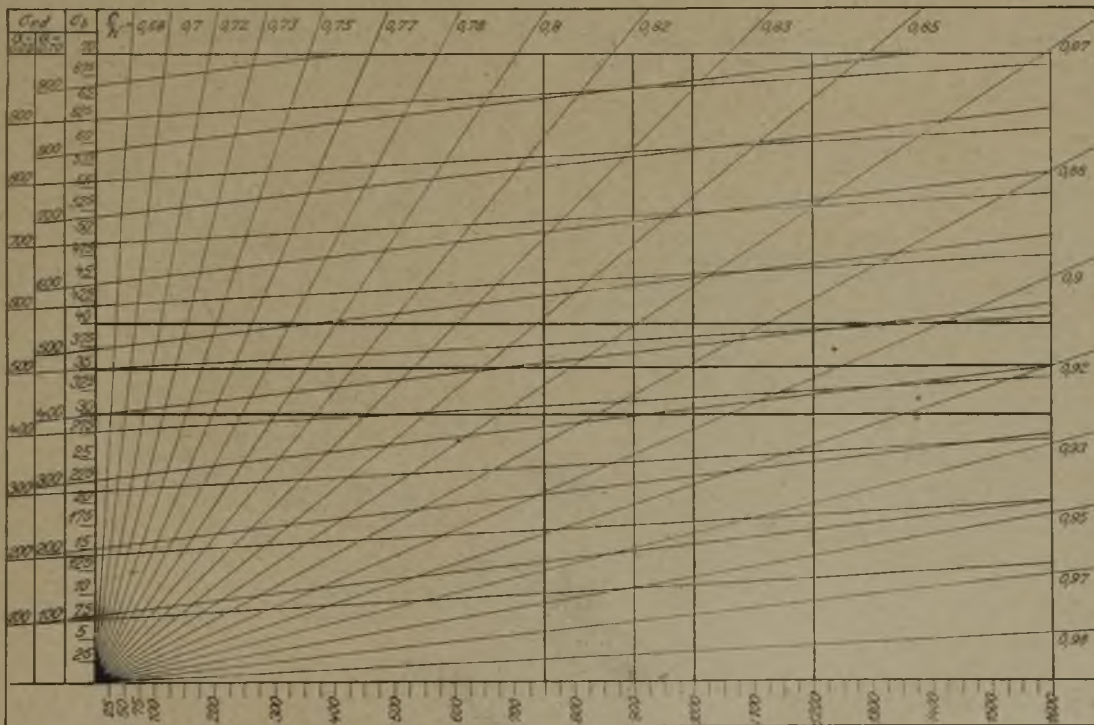
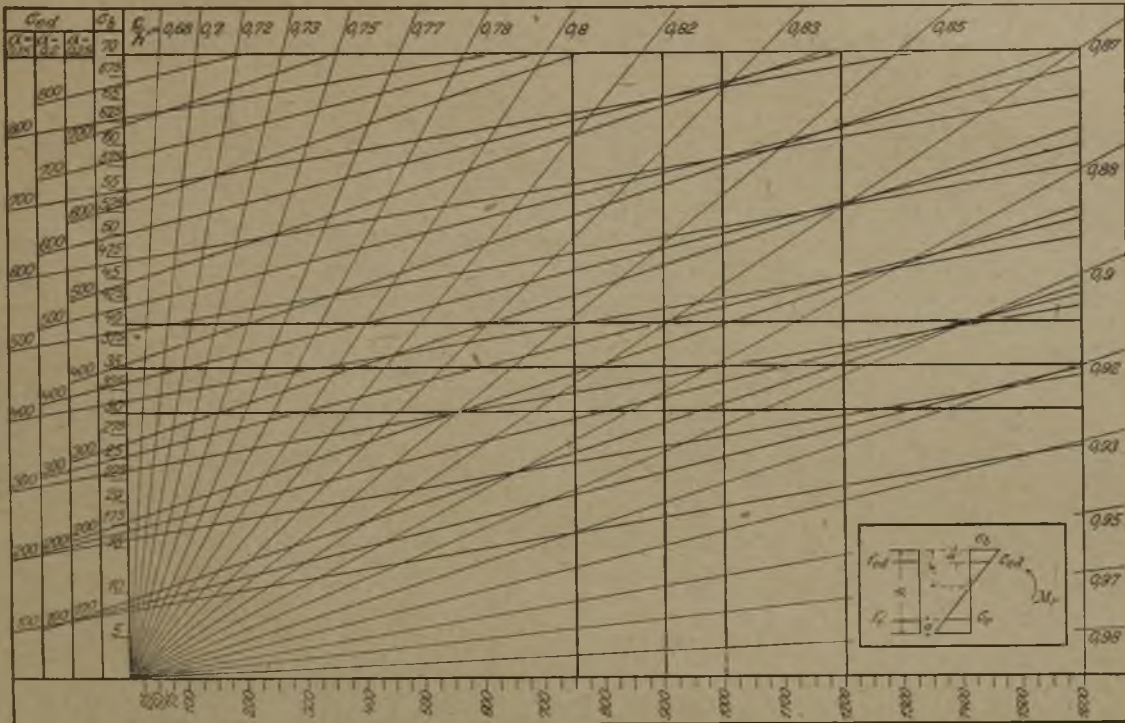
Neuere Massivbrückenbauten in der Schweiz. In Freiburg (Schweiz), wo bereits in letzter Zeit ein bedeutendes Massivbrückenbauwerk, die Perolles-Brücke, fertig gestellt wurde, ist auch an Stelle der Zähringer-Brücke, einer aus dem Anfang der Dreißiger Jahre v. Jahrhunderts stammenden kühlen Kabelbrücke, die das mit steilen, felsigen Ufern eingetaufte tiefe Tal der Saane mit einer einzigen Öffnung von 273 m bei einem Pfeil von nur 1:14,2 und mit 4 hölzernen Versuchsbögen von nur 1/260 der Kabelspannweite als Höhe in 51 m über Niedrigwasser des Flusses überspannt, ebenfalls eine neue Massivbrücke in Ausführung begriffen, die 1924 dem Verkehr übergeben werden soll. Die „Schweiz. Bauztg.“ vom 21. 4. d. J. berichtet darüber unter Beigabe von Bildern.

