

## DIE BEWEHRUNG VON DRUCKGLIEDERN.

Von Dr. Fritz Emperger.

Mit der Einführung des Bügels durch Hennebique 1894 wurde die wichtigste Vorbedingung für die Entwicklung des Eisenbetons geschaffen. Die Rolle des Bügels im Druckglied unterscheidet sich in mancher Hinsicht von seiner Aufgabe im Balken, obwohl er in beiden Fällen dazu dient, die Ungleichmäßigkeit des Materials auszugleichen und so das Entstehen von Schubrisen zu verhüten. Im Druckglied soll er außerdem die Mitwirkung der Längsbewehrung sicherstellen. Wenn diese Verankerung des Längseisens im Betonkern nicht entsprechend ist, so kann von einem „Verbund“körper kaum die Rede sein, d. h. es wird dann das Eisen nicht ausgenutzt. Bei leicht armierten Säulen, wo die Tragkraft der Längseisen sowieso nicht in Betracht kommt, sind diese Umstände ohne große Bedeutung. Man sollte aber auch dann nicht den Glauben erwecken, daß durch die Vermehrung der Längseisen ohne eine richtige Querbewehrung eine entsprechende Vermehrung der Tragkraft eintritt. Die Bauüberwachung verlangt die Einhaltung der vorgeschriebenen Mindestmenge der Längseisen von 0,5% bzw. 0,8%, ohne daß dafür eine versuchstechnisch erwiesene Berechtigung besteht. Diese Prozente sind ganz willkürlich angenommen und führen bei großen Querschnitten zu ganz unberechtigten Armaturen. Eine mangelhafte Querbewehrung wird jedoch, obwohl ihre Notwendigkeit erkannt ist, häufig genug nicht beanstandet.

Diesbezüglich enthalten die deutschen Vorschriften die Forderung, daß der Abstand der Bügel höchstens die zwölfache Stärke der Längseisen betragen soll. Anderwärts findet sich das Verhältnis von 20 und mehr angegeben vor. Wie wenig dies entspricht, beweist der Umstand, daß einem  $l/d = 20$  ein Schlankheitsverhältnis, bezogen auf den Trägheitshalbmesser  $i$ ,  $x = l/i = 80$  gleichkommt. Hat nun der verwendete Stahl St 37 wie üblich eine Fließgrenze von 2400 und eine Stauchgrenze von 2200, welche, wie wir sehen werden, selbst bei einwandfreiem Verbund nicht ausnützlichbar ist, so ergäbe die Knickspannung für den ungünstigen Fall einen Abfall fast auf die Hälfte

$$k = \frac{2200}{1 + x^2} = \frac{2200}{1,64} = 1340 \text{ kg/cm}^2$$

Wir sehen, daß die Ausnutzung der Längseisen auf ein Maß herabgedrückt erscheint, welches sich nur ein wenig von der zulässigen Druckspannung unterscheidet und daher ein Ab Sprengen der Betonschale eintreten müßte, sofern diese Inanspruchnahme unter der zulässigen Last überhaupt auftreten würde. In der Rechnung wird bei hochwertigem Beton mit einer zulässigen Druckspannung des Betons von 80 kg/cm<sup>2</sup> und  $n = 15$  die Ausnutzung von 1200 kg/cm<sup>2</sup> als vorhanden angenommen und so eine mit der Sicherheit unvereinbare Annahme gemacht.

Wir dürfen nicht übersehen, daß die Praxis bezüglich des Abstandes der Bügel sich auch heute noch an die alte Faustregel hält, laut welcher man als Bügelabstand die kleinste Säulenabmessung für genügend angesehen hat. Nach dem Beispiel der Franzosen finden wir ferner im Brückenbau schmale Druckglieder, z. B. bei von Freyssinet<sup>1</sup> erbauten Brücken angeordnet vor, welche diesen Anforderungen um so weniger entsprechen, als in denselben das Eisen nach beiden Richtungen

hin nach innen und nach außen ausweichen kann, und eine Unsicherheit in dem Kraftangriff besteht, welche über die exzentrische Beanspruchung dieser Druckglieder keinen Zweifel übrig läßt. Versuche mit solchen Hohlkörpern sollten hierüber Klarheit schaffen.

Für die Erkenntnis dieser Frage in der deutschen Wissenschaft sind die Versuche kennzeichnend, welche nach dem Entwurf von Prof. Mörsch in dem Forscherheft 166/69 der deutschen Industrie von Bach und Graf beschrieben worden sind. Bei diesen Versuchen ist man bis auf einen Bügelabstand vom 3,2-fachen Durchmesser der Längseisen, also  $x = 12$  oder den vierten Teil von dem herabgegangen, was in den Vorschriften angegeben ist, und jedes einzelne Längseisen wurde nach der Richtung hin, in welcher es ausweichen könnte, verankert. Wir finden die Querschnitte dieser Versuche in der Abb. 2 dargestellt vor. Wir wollen nun zunächst untersuchen, wie weit der Bügelabstand auf die Ausnutzung der Längseisen von Einfluß ist. Die Frage wurde dem Versuchsprogramm des Österreichischen Eisenbetonausschusses angeschlossen, welches von Prof. Dr. Rinagl und dem Schreiber dieses bearbeitet wird, und welches der Frage der Umschnürung gewidmet ist. Nachdem diese Arbeit noch nicht abgeschlossen ist, so können wir nur auf die spätere eingehende Veröffentlichung verweisen, während hier nur diese Teilfrage kurz behandelt werden soll. Für die erstere sind hauptsächlich exzentrische Versuche in Aussicht genommen, wie sie für ein Druckglied einer Bogenbrücke in Betracht kommen. Dies erklärt auch den gewählten Querschnitt der Versuche mit einem Rechteck. Die Abmessungen wurden in Anlehnung an die Verhältnisse gewählt, wie sie bei der Bogenbrücke in Chippis in der Schweiz Verwendung gefunden haben<sup>2</sup>. Die an der Technischen Hochschule in Wien von Prof. Rinagl gemachten Versuche zeigten eine 3½fache Verkleinerung. In der Wirklichkeit wurden dort zur Längsbewehrung  $\varnothing 35$  mm verwendet und ein Abstand der Bügel von 300 mm eingehalten, so zwar, daß ein Abstand mit dem 8,6fachen Durchmesser eingehalten wurde. Wir haben vier damit zusammenhängende Versuche ausgeführt (Abb. 1) I<sub>1</sub>, I<sub>2</sub>, II<sub>1</sub>, II<sub>2</sub>.

In den beiden Fällen wurde gleichzeitig ein Körper aus Beton (I) und Eisenbeton (II) von denselben Abmessungen hergestellt und in ganz gleicher Weise betoniert. Es geschah dies mit Rücksicht auf den Bogen liegend. Es wurde ein flüssiger Beton verwendet, entsprechend der heutigen Praxis und mit Rücksicht auf die Versuche mit umschnürten Körpern bei welchen viel leichter eine Gleichmäßigkeit zwischen Würfel und Säule zu erzielen ist.

In dem Versuch II<sub>1</sub> wurden Längseisen  $\varnothing 22$  mm mit Bügeln im Abstand von 20 cm, also etwa in demselben Verhältnis wie im Bogen von Chippis angeordnet, bei dem Versuch II<sub>2</sub>  $\varnothing 20$  mm und einem Bügelabstand von 14 cm, also bis auf das 7fache herabgegangen.

Wir finden eine Darstellung der Einzelheiten der hier in Betracht gezogenen Versuche jeweilig bei den Abbildungen, welche die Ergebnisse enthalten. Wir sehen, daß auch bei den Versuchen mit reinem Beton eine leichte Armierung verwendet wurde, mit 0,13% Querbewehrung

<sup>2</sup> Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Band VII, Seite 508, Abb. 895.

<sup>1</sup> Siehe Beton und Eisen 1928, Heft 3, Seite 42, Abb. 6.



und 0,12% Längsbewehrung, um irgendwelche Ungleichmäßigkeiten im Beton einzuschränken. Die geringe Bewehrung kann so auf die Gesamtfestigkeit keinen Einfluß haben. Trotzdem werden wir auf einen ungünstigen Einfluß

ist. Der zweite Versuch zeigt wohl eine etwas größere Ausnutzung. Die Größe „n“ ist zwischen 5 und 8 ausgewiesen. Diese Veröffentlichung geschieht, um zu einer eingehenden Untersuchung dieser Frage anzuregen, welche große Mittel erfordert.

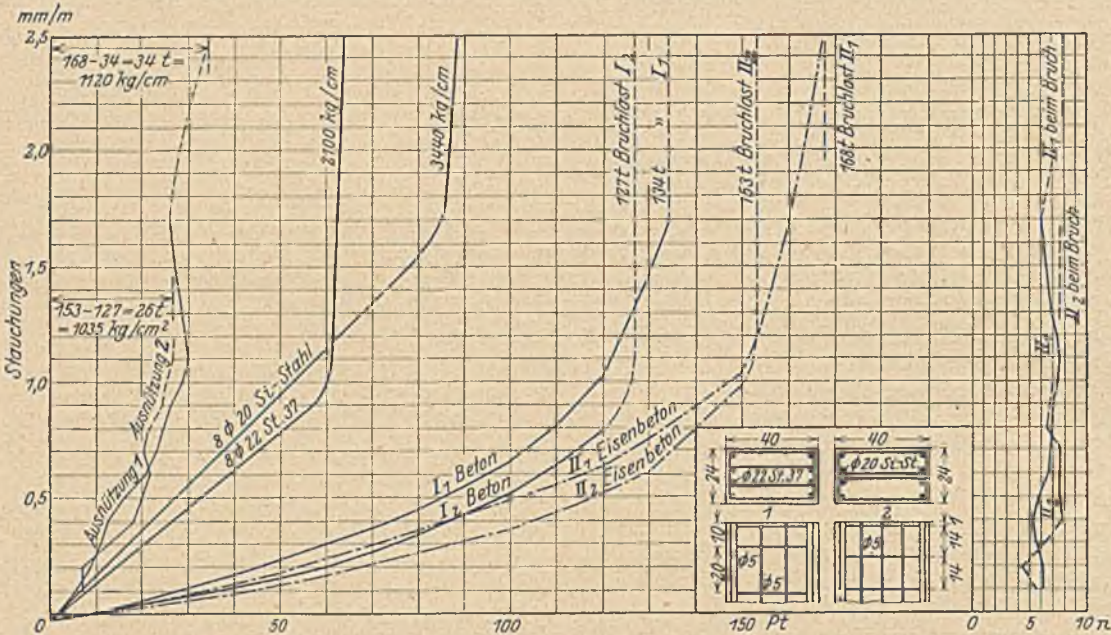


Abb. 1. Versuche des österr. Eisenbeton-Ausschusses aus dem kommenden Heft XII der Berichte.

der Längseisen in dieser Anordnung späterhin zu sprechen kommen. Der Versuchsvorgang bestand nun darin, daß man von dem Betonkörper und dem sonst gleichen Eisenbetonkörper den Verlauf der gesamten Stauchungen bestimmt hat. Dieser, auf dem von mir in Beton und Eisen 1908 aufgestellten Additionsgesetz aufgebaute einfache Vorgang findet sich sonst in der Literatur nirgends gewürdigt vor. Hierbei kommt ein ganz kleiner Querschnittsunterschied in Betracht, welcher durch das Volumen der Längseisen entsteht und welcher der

Stuttgarter Versuchen wie bereits erwähnt ein Schlankheitsverhältnis von 3,2 und 4,4, wobei die stärkste Querbewehrung 0,43% gegen 0,59% bei der schwächeren Längsbewehrung sich angeordnet findet. Der Unterschied ist so klein, daß die Querbewehrung als gleich angesehen werden kann. Wenn wir die Sorgfalt in Betracht ziehen, welche alle Versuche des Laboratoriums in Stuttgart kennzeichnet, so müssen wir diese Versuche als das Maximum einer guten Verbindung von Längseisen durch Bügel im Beton bezeichnen.

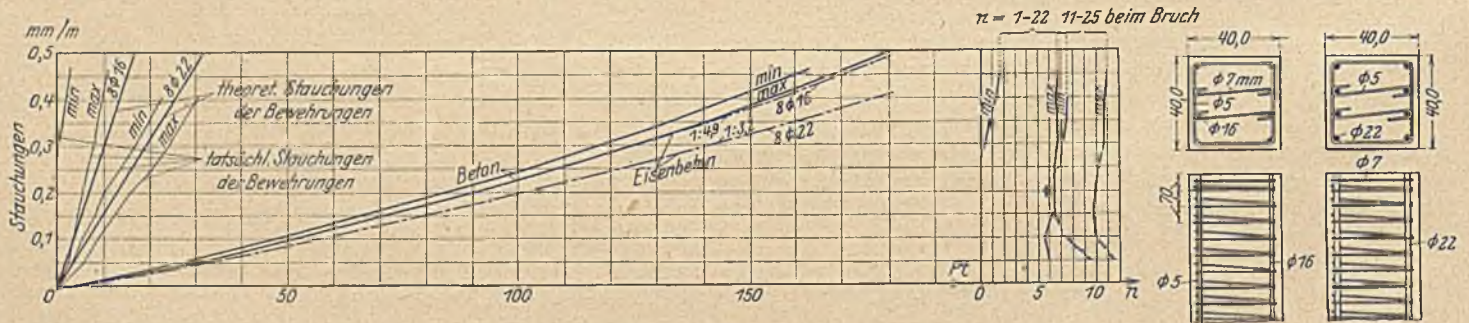


Abb. 2. Versuche von Bach und Graf aus den Forscherarbeiten Heft 166-169.

formalen Genauigkeit wegen berücksichtigt worden ist. Die beiden Kurven ergeben jeweilig für dieselbe Stauchung den Belastungsaufwand für Beton allein und für Eisenbeton.

Wir können somit mit jener Genauigkeit die Mitwirkung des Eisens bestimmen, soweit die Ungleichmäßigkeiten des Betons es erlauben. Wir können ferner die jeweilig im Beton und Eisen auftretenden Spannungen ermitteln und sind somit auch in der Lage, den Verlauf der Größe „n“ in allen Belastungsstufen kennen zu lernen. Diese Ergebnisse finden sich für die beiden Versuchspaare in der Abb. 1 dargestellt vor, wovon das eine II<sub>1</sub> mit Längseisen  $\varnothing$  22 mm St. 37 mit 3,2%, das andere, II<sub>2</sub> mit  $\varnothing$  20 mm Si-Stahl mit 2,62% armiert worden ist. Der Prozentsatz der Bewehrung ist also annähernd derselbe wie in Chippis, wo er 3% gewesen ist. Für die Querbewehrung finden wir bei dem ersten Versuch 0,17%, für den zweiten Versuch 0,31%, ohne daß zwischen den beiden Versuchen ein wesentlicher Unterschied im Verlauf zu verzeichnen

wie sie sich in der Praxis nur selten vorfindet. Wir sind daher nicht weiter überrascht zu lesen, daß diese schwache Längsbewehrung voll ausgenutzt worden ist. Die dort verwendeten Längseisen waren von einer außerordentlichen Güte, ihre obere Stauchgrenze wird für  $\varnothing$  22 mm mit 3754, für  $\varnothing$  10 mm mit 3680 kg/cm<sup>2</sup> angegeben. Es muß unter diesen Umständen überraschen, daß der Vergleich der Mittelwerte der Beton mit den Eisenbetonsäulen sogar eine Überschreitung dieser Werte als Ausnutzung auf 4230 bzw. 3850 kg/cm<sup>2</sup> ergibt (siehe unten), welcher sich nur dadurch erklären läßt, daß der zur Herstellung der Eisenbetonsäulen verwendete Beton gleichmäßig besser war, weil diese Säulen liegend gestampft wurden, während die zu Vergleichszwecken dienenden reinen Betonsäulen stehend hergestellt worden sind. Wir finden in dem Forscherheft aber mit der dem Laboratorium in Stuttgart eigenartigen Gründlichkeit außer Würfelversuchen auch noch Betonprismen untersucht vor, welche ebenso liegend hergestellt



wurden wie die Eisenbetonsäulen. Nachdem sich nicht nur von den Säulen, sondern auch von diesen Betonprismen die Stauchungskurven angegeben vorfinden, die übrigens schon übereinstimmen, so haben wir eine gute Gelegenheit zu weiteren Vergleichen, welche nur dadurch beeinträchtigt werden, daß alle diese Messungen im Beton nur auf die zulässigen Lasten beschränkt bleiben und so eine volle Übersicht bis zum Bruch vermissen lassen, auf welche ich bei meinen Versuchen immer großes Gewicht gelegt habe, um den Verlauf der Addition bis zum Bruch zu verfolgen.