Der Neubau wurde notwendig, da das leichte, 1881 schon einmal verstärkte Eisenbauwerk, das sich übrigens ausgezeichnet der Landschaft und dem Stadtbild einpaßte und unterordnete, sich als so schadhaft herausstellte, daß Gefahr drohte. Im Jahre 1920 wurde daher von der Baudirektion des Kantons Freiburg eine beschränkte Vergebung veranstaltet, die einerseits eine Verstärkung der Eisenkonstruktion nach einem vorliegenden Entwurf, andererseits eine Brücke in Beton oder Eisenbeton zum Gegenstand hatte, für die ein Entwurf von der Firma Jäger & Lüder, den Erbauern der Perolles-Brücke aufgestellt war. Die Einreichung anderer Entwürfe-Vorschläge war zugelassen. Von den von 15 Firmen vorgelegten 27 Lösungen bezogen sich 9 auf Hängebrücken, 14 auf gewählte Brücken, 4 auf eiserne Balken- bzw. Bogenbrücken. Die Kosten schwankten für Hängebrücken

zwischen 2 und 3,19, für eiserne Balken- und Bogenbrücken zwischen 1,54 und 3,75, für gewölbte Brücken zwischen 1,55 und 2,01 Millionen Franken.

Die weitere Prüfung der ganzen Frage wurde nunmehr einem aus Ingenieuren, Architekten und sonstigen Kunstverständigen zusammengesetzten Ausschuß übertragen. Dieser erklärte eine Verstärkung der Eisenbrücke für unwirtschaftlich und technisch ausgeschlossen, auch eine den heutigen Verkehrslasten entsprechende schwerere Hänge-

Der zur Ausführung bestimmte Entwurf zeigt 7 Öffnungen von je rd. 30 m Spannweite mit schlanken Zwischenpfeilern von 4 m Kämpferstärke, die zur Verbindung der tieferen Stadtteile noch durch eine untere Brücke mit 3 flachgespannten Bögen miteinander verbunden sind. Die Brücke wird im Zuge des alten Bauwerkes errichtet und erhält 11,50 m Breite, wovon je 2 m auf die beiderseitigen Bürgersteige entfallen. Die untere Brücke, die im Stadtbild möglichst zurücktreten soll, erhält nur 3,5 m Breite. Die