Wir finden die durchschnittliche Würfelfestigkeit des Betons mit  $225 \text{ kg/cm}^2$  angegeben vor und berechnen daraus die Säulenfestigkeit mit  $0,8 \times 225 = 180 \text{ kg/cm}^2$ , gegenüber der tatsächlich bei den Säulen im Mittel mit denselben Abweichungen von  $\pm 10\%$  nachgewiesenen  $173 \text{ kg/cm}^2$ . Die von Bach aufgestellte Regel über das Verhältnis vom Würfel zur stehend hergestellten Säule ist also soweit allgemein zutreffend, daß ich es unterlasse, die Würfelfestigkeit bei unseren Versuchen neuerdings anzuführen. Ein großer Wert ist dieser Würfelfestigkeit auch deshalb nicht beizumessen, weil diese Festigkeit des Betons hier wie immer eine Schwankung von  $\pm 10\%$  zeigt und sich immerhin die Möglichkeit ergibt, daß zwischen Würfel und Säule ein Unterschied von fast  $20\%$  bestehen könnte, ein Unterschied, welcher jede feinere Untersuchung wertlos macht, weil die Abweichungen, welche wir suchen, innerhalb der  $20\%$  verschwinden müssen. Ich lege daher auf diese Untersuchung mit Würfeln, soweit es sich um Vergleiche mit Beton, welcher nicht vollständig gleichzeitig und mit derselben Mische hergestellt worden ist, keinen allzugroßen Wert. Dieselbe kann sogar irreführen, wie dies auch im vorliegenden Fall gewesen zu sein scheint, wobei nicht übersehen werden soll, daß die hier besprochenen Versuche für die hier gemachte Untersuchung nicht bestimmt waren.

Die Übereinstimmung zwischen den Würfeln und den aufrecht gestampften Säulenformen ist wohl die übliche, anders ist aber ihr Verhältnis zu den liegend gestampften Prismen und den Eisenbetonsäulen. Die ersten haben eine durchschnittliche Festigkeit von  $210 \text{ kg/cm}^2$  gezeigt und haben somit bewiesen, daß der so hergestellte Beton durchschnittlich um  $17\%$  fester ist als die aus den Würfeln bestimmte Säulenfestigkeit bzw. die Säulen vermuten lassen. Es beweist dies neuerdings, daß die liegend hergestellten Säulen einen besseren Beton besitzen und daß somit die Säulen aus Eisenbeton nicht durch die Festigkeit der stehend betonierten Betonsäulen von im Durchschnitt  $173 \text{ kg/cm}^2$ , sondern durch die der Prismen von  $210 \text{ kg/cm}^2$  gekennzeichnet erscheinen<sup>3</sup>. Es geht also in diesem Falle nicht an, die Ausnutzung der Eisen in den Eisenbetonsäulen aus den Versuchen und den Betonsäulen verlässlich abzuleiten.

Zur Klarlegung der Frage wollen wir die Ergebnisse des Forscherheftes von Bach und Graf kurz wiederholen und dabei nur den Umstand in Betracht ziehen, daß ein und derselbe Beton, welcher dem Unterschied zwischen Säulen und Prismen entsprechen dürfte, gewissen Schwankungen ausgesetzt ist. Nach dieser Auffassung findet sich in der Abb. 2 für die zwei Eisenbetonversuche für die dort beobachtete Strecke der zulässigen Lasten nur eine einzige Kurve dargestellt vor. Der Einfluß der Armierung hat genügt, um eine derartige Gleichmäßigkeit herzustellen, daß zu ihrer Kennzeichnung der Mittelwert der drei Versuche hinreicht, indem die Abweichung der beiden anderen Versuche zu gering ist, um sie zeichnerisch darzustellen. Bei den Betonversuchen jedoch genügt ein Mittelwert nicht. Um einen Maßstab für die Mitwirkung des Eisens zu besitzen, wollen wir daher die Stauchungskurve des Betons nicht in einer einzigen Linie darstellen, sondern die beiden Grenzfälle, innerhalb welcher sich seine Stauchung abspielt. Ausgehend von diesen beiden Linien finden wir nun neuerdings die Wirkung des Eisens ermittelt und die sich daraus ergebende Zahl „n“ eingetragen vor. Wir

erschen aus der Abb. 2, daß bei den Versuchen mit dem  $\varnothing 22 \text{ mm}$  und der stärkeren Verbügelung bei einer Schlankheit von 3,2 eine Ausnutzung des Eisens eingetreten ist, welche mit der theoretischen Wirkung nahezu übereinstimmt.

Bei dem Vergleich der Mittelwerte der Bruchlasten ergibt sich, daß die mit  $\varnothing 22 \text{ mm}$  bewehrten Säulen  $404,7 \text{ t}$  getragen haben. Verglichen mit dem gleichen Mittelwert bei den Betonsäulen, ergibt sich ein Überschuß von  $276 \text{ t}$ , der vom Eisen herrührt und mit  $n=25$  eine höhere Spannung von  $4230 \text{ kg/cm}^2$  wie die Stauchgrenze voraussetzen würde. Legen wir dem Vergleich die Prismen von  $210 \text{ kg/cm}^2$  zugrunde, so beträgt der Überschuß  $69 \text{ t}$ , entsprechend  $2260 \text{ kg/cm}^2$  und  $n = 11$ . Die mit  $\varnothing 16 \text{ mm}$  bewehrten Säulen haben im Mittel  $338 \text{ t}$  getragen. Verglichen mit den Betonsäulen ergibt sich ein Überschuß von  $62 \text{ t}$ , welcher mit einem  $n = 22$  einer Eisen-Spannung von  $3850 \text{ kg/cm}^2$  entsprechen würde, welche neuerdings größer als die Stauchgrenze des betreffenden Eisens wäre. Legen wir aber einen Vergleich mit den Prismen zugrunde, so beträgt der Überschuß nur  $2,3 \text{ t}$  oder  $n = 1$ , entsprechend  $143 \text{ kg/cm}^2$ , wobei nicht übersehen werden darf, daß die letzteren Angaben viel mehr Wahrscheinlichkeit für sich haben.

Bei den schwächer bewehrten Versuchen mit  $16 \text{ mm } \varnothing$  und  $4,4$ fachem Abstand ist unter Zugrundelegung der Prismenfestigkeit bzw. des Verlaufes (Abb. 2) der niedrigeren Betonkurve dieses Ergebnis der Versuche von Bach und Graf bereits in voller Übereinstimmung mit den von mir ausgeführten Versuchen. Auch hier tritt eine starke Abweichung von der theoretischen Wirksamkeit der Eisen ein, wenn man nach der tatsächlichen Zusammendrückung auch die volle Ausnutzung derselben zugrunde legt. Bemerkenswert ist, daß sich diese Erscheinungen bis zum Bruch fortsetzen und die Größe „n“ etwa 5 beträgt, wie ich dies bereits in Beton und Eisen 1908 dargelegt habe.

Um das vorgelegte Material noch weiter zu ergänzen, sei auf die Arbeiten Rudloffs<sup>4</sup> und auf das Forscherheft VIII aus dem Gebiete des Eisenbetons<sup>5</sup> verwiesen. Aus dem letzteren sollen zwei Versuche angeführt werden.

Diese Säulenversuche wurden auf Grund eines von mir 1901 aufgestellten Programmes im Jahre 1902 von drei Wiener Firmen ausgeführt, als die Veröffentlichungen Considères über die Umschnürung noch nicht erschienen waren. Die Säulen sind dann an der Technischen Hochschule in Wien aus Gründen, die mit der Sache selbst nichts zu tun hatten, fünf Jahre liegen geblieben und wurden schließlich von mir nach Stuttgart geschickt und von Prof. C. von Bach untersucht. Diese Versuche haben nicht nur ein historisches Interesse über die damalige Auffassung des Wertes der Verbügelung, sondern haben insbesondere dadurch Bedeutung, daß es sich dabei um einen alten, sehr festen Beton handelt, von über  $300$  bis  $400 \text{ kg/cm}^2$  Festigkeit, und um Versuche, bei welchen nicht nur eine Verbügelung in großen Abständen, sondern auch eine starke Bewehrung Verwendung gefunden hat, weil ich von allem Anfang an für Druckglieder einer Bewehrung mit Walzeisen den Vorzug gegeben hatte. Das Ergebnis zweier Versuche findet sich in der Abb. 3. Es ist dies einerseits ein Eisenbetonkörper mit Bügeln, welche über Eck angeordnet worden sind und deren Abstand wohl recht unregelmäßig im Durchschnitt mit  $44 \text{ cm}$  war. Verglichen mit dem Durchmesser der Längseisen ergibt sich somit ein Schlankheitsverhältnis von 16, also weit mehr, als die deutschen Vorschriften heute erlauben und ebenfalls, als die Praxis mit Bezug auf die kleinste Querabmessung für zulässig ansieht. Der Versuch sollte zeigen, wie weit man mit dem Bügelabstand gehen kann, ohne die Mitwirkung der Eisen zu gefährden. Wir finden in der Abb. 3 außer der Stauchungskurve des Eisenbetons jene der beiden gleichzeitig hergestellten Betonprismen dargestellt vor und sind also in

<sup>4</sup> Deutscher Ausschuß f. Eisenbeton Heft 5, 21 und 28.

<sup>5</sup> Forscherheft VIII: „Versuche mit Säulen aus Eisenbeton und einbetonierten Eisensäulen“, Berlin, Verlag Ernst u. Sohn, 1908.

<sup>3</sup> Siehe Beton und Eisen 1917 S. 272 rechts oben.



die Lage versetzt, die Wirksamkeit der Längseisen und den zugehörigen Verlauf der „n“-Kurve zu ermitteln. Wir sehen, daß dieser Verlauf neuerdings eine Übereinstimmung mit unseren jüngsten Versuchen zeigt, trotzdem derselbe nach

Armaturen zur Bewehrung von Druckgliedern konnte ich wiederholt insbesondere bei Gußeisen nachweisen.

Es ist dies ein deutlicher Beweis, daß unsere Berechnung von Säulen und Druckgliedern mit  $n = 15$  überhaupt auf unrichtigen Voraussetzungen der Rechnung aufgebaut wird, welche durch Versuche nicht aufgedeckt werden, bei denen sich die Wirkung des Längseisens innerhalb der Fehlergrenze des Betons befindet.

Besonders deutlich kommt dies bei den Versuchen von Rudeloff zur Anschauung, von denen neuerdings hervorgehoben werden soll, daß sie für diese Aufgabe nicht bestimmt waren, welche man einfach für etwas Selbstverständliches ansah. Die Unbrauchbarkeit des Vergleichs von reinen Betonsäulen und jenen von Eisenbeton ergibt sich schon daraus, daß alle seine Versuche nicht in einem geschlossenen Raum von gleichmäßiger Temperatur, sondern im Freien hergestellt worden sind, manchmal in Temperaturen unter  $+ 4^\circ \text{C}$ , ohne die Temperatur des Mischgutes zu bestimmen, und zwar ein, höchstens zwei Versuche an einem Tag. Nachdem außerdem durchwegs erdfechter Beton verwendet wurde, also die Gleichmäßigkeit der Stampfung eine wichtige Rolle spielt, so kann

man wohl sagen, daß zwischen dem verwendeten Beton Unterschiede herrschen müssen, welche größer wie  $\pm 20$  sein können, während die Festigkeit der Längseisen bei voller Ausnutzung 13% betragen würde. Man darf sich unter diesen Umständen nicht wundern, wenn wir in Heft 5 der Ber. d. Deut. A. f. Eisenbeton den Nachweis aus den Versuchen Nr. 1, 9, 10 und 11

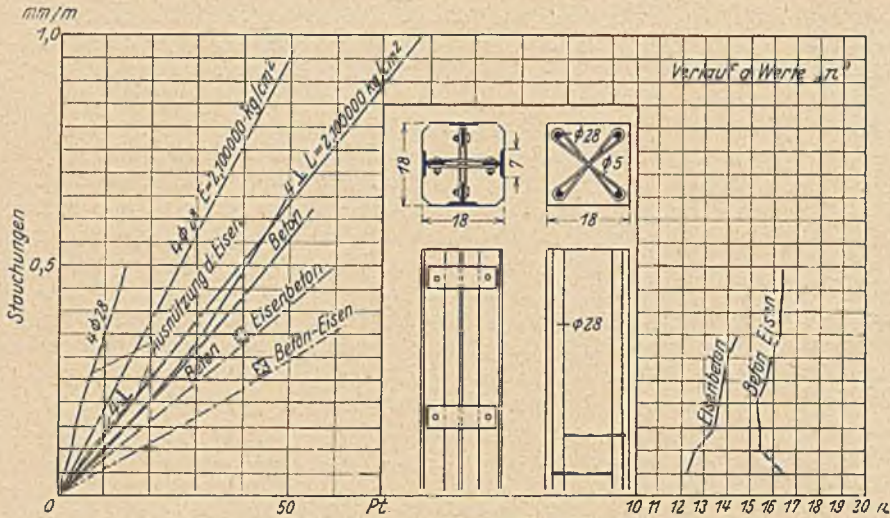


Abb. 3. Versuche aus Forscherarbeiten aus dem Gebiete des Eisenbetons Heft VIII.

unseren Begriffen überhaupt keine brauchbare Verbügelung besitzt, und daher die Richtigkeit des Ergebnisses vorausgesetzt, zur Schlußfolgerung Anlaß gibt, daß, wenn die Bügel nicht ganz dicht angeordnet sind, sie mit Bezug auf die Mitwirkung der Eisen keine nennenswerte Verbesserung hervorbringen. Der zweite, in der Abb. 3 dargestellte Versuch ist eine

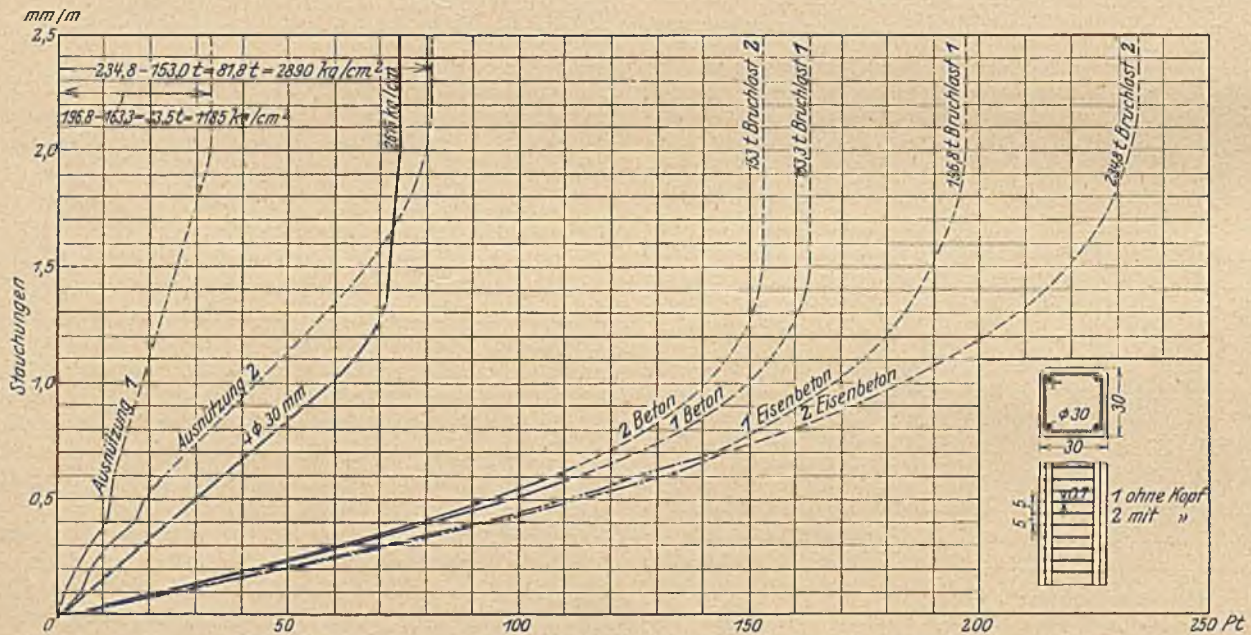


Abb. 4. Versuche aus Heft 21 des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton.

von den vielen einbetonierten Eisensäulen, welche ich auf meine Kosten untersucht habe, nur mit der Aussicht, daß man bei späteren ausführlichen Arbeiten es für gut finden möge, der gegebenen Anregung zu gedenken. Auch für diese besteht ein Parallelversuch des dabei verwendeten Betons auf Grundlage der Angaben des Stuttgarter Laboratoriums. Wir sehen, daß bei dieser Anordnung eine Vollaussnutzung des verwendeten Eisens so genau eingetreten ist, daß sich beide Linien fast decken und beweisen, daß die Eisensäule und der umschließende Beton als ein statisches Ganzes auf Grund des Additionsgesetzes zusammengearbeitet haben. Die Größe  $n$ , von der man behauptet, daß sie bei altem Beton kleiner wird, ist diesmal wesentlich größer. Diese bessere Mitwirkung von steifen

erbringen können, daß eine Betonsäule durch Armierung an Tragfähigkeit einbüßt! Die Behinderung in der Betonierung durch Armaturen kommt deutlich zum Ausdruck, indem die dichten Armaturen als Regel einen schlechteren Beton erwarten lassen. Dann gibt es aber Fälle in seinen Versuchen, wie im weiter unten besprochenen Versuch Nr. 2 aus Heft 21, wo das Eisen eine größere Tragfähigkeit ergibt, als es allein zu leisten imstande wäre. Das benutzte Schlankheitsverhältnis ist  $1:7$  d, also  $1/7$  gegenüber der Vorschrift.

Bekanntlich haben andere Unregelmäßigkeiten zu einer ausführlichen Untersuchung des Einflusses der Kopfform Anlaß gegeben, die sich im Heft 21 vorfindet. Dadurch ergab sich eine größere Sorgfalt, die es uns erlaubt, zwei Versuchspaare



einmal mit, das andere Mal ohne Kopf zum Vergleich herauszugreifen (Abb. 4). Bei dem Versuchspaar 1 sehen wir dieselben mehrfach nachgewiesenen Erscheinungen der mangelhaften Ausnutzung der Eisen, während bei dem Versuchspaar 2 anscheinend ein zu schwacher Beton mit einem festeren Eisenbeton zusammenkommen. Dies ist auch daraus ersichtlich, daß bei Vergleich der Bruchlasten sich die Wirkung in einer Höhe ergibt, welche über die nachgewiesene Fließgrenze der Eisen hinausgeht, also etwas Unmögliches darstellt, während das Versuchspaar 1 auch beim Bruch die sonst nachgewiesene Ausnutzung des Eisens ergibt. Daß dies trotz der dichten Verbügelung möglich war, gibt zu denken, sofern da nicht wieder andere Ursachen daran Schuld sind. Bei Abb. 4 und bei allen übrigen Darstellungen ist die nachgewiesene Ausnutzung voll ausgezogen und dann die Verbindungskurve mit der Ausnutzung beim Bruch strichliert eingezeichnet. Diese letzte kennzeichnet sich also als eine bloße Annahme, welche in dem letztgenannten Falle, weil der Endpunkt nicht stimmt, in ihrer Gänze unrichtig ist. Was schließlich das Heft 28 anlangt, so ist neuerdings die Versuchsdurchführung durch vier Monate hindurch ausgedehnt worden und keine Möglichkeit vorhanden, Vergleiche zwischen Beton- und Eisenbetonsäulen zu ziehen. Es würde zu weit führen, die dabei auftretenden Unregelmäßigkeiten darzulegen und eingehend zu begründen.

Wir können nach dem hier vorgelegten Material den Umstand als hinreichend erwiesen ansehen, daß Rundeisen ohne eine entsprechende Verbügelung keine hinreichende Ausnutzung ergeben. Wir müssen uns nunmehr fragen, wie es möglich ist, daß dieselben bei einer Belastung von allem Anfang an nicht jene Tragkraft aufweisen, wie sie der nachgewiesenen Zusammendrückung auf Grund der vorhandenen Materialeigenschaften entspricht und woher diese Abweichung stammt. Die Knickerscheinungen, welche in einem späteren Stadium der Belastung auftreten, kommen anfangs nicht in Frage. Wenn also die Eisen tatsächlich jene Zusammendrückung aufnehmen, welche wir an der Säulenoberfläche messen, so müßte die volle Wirkung da sein. Ihr Ausbleiben kann nur durch ein seitliches Ausweichen erklärt werden, welches durch die Querdehnung des Betons ausgelöst wird, und so die Längseisen verhindert, die ihnen zugewiesene Kraft aufzunehmen.

Eingehende Erwägungen, die hier anzuführen zu weit führen würde, lassen eine Loslösung der Längseisen, also ein Hineinpressen in die Ausgleichsschicht bei den Säulenden nicht als maßgebende Ursache erscheinen.

Wenn wir uns nochmals den im vorangehenden ermittelten Verlauf typisch vor Augen führen wollen, so zeigt uns die Abb. 5 eine Stauchkurve eines Beton-, eines Eisenbeton- und eines zugehörigen

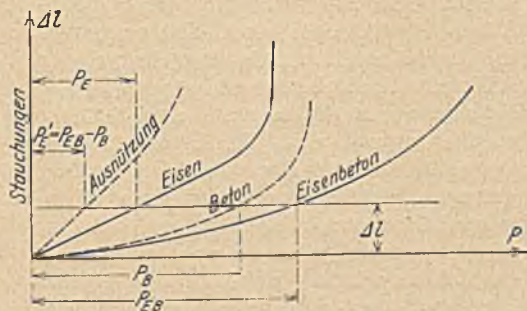


Abb. 5. Typischer Verlauf der Stauchkurven.

den wäre. Tatsächlich zeigt die strichlierte Linie die gefundene Ausnutzung bei Eisenbeton mit der üblichen Verbügelung, welche etwa die Hälfte des vollen Betrages ausmacht. Wenn wir uns die in Betracht gezogenen Körper aus Beton und Eisen und den Verbundkörper aus Eisenbeton um das gleiche Maß  $\Delta l$  zusammengedrückt denken, so bedarf es hierzu beim Beton der Kraft  $P_b$ , beim Eisen  $P_e$  und beim Eisenbeton  $P_{e,b} = P_e + P_b$ . Wenn nunmehr die

Mitwirkung des Eisens  $P_e' = \text{etwa } \frac{P_e}{2}$  beträgt, so kann diese

Kraft im Eisen auch nur die halbe Größe der Stauchung hervorrufen. Nachdem aber die Zusammendrückung tatsächlich gleich ist, so muß die andere Hälfte der Verkürzung der Eisen anderswie erzielt worden sein. Denken wir uns das Netz der Armatur, welches aus Längseisen und Bügeln bzw. Umschnürungen besteht, welche den Betonkern umhüllen, durch die Querdehnung verschoben, so erfährt diese Querdehnung an der Stelle, wo die Querarmatur sich befindet, eine Verminderung, während der Beton zwischen den Bügeln herauszuquellen bestrebt ist. An diesen größeren Querdehnungen wird er durch die Längseisen gehindert, sofern dieselben steif sind und in genügend nahen Abständen von den Bügeln unterstützt werden. Die diesbezüglichen Verhältnisse stellt die Abb. 6 in übertriebener Form dar, bei welcher angenommen ist, daß die Längsbewehrung zunächst mathematisch genau gerade ist, also keinerlei Anfangsexzentrizität besitzt, was selbstverständlich nie zutrifft. Wenn wir uns nunmehr vorstellen, daß der Beton die Längsbewehrung in der dort dargestellten Form heraus-taucht, so ist für deren Mittelquerschnitt die Gleichung der Randspannungen

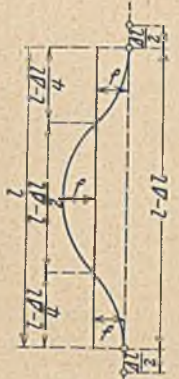


Abb. 6.

$$\sigma_e' = \frac{P_e'}{F_c} \pm \frac{P_e' \cdot 2f}{I} \cdot \frac{d}{2} = \frac{P_e'}{F_e} \left( 1 \pm \frac{df}{2} \right)$$

und ergibt sich die verminderte Tragfähigkeit des Querschnittes  $F_e$ ,

$$P_e' = \sigma_e' F_e.$$

Wir sehen nunmehr, daß bei der Zusammendrückung  $\Delta l$  dieselbe sich zusammensetzt aus  $\Delta l = \Delta l_2 + \Delta l'$ , wobei  $\Delta l'$  von der Stauchung und  $\Delta l_2$  von der Querdehnung herrührt, wie ein von der Querkraft belasteter Stab.

Wenn wir nun annehmen, daß diese Abminderung ein  $\frac{1}{\mu}$  Teil der vollen Ausnutzung ausmacht, so gelangen wir auf Grund einer Näherungsrechnung zu der Gleichung

$$1 = \frac{\Delta l}{\mu} = 2 \sqrt{\left( \frac{1 - \Delta l}{2} \right)^2} + \frac{16}{3} f^2 p^2 = \frac{3}{64} \left( 2 - \frac{\mu + 1}{\mu} \epsilon \right) \epsilon \frac{\mu - 1}{\mu},$$

aus welcher sich ergibt für

$$\frac{\Delta l}{l} = \epsilon \quad \text{und} \quad \frac{f}{l} = p.$$

Wenn wir nunmehr die Stauchung unter einer zulässigen Last entsprechend einer Eisenspannung von  $1000 \text{ kg/cm}^2$  in Betracht ziehen, bei welcher  $\epsilon = 0,0005$  beträgt und annehmen, daß das Eisen mit der Hälfte ausgenutzt werden würde, so ergibt sich für einen Bügelabstand von  $l = 200 \text{ mm}$  und  $\Delta l = 0,1 \text{ mm}$ ,  $p = 0,005$  und somit  $2f = 2 \text{ mm}$ , also eine solche Größe, wie sie durch die Messung nachweisbar wäre. Wir wissen aber aus der Erfahrung, daß das Ausweichen eines Druckgliedes nicht in einer Ebene, sondern wie dies z. B. selbst bei ganzen Eisenbetonsäulen nachweisbar ist, mehr oder weniger schraubenförmig erfolgt, besonders im Bereich der zulässigen Lasten. Wenn wir uns nun eine derartige Raumkurve vorstellen, so bedürfte dieselbe nur eines Ausschlages von  $f = 0,7 \text{ mm}$  in der Mitte zwischen den beiden Bügeln, die wir uns durch die Querdehnung des Betons entsprechend vermindert vorstellen müssen. Um uns über die dabei in Betracht kommenden Ausbiegungen der Längseisen Rechenschaft zu geben, finden wir



in der Abb. 7 die Verhältnisse unseres Versuches II<sub>2</sub> wiederholt vor. Sie stellt einen 25 mm  $\varnothing$  als Längseisen und in Abständen von 140 mm Bügel mit 5 mm  $\varnothing$  vor. Es findet sich dort eine

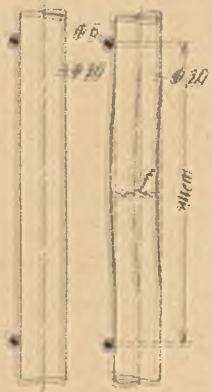


Abb. 7.

Ausbiegung von 2 mm maßstabrichtig dargestellt vor. Eine Ausbiegung in der Form einer Reankurve von 0,7 mm ließe sich nicht mehr zeichnerisch darstellen. Es ließe sich diese Frage bei dem Versuch ohne Schale untersuchen. Es scheint mir sonst nicht wahrscheinlich, daß bei der großen Unregelmäßigkeit der Querdrehung durch eine unmittelbare Messung längs eines Längseisens an verschiedenen Punkten diese Verhältnisse festgestellt werden könnten, welche durch die vorgelegte indirekte Methode in ihrer Wirkung feststeht, nachdem es sich dabei um Bewegungen handelt, welche erstens von dem Hineindrücken des Eisens in Beton und zweitens von der unvermeidlichen Ungeradheit des Stahles abhängig sind. Weiter kommt nun in Betracht, daß das Anliegen der Längseisen an die Bügel kein gleichmäßiges ist, wie ich es bereits in Beton und Eisen 1928 auf Seite 60 Abb. 24 hervorgehoben habe, ohne daß über den Einfluß dieses Umstandes irgendwelche einwandfreie Versuche bestehen. Deutlich werden solche Erscheinungen erst dann, wenn wir uns der Bruchlast nähern; während die Wichtigkeit unseres Nachweises darin liegt, daß wir sie auch bei den zulässigen Lasten ermittelt haben. Bezüglich der ersteren sei auf die Ausführung von I. A. Spitzer im Heft III der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses „Versuche mit Eisenbetonsäulen“ verwiesen. Spitzer gibt dort auf Seite 26 eine Darstellung der Absprennung von Säulenecken durch die Rundeisenarmierung und ihrer Beobachtungen, bei Bruchversuchen. Die Häufigkeit der Erscheinungen bei Säulen, welche Risse an den Ecken zeigen, hat man durch eine ungleichmäßige Zusammenziehung des Betons zu erklären versucht ein Umstand, welcher gewiß auch in Betracht kommt. Bei sonstigen Druckgliedern ist eine solche Erscheinung außer bei der Bogenbrücke in Chippis erst kürzlich gelegentlich des Abbruchs der Schwarzenbergbrücke in Leipzig zu meiner Kenntnis gelangt. Es müssen jedoch noch weitere Beobachtungen vorliegen, die leider der Öffentlichkeit aus Mangel der Erkenntnis ihrer Wichtigkeit vorenthalten werden, wie dies aus einer Bemerkung des Herrn Reichsbahnrats Blunk in Beton und Eisen 1926 auf Seite 33 hervorgeht. Von demselben wird in bis zu einem gewissen Grad zutreffender Weise die Behauptung aufgestellt, daß reine Bogenbrücken gewöhnlichen Eisenbetonbogen vorzuziehen sind, weil die Armaturen Anlaß zu Rißerscheinungen geben, welche die Bewehrung der Zerstörung durch Rauchgase zugänglich machen. Diese Behauptung verlangt naturgemäß die Einschränkung, weil solche Erscheinungen nur dann zu gewärtigen sind, wenn die Längsarmierung keine entsprechende Verbügelung oder Steifheit besitzt, was aber bei den meisten älteren Bauten tatsächlich nicht der Fall war.

Es ergibt sich nun die Frage, welcher Abstand der Bügel soll unter diesen Umständen gefordert werden? Derselbe wird von dem Querschnitt, d. h. von der Steifigkeit der Längsarmatur, abhängig sein. Die Längsarmatur muß instande sein, den auf sie vom Beton ausgeübten Querdruck auf die Oberfläche des Betons gleichmäßig verteilt zu erhalten, ohne sich in der in Abb. 7 dargestellten Weise auszubiegen. Hierbei ergibt sich zunächst der Widerspruch, daß diese Ausbiegung durch die Querdrehung um so weniger schädlich ist, je weiter die Bügel voneinander entfernt sind. Man darf dabei nicht übersehen, daß bei zu großer Bügelentfernung die im Beton unvermeidlich vorhandenen Unregelmäßigkeiten eine ganz ähnliche Verbügelung von schiefen Armaturen herstellen und so im Zusammenhange mit der unzureichenden Geradheit der Armatur ebenfalls zu einer mangelhaften Ausnutzung der Längseisen führen. Wir

können so nur annehmen, daß bei dem Überschreiten einer bestimmten Entfernung kein weiterer Abfall der Ausnutzung der Längseisen eintritt, daß aber zu einer vollen Ausnutzung derselben ein bestimmter geringer Abstand vorhanden sein muß, aus welchen die Versuche von Bach und Graf einen Abstand in dem dreifachen Durchmesser der Längsarmierung vermuten lassen, während sie bei den Versuchen von Rudeloff selbst bei einem Bügelabstand kleiner wie der 2fache Durchmesser noch nicht verlässlich vorhanden war, und sonach nur die halbe Wirkung verlässlich auftritt. Der häufigste Fehler, welcher diesbezüglich begangen wird, ist, daß man Druckglieder in einer ähnlichen Weise verbügelt, wie dies im Zuggurt der Balken genügend erscheint. Der Druckquerschnitt verlangt die Verbügelung jedes einzelnen Eisens und seine Verankerung nach einer Richtung, welche die Linie des geringsten Widerstandes für sein Ausweichen berücksichtigt. Diesen Anforderungen entspricht eine Umschnürung weit besser. Ich behalte mir vor, auf diese Frage bei der Veröffentlichung der Versuche des österr. Eisenbetonausschusses ausführlich zurückzukommen. Der hier geführte Nachweis, daß für das Lossprengen der Schale die Längseisen verantwortlich gemacht werden, führt uns noch zur weiteren Ergänzung über die in den Vorschriften enthaltene rechnungsmäßige Vereinfachung, bei umschnürten Querschnitten nur den umschnürten Kern in Rechnung zu stellen. Dies führt vielfach zur Auslegung, als ob bei umschnürten Querschnitten nur der Kern als tragfähig anzusehen wäre, und die Verbindung mit der Schale eine äußerst geringe sei, während gerade umgekehrt die Verbindung zwischen Schale und Kern bei umschnürten Säulen eine besonders verlässliche ist. Von dieser Tatsache kann sich jeder Fachmann auch ohne Versuch nur auf Grund der Überlegung überzeugen, daß das Abfallen der Schale durch die Querdrehung hervorgerufen wird und durch die von der Querdrehung erzeugten Bewegungen der Längseisen. Die Umschnürung verhindert die bleibende Querdrehung und setzt die federnde Querdrehung wesentlich herab. Sie hindert die Längseisen, sich auszubiegen und den dazwischenliegenden Beton, hervorzuquellen. Nachdem also die Kräfte beseitigt oder vermindert werden, welche das Absprennen der Schale hervorrufen, ist es selbstverständlich, daß der Zusammenhang ein verlässlicherer sein muß als bei gewöhnlichem Eisenbeton.