Graphische Tafeln zur schnellen Dimensionierung druckbewehrter Eisenbetonquerschnitte.

brücke als im Stadtbild ungünstig. Aus ästhetischen und wirtschaftlichen Gründen (Unterhaltungskosten) wurden eiserne Brücken an dieser Stelle überhaupt verworfen. Der Ausschuß sprach sich vielmehr für eine massive Brücke nach Art der römischen Talübergänge, d. h. also für einen Viadukt mit mäßig weit gespannten, gleich weiten Öffnungen aus, da sich dieser zwischen die Talgänge am besten einfügen würde und eine Betonung des Flusses durch eine weiter gespannte Öffnung nach den örtlichen Verhältnissen hier nicht am Platze sei.

Brücke wird in Stein ausgeführt und, da geeignetes Haussteinmaterial zur Verkleidung in der Nähe nicht vorhanden ist, mit rau gehaltenen Betonwerksteinen verkleidet. Die Grundsteinlegung des Bauwerkes, dessen Grundierung keine Schwierigkeiten bot, hat gleichzeitig mit der Einweihung der Perolles-Brücke im Dezember 1922 stattgefunden.

Handelte es sich bei der vorstehenden Brücke um ein Bauwerk bedeutender Abmessung, bei dessen Ausgestaltung ästhetische Rücksichten ausschlaggebend mitsprachen, so bietet die nachstehend beschriebene kleine Brücke als

Beispiel einer Eisenbeton-Bogenbrücke mit aufgehobenem Horizontalschub von 36 m Stützweite, das in der „Schweiz. Bauztg.“ vom 5. Mai d. J. unter Beigabe von Konstruktionszeichnungen dargestellt ist, besonderes Interesse dadurch, daß bei ihm genaue Messungen der Durchbiegung unter der Last, sowie der Winkelverdreungen am Auflager angestellt und mit den berechneten Werten verglichen werden konnten. Sie zeigen ein genau elastisches Verhalten des Bauwerks, wie man es sonst nur bei Eisenbrücken zu beobachten gewohnt war. Das Bauwerk führt Rohrleitungen der Wasserversorgung des Ortes Gerlafingen über den Emme-Fluß und dient gleichzeitig als Fußgängerbrücke. Es besitzt außer der schon erwähnten Flußöffnung 4 Flutöffnungen von 8,5–12 m Stützweite, die mit durchlaufenden Eisenbetonbalken überbrückt sind. Die Hauptträger liegen nur in 2,8 m Abstand v. M. z. M. Die Rohre sind zwischen den Zugbändern unter der Brückenbahn angeordnet. Der Berechnung wurden als ruhende Lasten das Eigengewicht und die beiden gefüllten Wasserrohre von 25 bzw. 35 cm l. Durchm., als Verkehrslast 350 kg/m² Menschengedränge in jeweils ungünstigster Laststellung zu Grunde gelegt, ferner 150 kg/m² Winddruck. Mit Rücksicht auf die geringe Breite des Überbaues mußte dieser auch auf Kippsicherheit untersucht werden.

Der Bogen, der 5,3 m Pfeil hat, wurde als Zweigelenkbogen mit aufgehobenem Horizontalschub berechnet, wobei die Elastizität der Zugbänder berücksichtigt wurde. Diese sind mit den Bogenenden fest verbunden und dienen gleichzeitig als Brückenbahn-Längsträger. Die Hängesäulen sind, wo die Höhe ausreicht, mit den Querträgern und oberen Querstreifen zu biegezugfesten Rahmen verbunden und übertragen die Windkräfte auf die durch die Querträger und eine untere Platte verbundenen Zugbänder. Die festen Auflager der Brücke haben federnde Gelenke, die beweglichen ruhen auf Stahlrollen von 16 cm Durchm. Temperaturänderungen erzeugen infolgedessen nur ganz unwesentliche Spannungen.

Bei der Ausführung wurden die Zugbänder mit den Bogenfüßen zusammen innerhalb 24 Stunden fortlaufend betoniert. Die Betonierung der Bogen erfolgte in Lamellen, wobei die Schlußstücke an den Widerlagern eingesetzt wurden. Die Hängesäulen wurden paarweise mit den oberen Querträgern zusammen gleichzeitig mit den zugehörigen Bogenlamellen betoniert.