Ich verweise auf ein jedermann leicht zugängliches Bild in Beton und Eisen 1917, Seite 17, wo sich im Bilde „h“ eine Säule aus umschnürtem Gußeisen dargestellt vorfindet, welche also viel größere Kräfte aufnehmen mußte, als dies bei umschnürten Säulen ohne solchen druckfesten Kern möglich ist. Dieselben sind bei 170-190 t gebrochen<sup>6</sup> und haben dementsprechend etwas früher die Schale abgeworfen, während sich bei umschnürten Gußeisen eine Bruchlast von 960 t ausgewiesen findet. Die Schale ist aber bei 960 t, also unter der 7fachen Last noch nicht abgefallen. Es wurde vielmehr bei 960 t eine Pause für die Lichtbildaufnahme gemacht und während dieser Zeit während einer Neubelastung ist die Schale in zwei Stücken abgefallen. Besonders überzeugend sind Versuche mit Umschnürungen ohne Längseisen. Ein in der Abb. 1 dargestellter Versuch I hat 131 t getragen. Derselbe wurde mit einer Umschnürung von 0,5% ohne Längseisen ausgeführt und hat eine Bruchlast von 193 t oder 60% mehr getragen, und kann so ein Versuch jedermann empfohlen werden, der sich aus eigener Anschauung eine Meinung bilden will. Die dabei erzielte wesentliche Erhöhung der Betonfestigkeit durch die Umschnürung ergab auch den Beweis für die Richtigkeit der im Heft XI der Berichte des österr. Eisenbetonausschusses dargelegten Auffassungen über die Größe der Wirkung der Umschnürung, und gab auch Gelegenheit, jene Größe zu bestimmen, bis zu welcher ein kleines einbetoniertes Eisen in Beton überhaupt gestaut werden kann. Wie bereits bemerkt, haben die reinen Betonversuche eine leichte Bewehrung erhalten, welche

<sup>6</sup> Siehe Beton u. Eisen 1916, S. 223.



bei der Ermittlung der Betonfestigkeit keine Störung verursacht hat. Sobald wir aber zu jenen Stauchungen hinaufgehen mußten, welche wie in dem erwähnten Fall mit einer Bruchlast von 193 t verbunden waren, machte sich das kleine 5-mm-Längseisen in der Ecke, welches zum Zusammenhalt der Bügel diente, in unangenehmer Weise bemerkbar. Bei einer Stauchung der Gesamtsäule von 1,2 mm für den laufenden Meter unter einer Last von etwa 175 t, entsprechend etwa der Fließgrenze, hat dieses Eisen die Ecken aller jener Versuchskörper regelmäßig ausgesprengt.

In den dem Versuchswesen fernstehenden Kreisen, wozu leider bis heute die große Mehrzahl unserer Fachkollegen zählen, welche nicht nur vom Kontrollbalken, sondern von jeder Versuchseinrichtung nur gezwungen und nicht aus der Erkenntnis ihrer Wichtigkeit Gebrauch machen, setzt man sich über alle diese Bedenken mit dem Bewußtsein hinweg, daß jede auf dem Zeichentisch getroffene Annahme im Rahmen der zulässigen Lasten gut genug ist und daß solche Vorkehrungen, wie insbesondere die Bügel, nur bei Bruchlasten eine Rolle spielen. Diese Kollegen interessieren sich für das Verhalten über die zulässige Last hinaus gar nicht. Dieser Auffassung muß auf Grund des Gesagten an der Hand der Abb. 8 deshalb

rechnungsmäßigen  $60 \text{ kg/cm}^2$  eine tatsächliche Inanspruchnahme des Betons von  $77 \text{ kg/cm}^2$  entspricht und der Anteil des Eisens an der Tragkraft nahezu  $\frac{1}{3}$  dessen beträgt, was wir rechnungsmäßig annehmen. Der Unterschied ist daher größer, als man gemeinhin annimmt, und ich habe bereits in Beton und Eisen 1908 auf Seite 309 auf diese Umstände aufmerksam gemacht.

Ich habe eingangs bereits hervorgehoben, daß diese Unterschiede bei leicht belasteten und schwach bewehrten Säulen des Hochbaues ohne Belang sind. Die Verhältnisse liegen wesentlich anders im Gebiete des Brückenbaues, und da wäre es nötig, Vorkehrungen zu treffen, daß die gutgemeinten Bestimmungen der Vorschriften nicht hinderlich sein dürfen, wirklich Gutes und Einwandfreies zu schaffen. Für außergewöhnliche Bauten muß das selbständige Urteil des Konstrukteurs volles Gewicht haben und darf der Hinweis auf eine Vorschrift das technische Gefühl nicht irreführen, wie eine kürzlich erschienene Abhandlung beweist, bei welcher der Beweis der Überflüssigkeit der Bügel rechnungsmäßig geführt wurde. Gewiß sind die Bügel nicht dazu da, um Hauptspannungen aufzunehmen. Das aufgebogene Eisen hat diese Aufgabe zu übernehmen. Um es aber für diese Aufgabe wirksam zu erhalten, damit es nicht

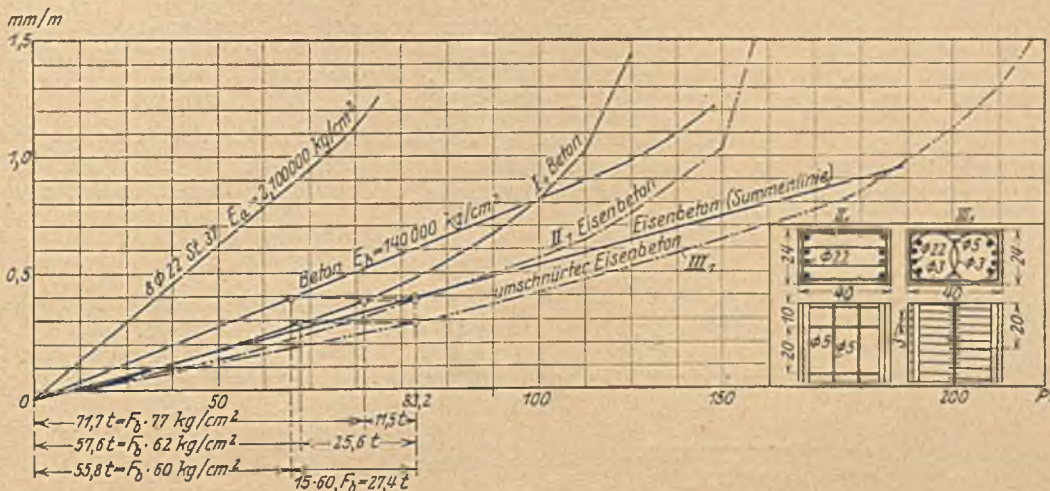


Abb. 8. Versuche des Österreichischen Eisenbeton-Ausschusses.

entgegengetreten werden, weil eine gute Verbügelung ihren Einfluß selbst unter zulässigen Lasten zeigt. Abb. 8 stellt uns neuerdings den Verlauf der Stauchung bei einem Druckglied von Beton und Eisenbeton dar und ist dortselbst sowohl der Verlauf der in Abb. 1 unter II gezeigten Anordnung, als auch der Verlauf eines umschnürten Druckgliedes eingezeichnet worden. In der Abb. 8 finden wir ferner den theoretischen Verlauf für die Eisenarmierung entsprechend  $E = 2100000 \text{ kg/cm}^2$ , für den Beton entsprechend  $E = 140000 \text{ kg/cm}^2$  dargestellt vor, sowie die sich daraus ergebende Summenlinie für Eisenbeton, welche ein  $n = 15$  voraussetzt. Wir sind somit in der Lage, die Unterschiede zwischen dem tatsächlichen Verlauf und unseren rechnungsmäßigen Annahmen im Bereich der zulässigen Spannungen zu überblicken. Wenn wir z. B. von der zulässigen Inanspruchnahme des Betons von  $60 \text{ kg/cm}^2$  ausgehen, so gelangen wir für den besonderen Fall zu einer zulässigen Last von 83,2 t. Wir sind dann imstande, die für diese Last eintretende theoretische Stauchung mit den tatsächlichen Verhältnissen beim Eisenbeton und umschnürten Beton zu vergleichen und die in den drei verschiedenen Fällen eintretende Verteilung auf die beiden Verbundkörper festzustellen. Wir sehen, daß beim gewöhnlichen Eisenbeton den

durch eine Bewegung den Balken in der Achsrichtung zersprengt, bedarf es des Bügels. Eine gleiche Bedeutung kommt demselben im Rahmen eines Druckgliedes zu. Er übernimmt dort keine vertikalen Lasten, und zwar selbst dann nicht, wenn die in der Vorschrift enthaltene Faustregel für die Umschnürung ihm dies zumutet, aber das Längseisen kann seiner Aufgabe nicht entsprechen, wenn die Bügel nicht den Verbund sichern.

Vorbildlich sind diesbezüglich die amerikanischen Vorschriften. Wenn wir die Herausgabe aus dem Jahre 1924 zur Hand nehmen, so finden wir darin zunächst die umschnürten Säulen behandelt vor und als Anhang den gewöhnlichen Eisenbeton. In unseren Vorschriften beweist der umgekehrte Vorgang, daß wir den Eisenbeton als Regel und die umschnürte Säule mit ihrer einwandfreien Verbügelung als Ausnahme ansehen. Bei der amerikanischen Vorschrift mag der Gedanke maßgebend gewesen sein, daß nur eine umschnürte Säule als feuersicher anzusehen ist. Wir müssen demselben hinzufügen, daß sich diese Bevorzugung auch auf die innere Statik eines Druckgliedes ausdehnen läßt, und daß bei schwerbelasteten Säulen sowie bei Druckgliedern für Rahmen und Bogenbrücken ein Eisenbeton mit einer unzureichenden Verbügelung dann nicht in Frage kommen darf, wenn man in der Rechnung eine volle Ausnutzung des Eisens voraussetzt. In diesem Sinne erscheint auch die Praxis zutreffend, welche bei der Berechnung statisch unbestimmter Systeme die Berechnung ohne Rücksicht auf die Armatur durchführt. Ich kann nur mit dem Wunsch schließen, daß diese Frage einer ähnlichen gründlichen Untersuchung bedarf, wie dies in dem mehrfach erwähnten Heft 166/169 von Bach und Graf mit Bezug auf eine andere Frage geschehen ist, und daß dabei insbesondere die Verhältnisse im Brückenbau berücksichtigt werden sollten, sofern man unangenehme Erfahrungen vermeiden will.



### WETTBEWERB FÜR DEN ENTWURF ZU EINER STRASSENBRÜCKE ÜBER DEN SÜDLICHEN TEIL DES HAFENS VON KOPENHAGEN.

Von Prof. Dr.-Ing. K. Pohl, Berlin-Charlottenburg.

(Fortsetzung von Seite 474)

#### 10. „Sydhavnsbro“.

Verfasser: A. S. Hojgaard u. Schultz, Kopenhagen. Mitarbeiter: Ing. Kap. Ernst Nilsson u. Ing. S. Kasarnowsky, Stockholm, Architekt A. Gundlach-Petersen, Kopenhagen.

Abb. 39 a, b, die ohne Unterstützung durch Längs- und Querträger unmittelbar auf den zahlreichen runden Pendelstützen von 40 cm Dmr. aufruhrt. In der Querrichtung betragen die Stützenabstände 3,3 m. Der Längsabstand einer solchen aus 6 Stützen bestehenden Gruppe beträgt 8,5 m, entsprechend der Breite für zwei Eisenbahnnormalprofile. Bei dieser Anordnung beträgt die Bauhöhe also nur etwa 85 cm. In Brückenmitte ist zur Aufnahme wagerechter Kräfte ein stärkerer massiver Betonpfeiler vorhanden.

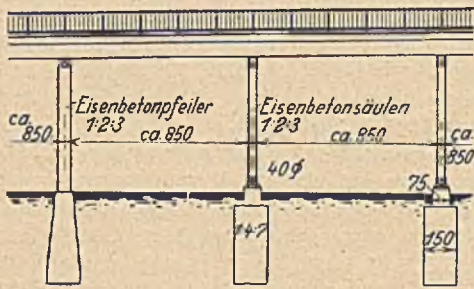


Abb. 39 a. Brücke über dem Bahngelände, Ansicht.

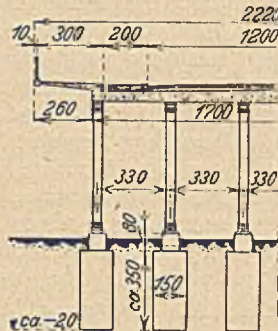


Abb. 39 b. Querschnitt.

Die Linienführung für den Entwurf weicht von dem Plan des Stadtbauamts insofern ab, als Punkt A mit dem westlichen Uferpfeiler der Hafenbrücke gradlinig verbunden ist, so daß die südwestliche Ecke des Gaswerkhafens angeschnitten wird, die Bahn wird durch eine Eisenbetonplattenkonstruktion mit vielen Zwischenstützen überdeckt. Die Rampenbrücken sind Eisenbetongewölbe mit 16 m Pfeilerabstand, der Hafen wird in den festen Öffnungen von Zweigelenkbogen unter der Fahrbahn von 84 m Spannweite überbrückt. In der Durchfahrtsöffnung ist eine zweiflügelige Klappbrücke angeordnet. Alle Tragwerke liegen

Die Rampenbrücken bestehen auf der Seelandseite aus 23, auf der Amagerseite aus 16 Eisenbetongewölben von Halbkreisform, von 14,7 m Lichtweite und 30 cm Stärke, Abb. 40. Die Dicke der Pfeiler am Kämpfer beträgt nur 1,30 m. Um das Hafengelände durch die 22,3 m langen Pfeiler nicht allzu sehr zu verbauen, befindet sich in jedem eine große Öffnung von 11,3 m Länge und 5,8 m Höhe. Die Bogenöffnungen der Hafenbrücke enthalten je 4 Hauptträger in 5,5 m Abstand von 84 m Spannweite, 14,9 m Pfeilhöhe und kreisförmiger Achse, Abb. 41 a. Die Bogen sind einwandig mit 2 m Stegblechhöhe und 40 cm Plattenbreite. Die Fahrbahnposten haben 5,25 m Abstand, unter jedem Pfosten sind alle 4 Bogen durch radial ange-

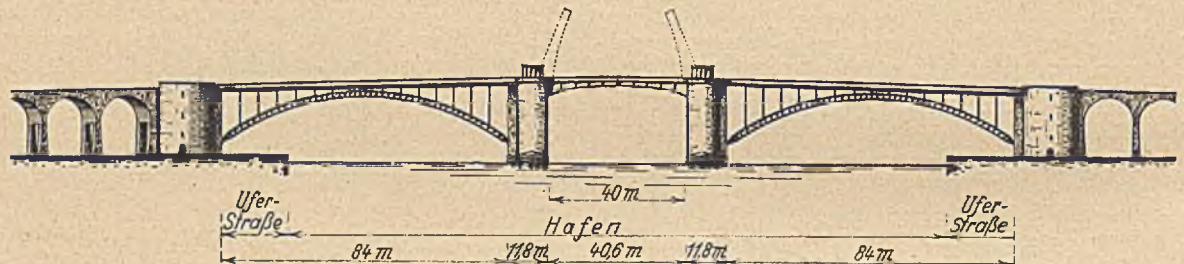


Abb. 40. Übersicht der Hafenbrücke.

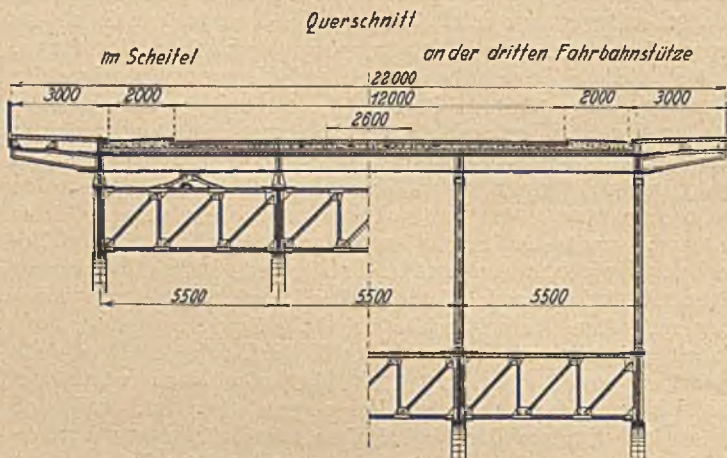


Abb. 41 a. Hafenbrücke, Querschnitt.

ordnete Querverbände kräftig zusammengefaßt, je zwei sind außerdem durch Windverbände an beiden Gurten gekuppelt, deren Knotenpunkte in Feldmitte liegen, die Gurte also wirksam gegen Ausknicken stützen, Abb. 41 b. Das mittlere Feld enthält nur Querriegel. Die Fahrbahnposten sind oben durch genietete Streckgurte verbunden, an die sich die engliegenden Querträger I 50 in 1,75 m Abstand anschließen. Da sie oben und unten mit den Streckgurten bündig liegen, sind sie durch Verbindungsplatten durchlaufend gemacht worden, wodurch das Fahrbahngerippe eine große Steifigkeit erhält, auch die langen Fußwegkonsolen sind auf diese Weise angeschlossen. Die Fahrbahnplatte spannt sich als 17 cm starke Eisenbetonplatte unmittelbar über die Querträger, die Plattendicke erscheint bei einer Spannweite von 17,5

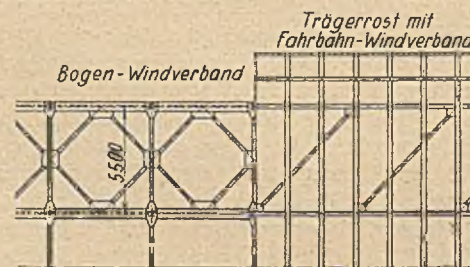


Abb. 41 b. Anordnung der Fahrtrahner.

unter der Fahrbahn. Der Entwurf ist hervorragend durchgeführt und weist viele sehr bemerkenswerte Einzelheiten auf. Um für die Überbrückung des Bahngeländes mit der denkbar geringsten Bauhöhe auszukommen, verwenden die Verfasser eine 17 m breite Eisenbetonplatte von 45-61 cm Dicke,

Meter zu gering bemessen. In den Außenfeldern ist der Trägerrost des Fahrbahngerippes durch Anordnung von Winddiagonalen, die unter drei Querträgerfeldern hinweg die Stützpunkte der Streckgurte mit einander verbinden, zu einem Fahrbahnwiderstand ergänzt.



Die bemerkenswerten Einzelheiten der Klappbrücke sind in den Abb. 42 a—d dargestellt. Die 4 Hauptträger jedes Flügels ruhen in festen Drehachsen, die nicht, wie üblich, auf besonderen Querträgern über dem Klappenkeller aufgelagert sind, sondern unmittelbar von starken, nach der Kellerwand zu abgesteiften Fachwerkstützen getragen werden. Die äußerst kurzen Hinterarme tragen paarweise ein angehängtes Gegengewicht, das durch Parallelogrammführung in lotrechter Lage gehalten wird. In geschlossenen Zustände greift die Spitze der Hinterarme unter eine Verankerung. In der Mitte sind dicht neben den Hauptträgern biegeunfähige Riegel aus Stahlgußkörpern von I-förmigem Querschnitt mit Versteifungsrippen angeordnet, Abb. 42 c, d, deren Mitwirkung bei der Übertragung von Biegemomenten aber nicht in Rechnung gestellt wurde. Für den Antrieb ist an der Unterkante der Klappenträger ein Zahnsegment vorhanden, in das die Antriebsritzel eingreifen. Die Scheitelriegel werden von einer Zahnstange bewegt, die durch einen besonderen Motor mit Kegelrad- und Stirnradvorgelege angetrieben wird.

Die Baukosten betragen 10,6 Mill. Kr. Das Preisgericht stellt fest, daß der Vorteil der freien Fahrbahn bei der Hafensbrücke mit einer unzulässigen Einschränkung der Durchfahrtsbreite erkauft ist. Die Überbrückung des Eisenbahngeländes durch die gewählte Eisenbetonplatte mit Punktstützung ohne Trägerrost, die zahlreicher Zwischenstützen bedarf, wird ebenfalls nicht gutgeheißen. Die ausgezeichnete Durcharbeitung des Entwurfs wird voll anerkannt.

II. „GLAJ“.

Verfasser: Gaston Lejard, Architekt und Ingenieur, Paris.

Der Linienzug schließt sich dem Vorschlage des Stadtbauamtes an, läßt aber am Südufer des Gaswerkhafens einen Streifen für den Verkehr frei. Das Tragwerk soll nur im beweglichen Teil aus Eisen bestehen, alles übrige aus Beton oder Eisenbeton. Die Brücke über dem Bahngelände besteht aus 5 Öffnungen von je 35 m Spannweite mit hochliegenden Bogenträgern, für die Rampen werden zahlreiche Betongewölbe unter der Fahrbahn von 9 m bis 20 m Spannweite vorgesehen, von 10 m Höhe abwärts beginnt die Dammschüttung. Der Hafen wird durch einen gewaltigen Eisenbetonbogen von 230 m Spannweite überquert, dessen Scheitel sich bis zur Höhe von 63 m über Wasser erhebt.

Die rechnerische und zeichnerische Durcharbeitung des Entwurfes ist den Absichten eines Ideenwettbewerbes entsprechend in allen Teilen knapp gehalten, läßt aber doch alles Wesentliche klar erkennen, ohne sich in Einzelheiten zu ver-

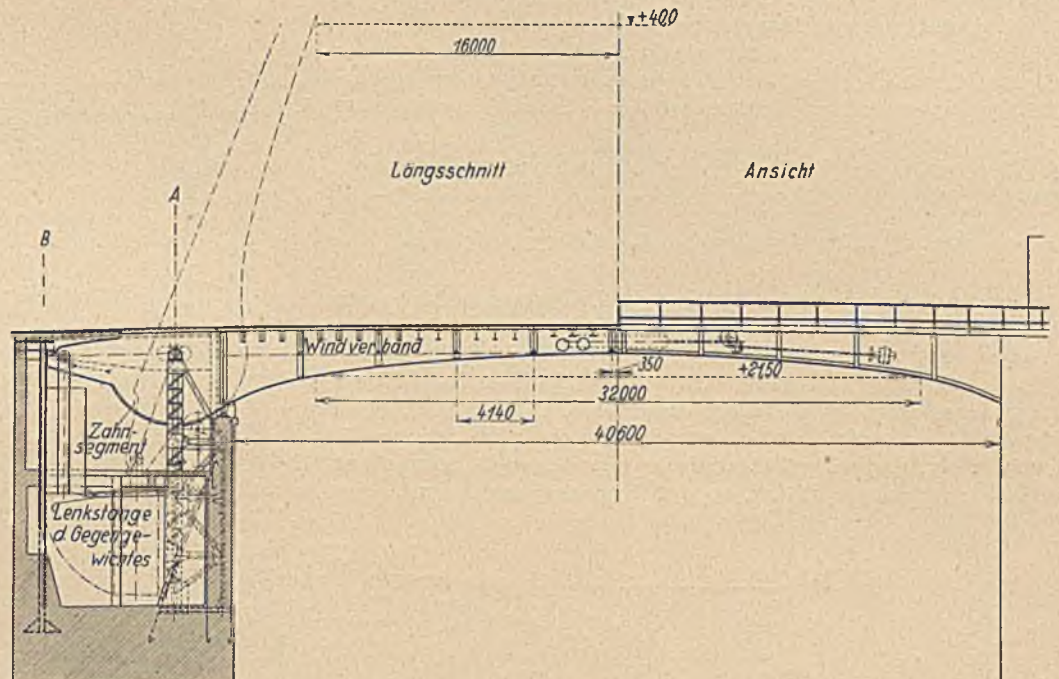


Abb. 42 a. Klappbrücke.

lieren. Die Abb. 43 a, b zeigen Ansicht und Querschnitt der Bahnüberbrückung. Die Fahrbahn wird von einer Plattenbalkendecke getragen, deren Längsträger auf großen Eisenbeton-Fachwerkquerträgern in 7 m Abstand ruhen. Die Haupt-

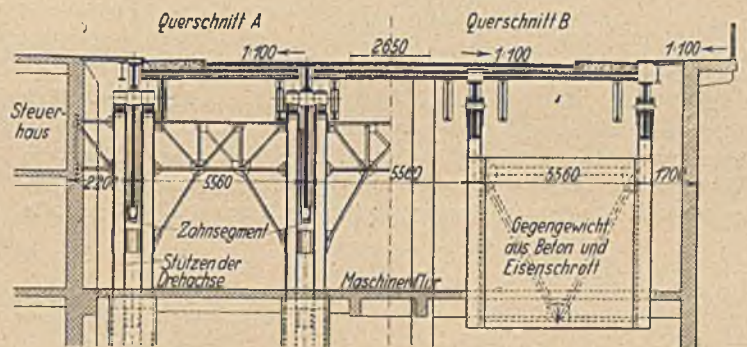


Abb. 42 b. Klappbrücke, Querschnitt am Pfeiler.

träger sind Bogenbalkenträger von 35 m Spannweite, bestehend aus einem I-förmigen Bogen von 7 m Pfeilhöhe, der durch Rahmenpfosten mit einem unter der Fahrbahn liegenden Balken von rechteckigem Querschnitt verbunden ist, dieser dient gleichzeitig als Zugband. Unter jedem Auflager steht eine

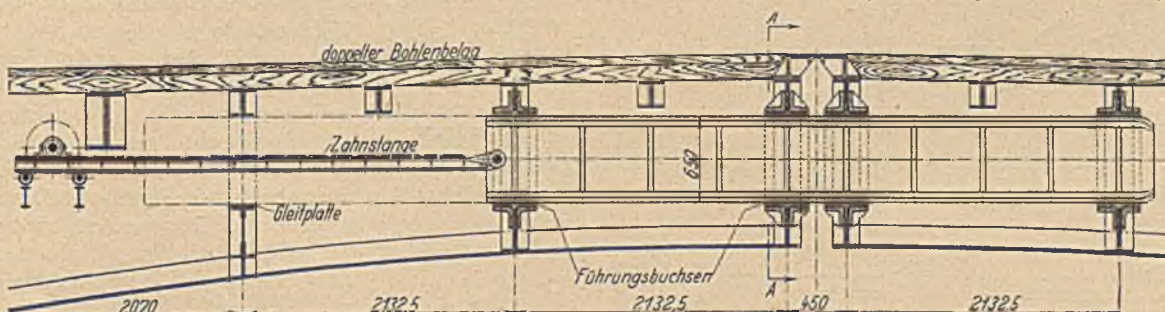


Abb. 42 c. Längsschnitt im Scheitel mit biegeunfähigem Riegel.

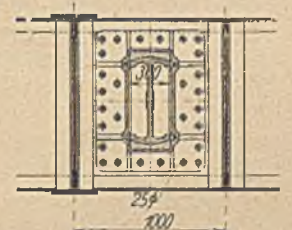


Abb. 42 d. Querschnitt des Schubriegels.



Pendelstütze mit breitem Fuß quer zur Brückenachse, feste Stützpunkte sind nur an den Enden vorgesehen.

Den interessantesten Teil des Vorschlags bildet die Bogenbrücke über den Hafen. Zwei Dreigelenkbogen von 227 m Spannweite und 53 m Pfeilhöhe stehen außerhalb der Fahrbahn in schwach geneigten Ebenen und sind oberhalb und unterhalb der Brückenbahn durch einige starke Querriegel gegeneinander abgesteift, Abb. 44 a—d. Die Bogenquerschnitte sind kastenförmig bei 6 m Breite und 7,5 m größter Höhe. Die senkrechten



Abb. 43a. Brücke über dem Eisenbahngelände.

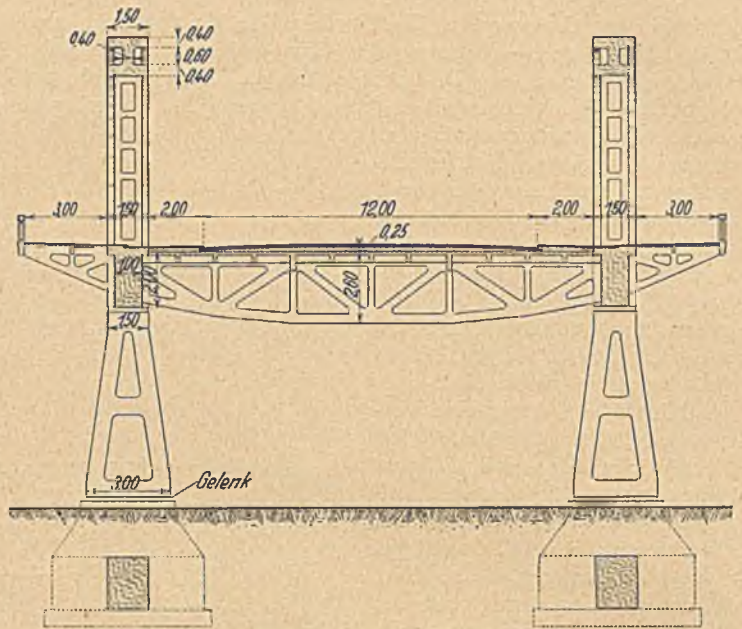


Abb. 43b. Querschnitt.

Seitenwände sind 20 bis 40 cm dick, die Leibungen 60 bis 90 cm, Abb. 44 d. An diesen Bogen hängen je zwei eiserne Gerüstpfeiler in 40 m Abstand, die als Führungsträger der Hubbrücke dienen. Für die Wirkung des Eigengewichts und voller Nutzlast fällt die Bogenachse mit der Stützlinie zusammen, es entstehen dabei 5600 t Horizontalschub bei 5300 t lotrechter Reaktion. Es leuchtet ein, daß diese Stützlinie bei einseitiger Belastung nur geringe Ausschläge erfährt, so daß Zugspannungen im Bogen

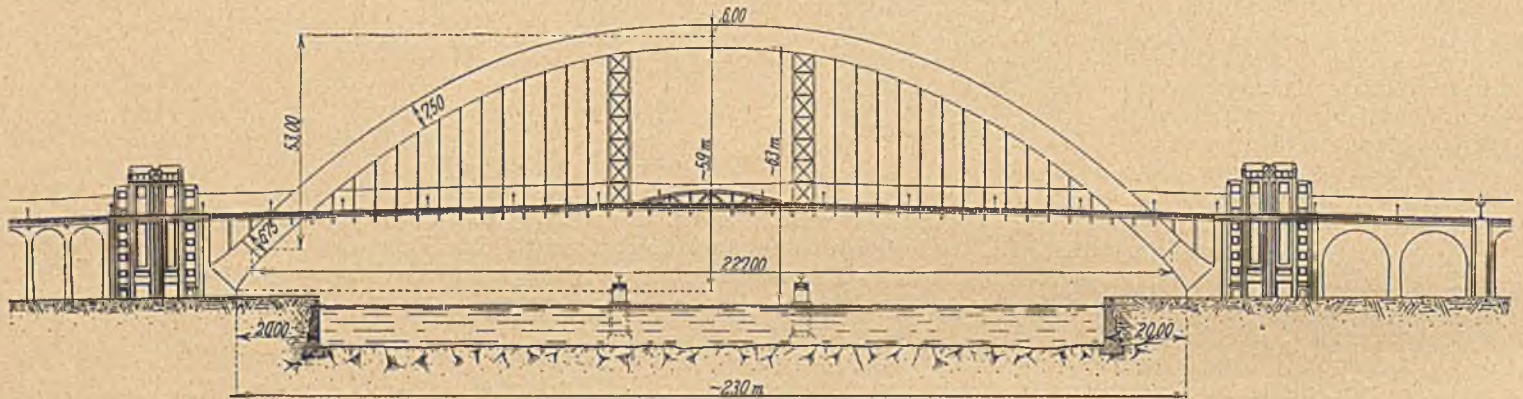


Abb. 44a. Hafenbrücke, Übersicht.