Die Durchbiegungsmessung nach Absenkung des Gerüsts ergab in der Mitte 4,85 mm, die Berechnung der Durchbiegung unter zu Grundelegung eines Druckelastizitätsmoduls von $E = 370 \text{ t/cm}^2$ (nach Schüle bestimmt aus der mittleren Würfelzugfestigkeit von 288 kg/cm²) und eines aus der Verkürzung des Zugbandes berechneten Zugelastizitätsmoduls des Betons $E = 135 \text{ t/cm}^2$ (für $n = 15$) einen Betrag von 5,06 mm, also einen fast übereinstimmenden Wert. Die Belastung konnte stufenmäßig durchgeführt und es konnten Einflußlinien für die lotrechten Verschiebungen im Scheitel und die Winkeldrehungen im Auflager aufgetragen werden. Die allgemeine Form der berechneten Einflußlinien stimmt gut mit der gemessenen überein. Die steifen Ecken und Auflagerwiderstände vermindern die Einsenkungen und Drehungen etwas. —

Jahresbericht des Deutschen Beton-Vereins 1922. Da der Verein seine für März d. J. in Aussicht genommene Hauptversammlung, die gleichzeitig mit einer Feier des 25-jährigen Bestehens des Vereins hatte verbunden werden sollen, mit Rücksicht auf die Ungunst der Verhältnisse bis zum Herbst des Jahres aufgeschoben hat, ist kürzlich vom Vorstand der Bericht über das verflossene Vereinsjahr versandt worden, der sonst in der Frühjahrsversammlung vorgelegt zu werden pflegt. Wir entnehmen dem Bericht die nachstehenden Angaben:

An der 25. Hauptversammlung des Vereins 1922 in Berlin haben im Ganzen 659 Mitglieder und Gäste teilgenommen, während die im Herbst 1922 geplante Wanderversammlung in Bremen wegen der politischen und wirtschaftlichen Lage noch im letzten Augenblick abgesagt werden mußte. Der Verein zählte bei Ablauf des Geschäftsjahres 227 ordentliche, 86 außerordentliche, 23 beratende, zusammen also 336 Mitglieder gegenüber bzw. 219, 87, 23 und 329 im Jahre 1921. Daß auch unter den heutigen Verhältnissen zwischen Arbeitnehmern und Arbeitgebern langjährige freundliche Beziehungen fortbestehen, beweist der Umstand, daß im Berichtsjahr 283 Ehrenurkunden an Arbeitnehmer, Angestellte und Arbeiter für 25- und mehrjährige Tätigkeit bei einer Mitgliedsfirma überreicht werden konnten.

Aus den technischen Angelegenheiten, die den Verein beschäftigt haben, ist zu erwähnen, daß eine ganze Reihe von Rundschreiben technischer Art an die Mitglieder herausgegeben worden sind, daß ferner die Anleitung für Bauführer und Po-

liere „Die Ausführung von Beton- und Eisenbetonbauten“ im Juli 1922 erschienen ist. Eine Jubiläumsschrift des Vereins „Der Beton- und Eisenbetonbau 1898 bis 1923“, ein Bild technischer Entwicklung, bearbeitet vom Vereinsdirektor Herrn Dr. Ing. Petry erscheint zur 26. Hauptversammlung des Vereins.

Mit den in Gemeinschaft mit den Gruppen des „Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverbandes“ ins Leben gerufenen Arbeitsnachweis zur Unterbringung der Studierenden des Bauingenieurwesens auf Baustellen hat der Betonverein im Allgemeinen gute Erfahrungen gemacht, jedoch ist von der Einrichtung nicht so viel Gebrauch gemacht worden, wie angenommen wurde. Die Studierenden dürfen aber nicht vergessen, daß sie in der vorgeschriebenen Zeit zur Ausbildung da sind, daß ihnen diese Zeit also für die Zulassung zum Studium nicht angerechnet werden kann, wenn sie bei den Unternehmern direkt als Arbeiter eintreten, um den vollen Arbeiterlohn zu erhalten. Andererseits sind die Firmen bereit, den Studierenden in der Entlohnung so weit als irgend möglich entgegenzukommen, nur muß der Charakter der freiwilligen Tätigkeit gewahrt bleiben, damit die Studierenden wirklich praktischen Vorteil von dieser Zeit haben.