überhaupt nicht auftreten können. Der Verfasser schlägt die Verwendung hochwertigen Zements vor, der einen Beton ergeben soll, für den er etwa 75 kg/cm<sup>2</sup> zulassen will. Durch die

Ausführung als umschnürter Beton soll eine Festigkeit erzielt werden, die sogar eine Beanspruchung von 120 kg/cm<sup>2</sup> rechtfertigen würde. Die bewegliche, aus Eisenkonstruktion bestehende Brückentafel wiegt 600 t, in den vier Ecken greifen je 6 Tragkabel von 44 mm Dmr. an, die Gegengewichte von je 150 t laufen in den Führungsgerüsten. Die Antriebsmotoren von je 75 PS befinden sich in Brückenmitte unter der Fahrbahn, die Treibkabel von 40 mm sind an den oberen und unteren Enden der Führungsgerüste befestigt, Abb. 45 zeigt die Wirkungsweise des Antriebs bei Hebung.

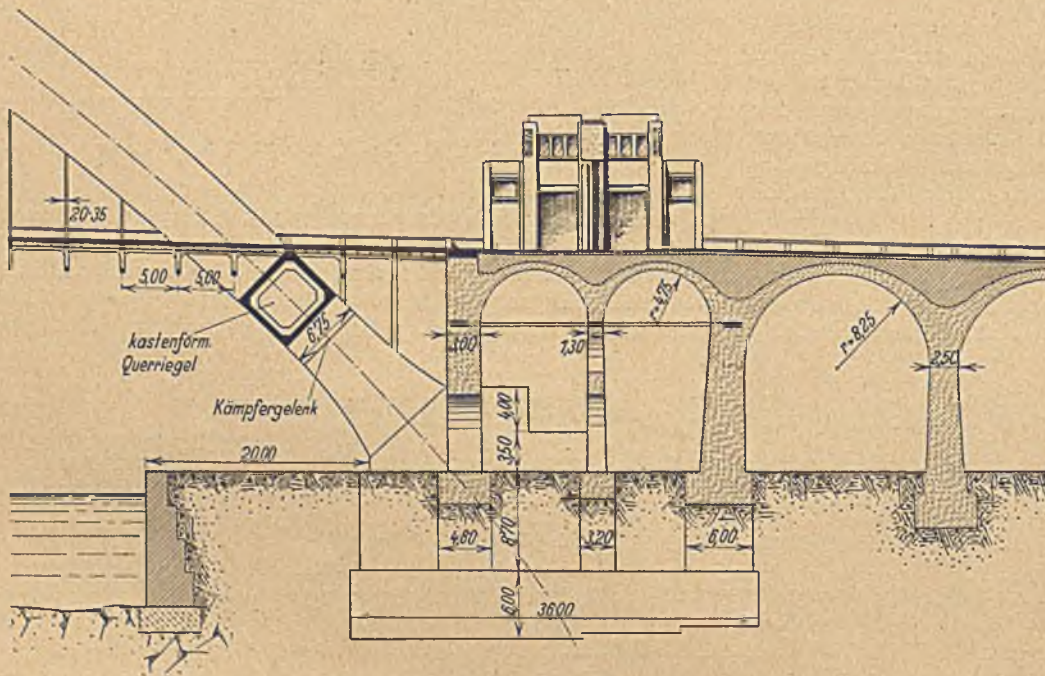


Abb. 44b. Hafenbrücke, Längsschnitt am Pfeiler.

Neben den Landpfeilern des großen Bogens befinden sich Anbauten, welche die Aufzüge enthalten, Abb. 44 c.

Das Preisgericht stellt die Kostensummen zu 11,9 Mill. Kr. fest. Es wird bezweifelt, ob der große Bogen, der alle bisher ausgeführten Eisenbetonbogen weit übertrifft, in die Umgebung hineinpassen würde. Die Vorteile einer freien Hafen-



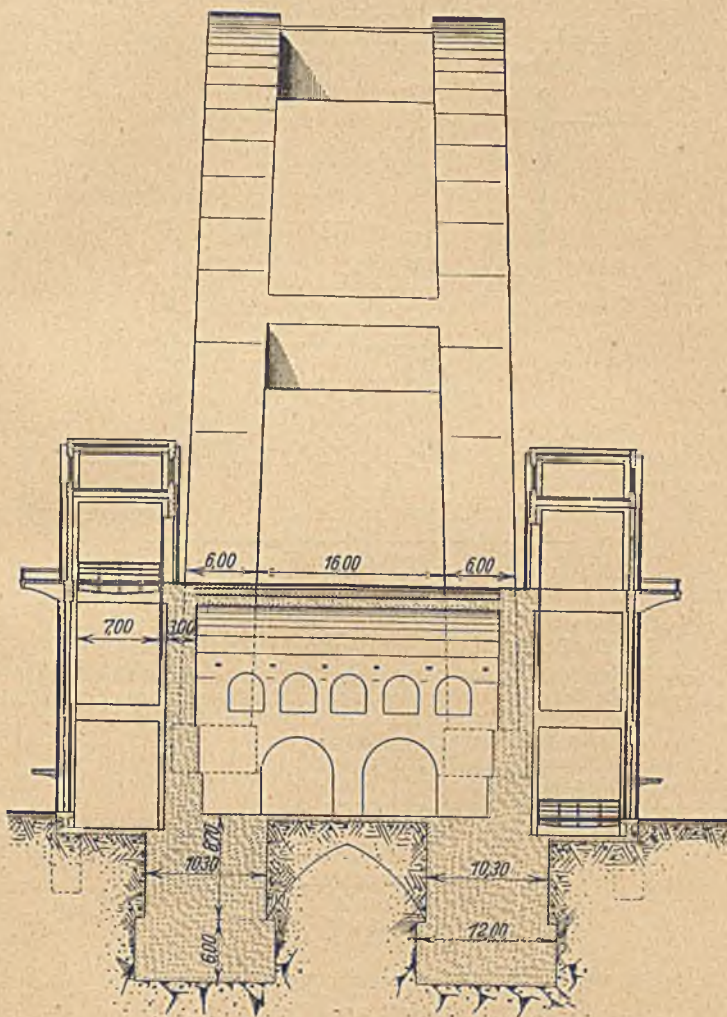


Abb. 44c. Hafenbrücke, Querschnitt am Pfeiler.

öffnung werden dadurch aufgehoben, daß zu beiden Seiten der Durchfahrtsöffnung breite Leitwerke erforderlich werden, die Fahrbahn und Führungsgerüste der Hubbrücke vor Beschädigungen durch den Schiffsverkehr schützen sollen.

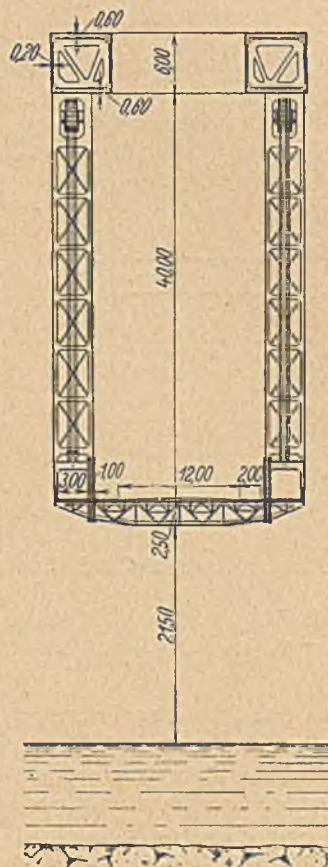


Abb. 44d. Querschnitt im Bogenscheitel mit Hubbrücke.

man braucht nur an die Lehrgerüste und deren sichere Stützung, die innere Einschaltung der hohlen Bogenrippen und die konstruktive Ausbildung zuverlässiger Gelenke für so ungeheure Kräfte zu denken. Auch die sichere und organische Verbindung der Führungsgerüste für die Hubbrücke mit dem Eisenbetonbogen, durch welche Einzellasten von über 300 t in den Bogen geleitet werden müssen, stellt eine Aufgabe dar, die auch bei einem geübten Konstrukteur ein gewisses Unbehagen zu erwecken geeignet ist.

(Fortsetzung folgt.)

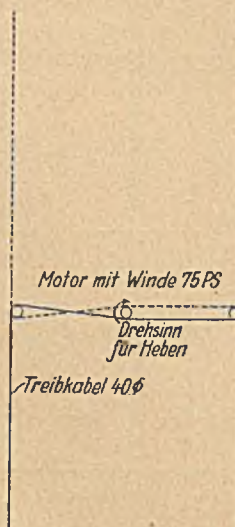


Abb. 45. Führung der Treibkabel.

Trotz dieser berechtigten Einwände ist das Verdienst des Verfassers nicht zu bestreiten, dem Charakter dieses Wettbewerbes entsprechend eine originelle und kühne Idee zur Lösung der Aufgabe beigesteuert zu haben. Daß sich bei einer eingehenderen Durcharbeitung dieses Vorschlages noch weitere große Schwierigkeiten einstellen würden, ist gewiß,

## DAS WASSERAUFLAUFEN.

Von Dr.-Ing. Bundschu, Berlin.

Mitteilung aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Berlin. Nr. 6.

Übersicht: Mit Hilfe des Stützkraftsatzes werden Formeln zur Berechnung des Spiegelanstieges bei Querschnittserweiterungen und beim Ausfluß unter Wasser gegeben. Anwendungen zur Berechnung des Rückgewinns von Fallhöhe bei Querschnittserweiterung, der Ausflußmenge bei Ausfluß unter Wasser, und der Mindesttiefe von Tosbecken.

Beim Übergang von einer größeren auf eine kleinere Fließgeschwindigkeit tritt bei Freispiegelgerinnen ein mehr oder weniger starkes Ansteigen des Wasserspiegels auf. Im folgenden ist für diese Erscheinung der Begriff des „Wasserauflaufens“ eingeführt.

Ein Wasserauflaufen findet zum Beispiel bei flußabwärtigen Querschnittserweiterungen statt (vgl. Abb. 3). Meistens wird dabei jedoch der Spiegelanstieg sehr gering sein. Deutlicher wahrnehmbar wird das Wasserauflaufen beim Ausfluß unter Wasser. Der Unterwasserspiegel weist dabei am Schütz eine mehr oder weniger starke Absenkung auf (vgl. Abb. 1). Geht die Absenkung so weit, daß der Fuß des Ausflußstrahles frei wird, so entsteht der sogenannte „Wassersprung“.

Früher wurde die Wasserauflaufhöhe mit Hilfe des Energiesatzes berechnet. Man erhielt aber damit unzutreffende, und zwar zu große Werte. Neuerdings hat man erkannt, daß diese Vorgänge nicht mit Hilfe des Energiesatzes, sondern mit Hilfe des Stützkraftsatzes berechnet werden müssen<sup>1</sup>. Der Stützkraftsatz besagt, daß das Wasser nur so hoch auflaufen kann, als die Stützkraft (Stoßkraft) des fließenden Wassers dem der Auflaufhöhe entsprechenden Wasserüberdruck das Gleichgewicht halten kann.

Eine Wassermenge  $Q$  von der Masse  $m$  übt, wenn sie mit der Geschwindigkeit  $v_1$  senkrecht auf eine Wand auftrifft (vgl. Abb. 2), auf diese den Druck

$$(1) \quad P = m v_1$$

<sup>1</sup> Koch-Carstanjen: Bewegung des Wassers. Springer, Berlin 1926. Safranez: Wechselsprung. Bauingenieur 1927, Heft 49. Rehbock: Die Verhütung schädlicher Kolke bei Sturzbetten. Bauingenieur 1928, Heft 4 und 5.



aus, wobei

$$m = \frac{Q}{g}$$



Abb. 1.

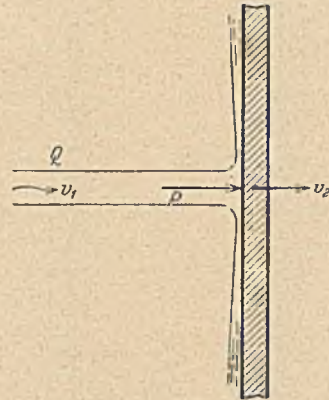


Abb. 2.

welchem ein „freier, ungedeckter Schußstrahl“ vom Schießen ins Strömen übergeht (vgl. Abb. 4). Man kann sich

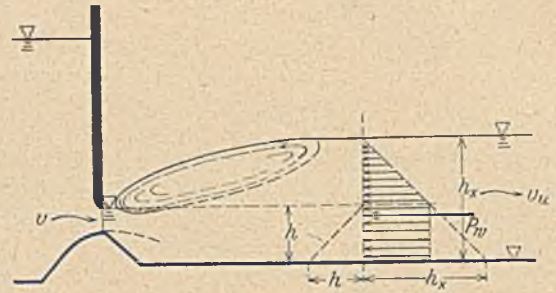


Abb. 4.

davon leicht durch Vergleich der Abb. 3 mit Abb. 4 überzeugen.

Gleichung (6) nach der Unbekannten  $h_x$  aufgelöst, ergibt:

$$(7) \quad h_x^3 - \left( h^2 + \frac{2Qv}{gb} \right) h_x + \frac{2Q^2}{gb^2} = 0.$$

Für die Buchstabenzeichen vergleiche Abb. 3 und 4.

- $h_x$  = Höhe des Unterwasserspiegels über Unterwassersohle in m.
- $h$  = Höhe des Oberwasserspiegels (bzw. des Punktes, wo der Schußstrahl ungedeckt ist) über Unterwassersohle in m.
- $Q$  = Zuflußwassermenge in  $m^3/sek.$
- $v$  = Zuflußgeschwindigkeit in  $m/sek.$
- $g$  = Fallbeschleunigung in  $m/sek^2.$
- $b$  = Breite des Unterwassergerinnes in m.

Zahlenbeispiel:

- $Q = 5,00 \text{ m}^3/sek.$
- $v = 2,00 \text{ m/sek.}$
- $h = 2,50 \text{ m.}$
- $b = 4,00 \text{ m.}$

Die gegebenen Werte in Gleichung (7) eingesetzt, ergibt:

$$h_x^3 - \left( 2,50^2 + \frac{2 \times 5,00 \times 2,00}{9,81 \times 4,00} \right) h_x + \frac{2 \times 5,00^2}{9,81 \times 4,00^2} = 0;$$

$$h_x^3 - 6,760 h_x + 0,319 = 0.$$

Die Auflösung dieser kubischen Gleichung, bei der es sich um den sogenannten casus irreducibilis handelt, geschieht in bekannter Weise unter Zuhilfenahme eines Hilfswinkels

$$\cos \varphi = \frac{-0,319}{2 \sqrt{\left( \frac{-6,760}{3} \right)^3}} = -0,04716.$$

Da der  $\cos$  einen negativen Wert ergibt, bestimmt man zunächst den

$$\sin \text{ des Überschusses über } 90^\circ = +0,04716$$

$$\text{Überschuß über } 90^\circ = 2^\circ 43'$$

$$\varphi = 92^\circ 43'$$

und damit

$$h_x = 2 \sqrt{\frac{6,760}{3}} \cos \frac{92^\circ 43'}{3} = 2,576 \text{ m.}$$

Die Auflaufhöhe beträgt also

$$h_x - h = 2,576 - 2,500 = 0,076 \text{ m.}$$

Wasserauflaufen beim Ausfluß.

Aus einem Becken fließt durch eine Öffnung Wasser in einen Kanal aus (vgl. Abb. 5). Das Becken sei so groß, daß die Zuflußgeschwindigkeit vernachlässigt, oder mit anderen Worten, daß der Energiehorizont mit dem Beckenspiegel zusammenfallend gedacht werden kann. Der Beckenspiegel liege  $H$ , der Unterwasserspiegel  $h$  über der Kanalsohle. Die Ausflußöffnung habe den Querschnitt  $F$ , ihre obere Kante liege  $h_0$  unter dem Beckenspiegel. Der Kanal habe rechteckigen Querschnitt mit einer Breite  $b$ .

<sup>2</sup> Bürklen-Ringleb: Mathematische Formelsammlung Sammlung Göschel Nr. 51. 1927, S. 28 Ziff. II, oder Taschenbuch Hütte oder Foerster.

Bewegt sich nun die Wand selbst mit einer Geschwindigkeit  $v_2$ , so gilt die Gleichung:

$$(2) \quad P = \frac{Q}{g} (v_1 - v_2).$$

Wasserauflaufen bei Querschnittserweiterung.

In einem Freispiegelgerinne von rechteckigem Querschnitt befinde sich die aus Abb. 3 ersichtliche Erbreiterung. Oben fließe die Wassermenge  $Q$  mit der Fließgeschwindigkeit  $v$  zu. Der Oberwasserspiegel  $h$  liege über der Sohle des Unterwassers. Gesucht ist die Höhe  $h_x$  des Unterwasserspiegels, womit sich dann auch die Fließgeschwindigkeit  $v_u$  des Unterwassers ergibt.

Wir erhalten:

$$(3) \quad v_u = \frac{Q}{b h_x}.$$

Damit ergibt sich mit Gleichung 2 der „Stützdruck“ (Stoßdruck) des zufließenden Wassers zu

$$(4) \quad P = \frac{Q}{g} \left( v - \frac{Q}{b h_x} \right).$$

Den Wasserüberdruck infolge des Wasserauflaufens können wir unmittelbar aus Abb. 3 ablesen:

$$(5) \quad P_w = \frac{h_x^2 - h^2}{2} b.$$

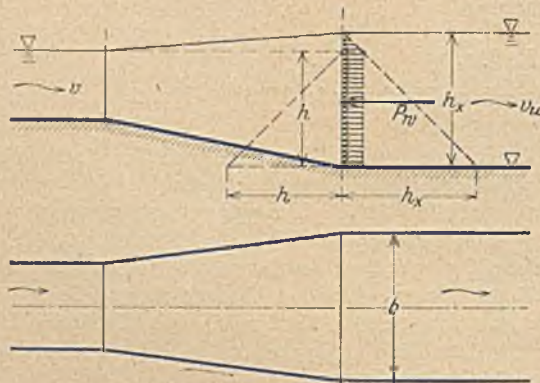


Abb. 3.

Setzen wir nun den Stoßdruck gleich dem Wasserüberdruck, so erhalten wir:

$$(6) \quad P = P_w = \frac{Q}{g} \left( v - \frac{Q}{b h_x} \right) = \frac{1}{2} (h_x^2 - h^2) b.$$

Diese Gleichung gilt auch für den Fall des sogenannten „Wasser- oder Wechselsprunges“, d. h. für den Fall, bei



Infolge des Auflaufens des ausfließenden Wassers wird der Wasserspiegel am Schütz stärker als  $(H - h)$  auf  $h_y$  absinken. Diese Höhe  $h_y$  ist maßgebend für die Ausflußwassermenge und soll im folgenden berechnet werden.

Wir erhalten zunächst für die Ausflußgeschwindigkeit

$$(8) \quad v_0 = \sqrt{2 g h_y},$$

wobei vorausgesetzt ist, daß

$$h_y < h_0.$$

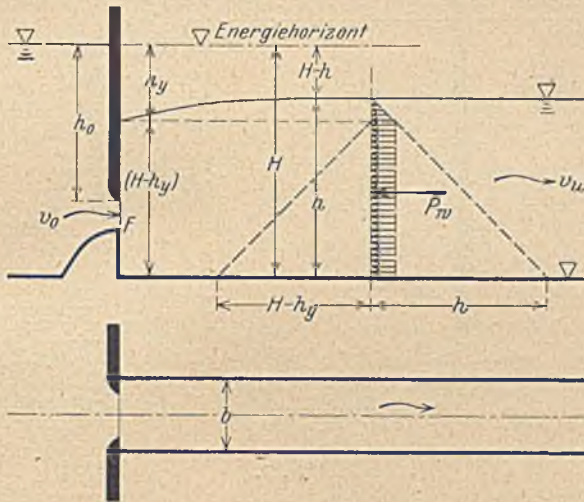


Abb. 5.

Die Kontinuitätsbedingung ergibt:

$$(9) \quad Q = F v_0 = h b v_u = F \sqrt{2 g h_y},$$

$$(10) \quad v_u = \frac{F}{h b} \sqrt{2 g h_y}.$$

Nach Gleichung (2) ergibt sich der Stoßdruck zu:

$$(11) \quad P = \frac{Q}{g} (v_0 - v_u) = \frac{F \sqrt{2 g h_y}}{g} \left( \sqrt{2 g h_y} - \frac{F}{h b} \sqrt{2 g h_y} \right),$$

$$P = 2 F \left( 1 - \frac{F}{h b} \right) h_y.$$

Der Wasserüberdruck infolge des Wasserauflaufens ergibt sich an Hand der Abb. 5 zu

$$(12) \quad P_w = \frac{h^2 - (H - h_y)^2}{2} b.$$

Der Stoßdruck  $P$  muß nun dem Wasserüberdruck  $P_w$  das Gleichgewicht halten, man erhält also:

$$(13) \quad P = P_w = 2 F \left( 1 - \frac{F}{h b} \right) h_y = \frac{b}{2} [h^2 - (H - h_y)^2]$$

oder nach der Unbekannten  $h_y$  aufgelöst:

$$h_y^2 + 2 \left[ 2 \frac{F}{b} \left( 1 - \frac{F}{h b} \right) - H \right] h_y + (H^2 - h^2) = 0.$$

Setzt man nun:

$$(14) \quad \left[ 2 \frac{F}{b} \left( 1 - \frac{F}{h b} \right) - H \right] = n,$$

so erhält man:

$$h_y^2 + 2 n h_y + (H^2 - h^2) = 0;$$

$$(15) \quad h_y = -n \pm \sqrt{n^2 + h^2 - H^2}.$$

Für die Buchstabenzeichen vgl. Abb. 5.

$h_y$  = Höhe vom Energiehorizont bis zum Wasserspiegel unmittelbar am Schütz in m.

$n$  = vgl. Gleichung 14.

$h$  = Tiefe des Unterwassers in m.

$H$  = Höhe zwischen Energiehorizont und Kanalsole in m.

$F$  = Querschnitt der Ausflußöffnung in  $m^2$ .

$b$  = Breite des Unterwasserkanals in m.

Senkt man nun den Unterwasserspiegel tiefer und tiefer, so erhält man, sobald der Ausflußstrahl „frei“ wird (vgl. Abb. 1), den sogenannten „Wassersprung“. Die Berechnung der entsprechenden Unterwasserhöhe geschieht dann, wie gesagt, mit Gleichung (7).

Bis jetzt wurde in der Literatur<sup>3</sup> für den

Wassersprung nur der Spezialfall untersucht, daß die Kanalsole auf Höhe der unteren Ausflußkante liegt und daß die Kanalbreite gleich der Öffnungsbreite

ist (vgl. Abb. 6). Auch für diesen Fall muß die allgemein abgeleitete Gleichung (7) gelten. Man hat aber dann noch die Beziehung

$$(16) \quad Q = b h v.$$

Dies in Gleichung (7) eingesetzt, ergibt:

$$h_y^3 - \left( h^2 + \frac{2 b h v^2}{g b} \right) h_y + \frac{2 b^2 h^2 v^2}{g b^2} = 0,$$

$$h_y^3 - h^2 h_y - \frac{2 h v^2 h_y}{g} + \frac{2 h^2 v^2}{g} = 0,$$

$$(h_y^2 - h^2) h_y - \frac{2 h v^2}{g} (h_y - h) = 0,$$

$$(h_y + h) h_y - \frac{2 h v^2}{g} = 0,$$

$$h_y^2 + h h_y - \frac{2 h v^2}{g} = 0,$$

$$(17) \quad h_y = -\frac{h}{2} \pm \sqrt{\frac{h^2}{4} + \frac{2 h v^2}{g}} = 0.$$

Es ergibt sich also die Gleichung, welche sich seither in der Literatur zur Berechnung der Wechselsprunghöhe findet. Wie gesagt, gilt sie aber nur unter der Voraussetzung, daß die Gerinnebreite gleich der Öffnungsbreite und daß die Sohle des Gerinnes wagrecht und auf Höhe der unteren Ausflußkante verläuft. Diese Voraussetzungen werden in praktischen Fällen nur ganz ausnahmsweise zutreffen, so daß man meistens auf die allgemeine Gleichung (7) zurückgreifen müssen.

Einige typische Anwendungsbeispiele.

Beispiel 1: Es ist die Ausflußmenge einer Öffnung unter Wasser bei gegebener Ober- und Unterwasserhöhe zu berechnen (vgl. Abb. 7).

Gegeben:  $h = 3,50$  m.

$H = 10,00$  m.

$F = 0,50 \cdot 1,00 = 0,50$   $m^2$ .

$b = 3,00$  m.

Gesucht:  $Q$

Man erhält mit Gleichung (15):

$$n = \left[ 2 \frac{0,50}{3,00} \left( 1 - \frac{0,50}{3,50 \times 3,00} \right) - 10,00 \right] = -9,6825;$$

$$h_y = 9,6825 \pm \sqrt{9,6825^2 + 3,50^2 - 10,00^2};$$

$$h_y = 7,23 \text{ m.}$$

<sup>3</sup> Vgl. z. B. Safranez: „Wechselsprung“, Bauingenieur 1927, Heft 49.



Die Auflaufhöhe beträgt also  $h_y + h - H = 0,73$  m. Hiermit ergibt sich die Ausflußmenge, wenn der Ausflußbeiwert  $m = 0,95$  gesetzt werden kann:

$$Q = m F \sqrt{2 g h_y} = 0,95 \times 0,50 \sqrt{2 \times 9,81 \times 7,23};$$

$$Q = 5,657 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

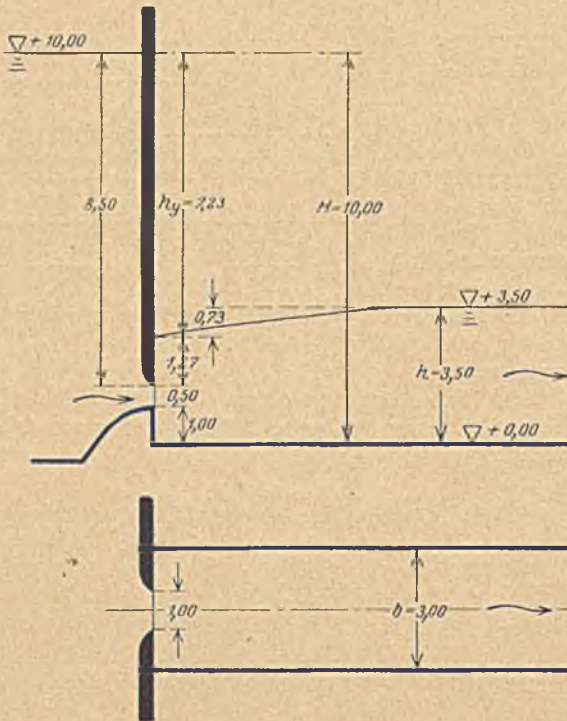


Abb. 7.

Beispiel 2: Es sei dieselbe Ausflußöffnung gegeben wie zuvor. Gesucht sei die Unterwasserhöhe, bei welcher der Ausflußstrahl „gerade noch gedeckt“ oder „gerade frei“ sei (vgl. Abb. 8).

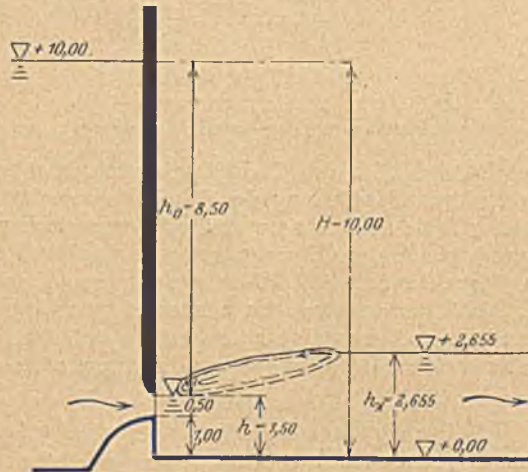


Abb. 8.

Zunächst berechnet man die Ausflußgeschwindigkeit zu:

$$v = m \sqrt{2 g h_0} = 0,95 \sqrt{2 \times 9,81 \times 8,50};$$

$$v = 12,27 \text{ m/sek.}$$

und die Ausflußmenge zu:

$$Q = F v = 0,5 \times 12,27 = 6,14 \text{ m}^3/\text{sek.}$$

Hiermit erhält man mit Gleichung (7)

$$h_x^3 - \left(1,50^2 + \frac{2 \times 6,14 \times 12,27}{9,81 \times 3,00}\right) h_x + \frac{2 \times 6,14^2}{9,81 \times 3,00^2} = 0;$$

$$h_x^3 - 7,37 h_x + 0,854 = 0.$$

Diese kubische Gleichung wird in bekannter Weise durch Einführung eines Hilfswinkels (casus irreducibilis) gelöst (vgl. Beispiel 1) und ergibt:

$$h_x = 2,655 \text{ m.}$$

Beispiel 3: Es sei wiederum dieselbe Ausflußöffnung gegeben wie zuvor. Gesucht die Grenztiefe des Unterwassers, bei welcher sich eben noch ein Wassersprung halten kann (vgl. Abb. 9).

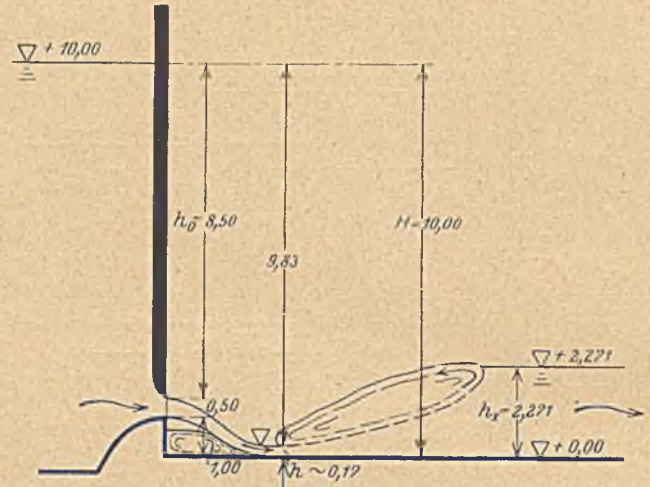


Abb. 9.

Die Grenztiefe des Wassersprungs wird dann erreicht, wenn der Fuß des Ausflußstrahles eben ungedeckt ist. Es handelt sich also zunächst darum, die Strahlstärke  $h$  zu bestimmen. Die streng mathematische Berechnung führt auf eine Gleichung 3. Grades für  $h$ . Im vorliegenden Falle genügt es aber vollständig,  $h$  zu schätzen. Da die Gerinnebreite  $b = 3,00$  m 3 mal breiter ist als die Öffnungsweite, so schätzen wir die Strahlstärke zunächst zu  $\frac{1}{3}$  der Öffnungshöhe, also

$$h \sim \frac{0,50}{3} \sim 0,17 \text{ m};$$

damit ergibt sich die Fallhöhe zu:

$$H - h = 10,00 - 0,17 = 9,83 \text{ m}$$

und damit die Fließgeschwindigkeit  $v$ :

$$v = m \sqrt{2 g \times 9,83}.$$

Näherungsweise kann man  $m = 0,95$  wählen, so daß

$$v = 0,95 \sqrt{2 \times 9,81 \times 9,83} = 13,2 \text{ m/sek.}$$

Die Ausflußwassermenge ergibt sich zu<sup>4</sup>

$Q = m F \sqrt{2 g h_0} = 0,95 \times 0,50 \times 1,00 \sqrt{2 \times 9,81 \times 8,50} = 6,14 \text{ m}^3/\text{sek.}$  wie bereits im Beispiel 2 berechnet wurde. Nun kann man die Höhe  $h$  des Schußstrahles mit verbesserter Näherung schätzen aus:

$$b h v = Q;$$

$$h = \frac{6,14}{3,00 \times 13,2} = 0,16 \text{ m.}$$

Mit Hilfe von Gleichung (7) ergibt sich nun die nötige Unterwasser-tiefe  $h_x$  zu:

$$h_x^3 - \left(0,16^2 + \frac{2 \times 6,14 \times 13,2}{9,81 \times 3,00}\right) h_x + \frac{2 \times 6,14^2}{9,81 \times 3,00^2} = 0;$$

$$h_x^3 - 5,534 h_x + 0,854 = 0.$$

Diese kubische Gleichung wird in bekannter Weise durch Einführung eines Hilfswinkels  $\varphi$  (casus irreducibilis) gelöst (vgl. Beispiel 1) und ergibt:

$$h_x = 2,271 \text{ m.}$$

Geht man mit dem Unterwasser nun noch um Geringes tiefer, so „bläst die Deckwalze weg“. Man erkennt also, daß es sich bei den Verhältnissen des Beispieles 3 um einen „labilen Gleichgewichtszustand“ handelt. Man wird also in praktischen Fällen zur theoretisch berechneten Mindest-

<sup>4</sup> Vgl. Bundschu: Überströmen, Überfall und Ausfluß. Bauingenieur 1928, Heft 26, Seite 467.



tiefe des Tosbeckens noch einen genügend großen Sicherheitszuschlag hinzufügen. So wird es sich zum Beispiel unter den gegebenen Verhältnissen empfehlen, zu verlangen, daß das Unterwasser den Ausflußstrahl vollständig, d. h. bis zur Oberkante der Ausflußöffnung deckt; Verhältnisse, wie sie Beispiel 2 zugrunde lagen und für die dort eine Unterwassertiefe von

$$h_x = 2,655 \text{ m.}$$

errechnet wurde.