Unterrichtsmaterial für technische Hochschulen ist im Berichtsjahr in größeren Mengen durch die Vereinsfirmen geliefert worden. Es handelte sich dabei teils um statische Berechnungen, teils um Konstruktionszeichnungen und auch um photographische Aufnahmen fertiger und in Ausführung begriffener Bauten.

Den Verein hat in Verbindung mit dem „Beton- und Tiefbau-Arbeitgeberverband“ und dem „Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband“ auch die Frage der Ausbildung der Techniker an den Baugewerkschulen beschäftigt, die nach Meinung der Unternehmer den Nachwuchs an tüchtigen, für die Praxis geeigneten Bautechnikern und Bauführern nicht gewährleistet. In einer an die Unterrichtsministerien der Länder gerichteten Eingabe ist betont worden, daß das Schwergewicht nicht wie bisher auf die Ausbildung mittlerer technischer Beamten gerichtet werden dürfe, vielmehr sollten in erster Linie Techniker und Bauführer für die Baubetriebe ausgebildet werden. Es wird daher eine grundlegende Änderung in der Ausbildung verlangt und es werden dafür Vorschläge gemacht. Insbesondere wird vor Zulassung zur Abschlußprüfung eine mindestens dreijährige Lehrtätigkeit und Ablegung der Gesellenprüfung verlangt, womöglich eine weitere praktische Tätigkeit als Geselle. Die Verbände wollen den Bautechnikern zu dieser praktischen Ausbildung ebenso Gelegenheit in ihren Betrieben geben, wie den Studierenden der technischen Hochschulen.

Auch die Fortbildungsschulfrage hat den Verein beschäftigt. Um das Ausbildungs- und Unterrichtswesen im Eisenbetonbau nach Möglichkeit zu fördern, hat der Verein auch beschlossen, in geeigneten Fällen mit der „Technisch-wissenschaftlichen Lehrmittelzentrale“ zusammen zu arbeiten, um gute Lehrmittel zu liefern.

In der Normung von Zementwaren und im Betonbau war schon im Vorjahr ein gewisser Abschluß erreicht, sodaß weitere Sitzungen des Normenausschusses für Beton- und Eisenbeton nicht abgehalten zu werden brauchten. Die Normung der Feldbahngeräte dagegen, die im Normenausschuß nicht vorwärts kam, ist in Gemeinschaft mit dem „Beton- und Tiefbau-Wirtschaftsverband“ und dessen Beschaffungsstelle, der „Gesellschaft für Bau- und Bahnbedarf m. b. H.“ in Angriff genommen worden.

Bedingungen für die Vergebung von Beton- und Eisenbetonarbeiten hatte der Verein in Gemeinschaft mit der „Vereinigung der technischen Oberbeamten deutscher Städte“ schon Ende November 1921 in Hannover festgelegt. Die Vereinigung hat nun 1922 beschlossen, diese als Material an den „Reichsverdingungsausschuß“ zu überreichen, um in dessen Arbeiten eingegliedert zu werden. Die Beton-Verbände sind damit grundsätzlich einverstanden, bis dieses Ziel aber erreicht ist, worüber noch einige Zeit vergehen dürfte, halten sie zunächst an ihren eigenen Bedingungen fest. Sie sind Oktober 1922 in einem Neudruck herausgegeben worden.

Über weitere Arbeiten des Beton-Vereins betreffend Bauunfallstatistik werden wir in einer späteren Nummer berichten. — (Schluß folgt.)

Inhalt: Das „Wilhelm-Marx-Haus“ in Düsseldorf. — Der Koks Kohlenturm auf der Kruppischen Zeche Hannibal I bei Bochum. — Die Feuer- und Einbruchssicherheit von Geldkassen und Schatzkammer-(Tresor)-Türen. — Vermischtes. —

Verlag der Deutschen Bauzeitung, G. m. b. H., in Berlin.
Für die Redaktion verantwortlich: Fritz Eiselen in Berlin.
W. Buxenstein Druckereigesellschaft, Berlin SW.