Um die Länge der Unterwasserstrecke, in der sich der Vorgang des Wasserauflaufens (Wassersprungs) vollzieht, zu

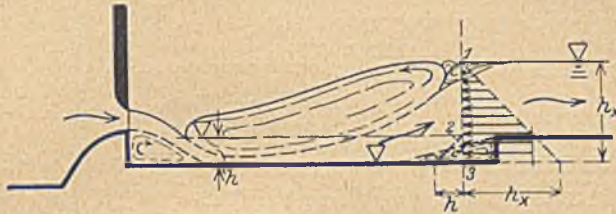


Abb. 10.

verkürzen, wird meistens hinter der Ausflußöffnung ein vertieftes Tosbecken angeordnet. Man kann die oben angeschriebenen Formeln näherungsweise auch hierfür benutzen,

indem man  $h$  und  $h_x$  auf die Sohle des Tosbeckens bezieht (vgl. Abb. 10). Man begeht dadurch einen kleinen Fehler, da man  $v_u$  mit dem Querschnitt 1—3 berechnet, wogegen tatsächlich nur der Querschnitt 1—2 einzusetzen wäre. Es ergäbe sich dadurch ein etwas größeres  $v_u$ . Der Einfluß hiervon auf die Stoßkraft

$$P = \frac{Q}{g} (v - v_u)$$

ist aber unbedeutend, da ja meistens  $v$  gegenüber  $v_u$  sehr groß ist.

Zur Berechnung der Länge des Tosbeckens fehlen leider bis jetzt die theoretischen Unterlagen. Man wird also zur Sicherheit die Länge genügend reichlich bemessen.

Ferner ist zu beachten, daß, wenn die Energie vollständig noch im Tosbecken verzehrt werden soll, als Breite  $b$  in Formel (7) nur die Breite eingesetzt werden darf, auf die sich der Schußstrahl innerhalb des Tosbeckens auseinanderziehen kann. Auch hierfür fehlen die theoretischen Unterlagen, so daß man auf gefühlsmäßige Schätzung angewiesen ist.

Herrn Professor Dr.-Ing. Dr. techn. E. h. Ludin, der mich bei der Bearbeitung vorliegenden Aufsatzes mit Rat und Tat unterstützte, spreche ich hierfür meinen verbindlichsten Dank aus.

## KURZE TECHNISCHE BERICHTE.

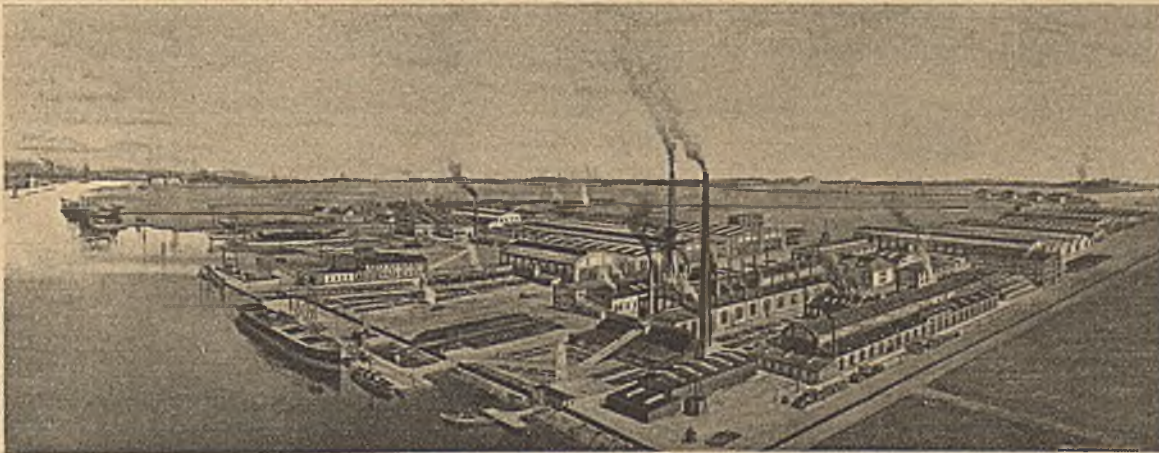
### 100 Jahre Union-Gießerei Königsberg i. Pr.—Contienen.

Von kleinen Anfängen an, zielbewußt von Anfang an geleitet, hat sich die Union-Gießerei Königsberg in zehn Jahrzehnten zu einem vorbildlichen und umfassenden Werke entwickelt, das, zunächst nur dem Maschinenbau und Schiffsbau dienstbar, seit Mitte des vergangenen Jahrhunderts auch den Lokomotivbau aufnahm und heute das größte derartige Unternehmen im Osten des Reiches geworden ist. Neben dem Bau von Lokomotiven wurden aber auch andere Fabrikationszweige nicht vernachlässigt. Insbesondere führte der

Contienen ein namentlich auch bezüglich der Gründungsverhältnisse sehr geeignetes, 700 Morgen großes Baugelände, auf dem der Neubau im ersten Jahrzehnt dieses Jahrhunderts errichtet wurde. Welch' gewaltige Ausdehnung das Werk heute besitzt, läßt die obenstehende Abbildung deutlich erkennen. Mehr als 61000 m<sup>2</sup> sind von den einzelnen Werkstattgebäuden überbaut; in ihnen sind mehr als 1100 Arbeiter beschäftigt. Besonders wertvoll ist für den Betrieb die 1500 m lange Wasserfront des Werkes.

Möge die Union auch im zweiten Jahrhundert ihres Bestehens sich in gleich großzügiger und erfolgreicher Art wie bisher entwickeln als ein Zeichen deutscher Arbeitskraft und als eine der festesten Stützen der Deutschen Industrie im Osten des Reiches.

M. Foerster.



Eisenkonstruktions-, Brücken- und Behälterbau, welcher stets nur auf Bauwerke mittlerer Größe eingestellt war, zu recht guten Erfolgen. Sind doch z. B. alle Klappbrücken in Königsberg, sowie die Hansabrücke in Stettin von der Union-Gießerei konstruiert und erbaut worden. Ebenso sind zahlreiche Eisenbahn- und Straßenbrücken der Provinz aus dem Werk hervorgegangen. In der ersten Zeit der stetigen und planvollen Entwicklung war es im besonderen der Mitbegründer der Union, der Geheime Kommerzienrat Schnell, der dem Werke den Stempel seiner kraftvollen Persönlichkeit aufdrückte, weiterhin seine Leiter Kommerzienrat Gottfried Ostendorff und sein Sohn Arthur, sowie Kommerzienrat E. Radek, welche die geistigen Führer und Förderer der Union wurden. Vor allem fiel Radek, nachdem das Werk bereits 1874 in eine A.-G. umgewandelt worden war, die Aufgabe zu, das Werk aus den zu eng und drückend gewordenen Königsberger Verhältnissen heraus an den unteren Pregel mit seinen umfassenden Hafenanlagen und vielseitigen Verkehrsmöglichkeiten zu verlegen. Hier fand sich in dem Wiesengut

in den letzten Jahren insofern ein Mißstand herausgestellt, als vielfach die Bauausführung nicht demjenigen Teilnehmer des Wettbewerbes übertragen werden konnte, der mit dem ersten Preis ausgezeichnet worden war. In der Mehrzahl der Fälle ist es der ausschreibenden Stelle aus technischen und wirtschaftlichen Gründen nicht möglich, den preisgekrönten Entwurfsverfassern ohne weiteres die Bauausführung zu übertragen, weil durch die Beurteilung des Preisgerichtes und infolge der neuen Gedanken, die aus anderen eingereichten Entwürfen stammen, die ausschreibenden Stellen mit Recht den Wunsch haben, Verbesserungen technischer oder wirtschaftlicher Art zunächst an dem preisgekrönten Entwurf vorzunehmen, ehe dessen Ausführung erfolgt. Da hierdurch auch die wirtschaftlichen Unterlagen in vielen Fällen wesentlich geändert werden, so ist häufig ein neues Preisausschreiben, meist in Form eines engeren Wettbewerbes, nötig.

Die Unterlagen zu diesem engeren Wettbewerb werden vielfach dadurch gewonnen, daß die ausschreibenden Stellen auf Grund

### Vorschläge zur Abänderung der Wettbewerbsbestimmungen.

Von Prof. H. Kayser, Darmstadt.

Bei öffentlichen Wettbewerben für große Bauausführungen, insbesondere bei den Wettbewerben um größere Brückenanlagen, hat sich



der preisgekrönten Entwürfe, die in ihren Besitz übergegangen sind, einen neuen Entwurf aufstellen und für diesen nochmals Preisangebote einfordern. Gegen dieses Verfahren können Einwendungen sicherlich nicht erhoben werden, wenn bei dem zweiten Bewerb zur Feststellung der Preise die preisgekrönten Entwurfsverfasser oder der Verfasser desjenigen Entwurfes, welcher im wesentlichen der Ausführung zugrunde gelegt werden soll, mit zur Preisabgabe herangezogen werden und wenn hierbei eine bevorzugte Berücksichtigung der Preisträger mit Rücksicht auf ihr geistiges Eigentum an dem zur Ausführung bestimmten Entwurf möglich ist.

Es dürfte daher zweckmäßig sein, wenn diese Frage einmal in öffentlicher Diskussion einer Klärung nahe geführt würde. Die Fassung hinsichtlich der Preisverteilung und der Vergabe der Arbeiten in den Ausschreibungsbedingungen muß so gewählt werden, daß hierbei dem berechtigten Wunsch der ausschreibenden Stelle, ein technisch möglichst vollkommenes und wirtschaftlich möglichst billiges Bauwerk zu erhalten, Rechnung getragen wird. Andererseits müssen aber die beteiligten Firmen insofern geschützt werden, als dem Verfasser des preisgekrönten Entwurfes, der im wesentlichen der Ausführung zugrunde gelegt wird, gewisse Vorrechte bei der Vergabe der Arbeiten zugestanden werden.

Ich würde hiernach folgende Fassung hinsichtlich der Preisverteilung und Vergabe der Arbeiten in Vorschlag bringen:

„Das Preisgericht wird einen ersten Preis nur erteilen, wenn ein Entwurf vorliegt, der

**Die Trafford-Park-Werke in Manchester  
der Metropolitan-Vickers-Electrical-Company.**  
Das Hauptwerk der Metropolitan-Vickers-Electrical-Company der früheren British-Westinghouse-Electric- and Manufacturing-Co.,

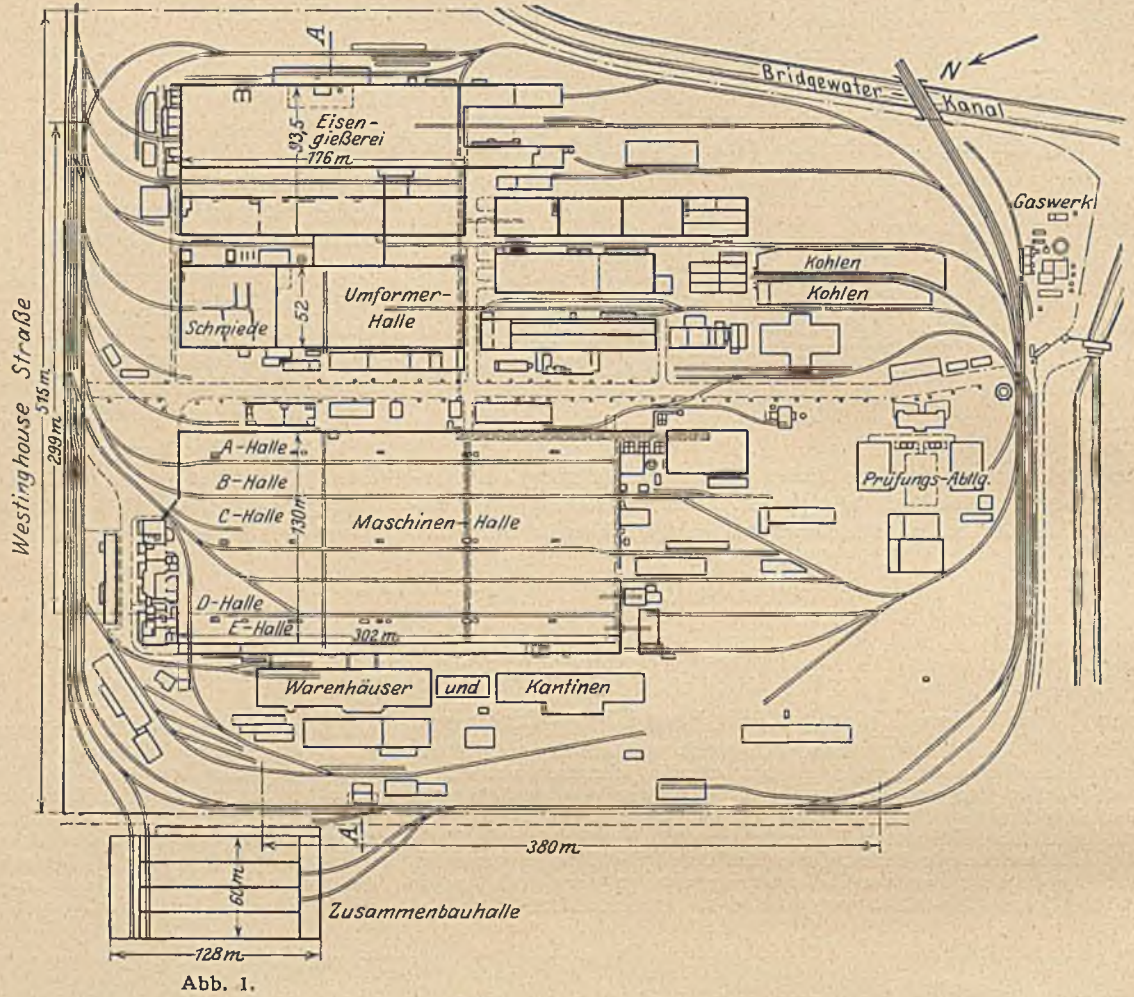


Abb. 1.

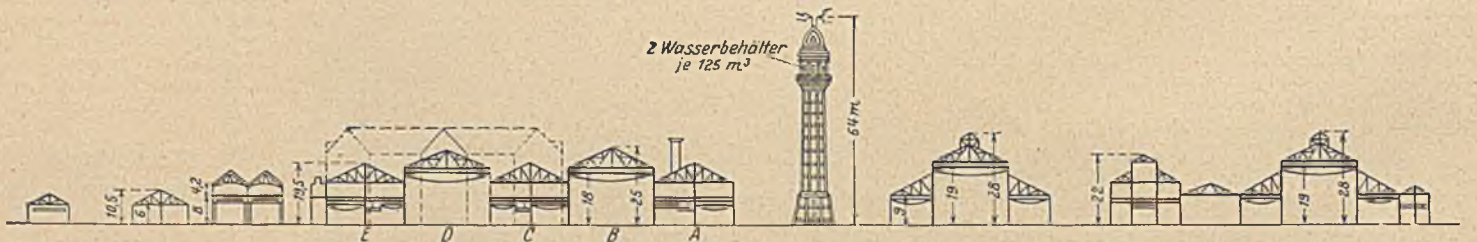


Abb. 2.

allen wesentlichen technischen Anforderungen entspricht und hinsichtlich des Preises angemessen ist.

Die Verwaltung beabsichtigt in diesem Falle, den mit dem ersten Preis ausgezeichneten Entwurf der Ausführung zugrunde zu legen.

Sie behält sich jedoch das Recht vor, auf Grund des Ergebnisses des Preisausschreibens, unter Zugrundelegung des preisgekrönten Entwurfs, einen neuen Entwurf aufzustellen und für diesen Preisangebote einzuholen.

Zu dieser zweiten engeren Submission muß der Verfasser des preisgekrönten Entwurfes aufgefordert werden; er erhält hinsichtlich der Preisabgabe das Vorrecht, auf Grund des erneuten Submissionsergebnisses die Ausführung zu dem billigst erzielten Preise zu übernehmen.“

Die vorstehende Fassung mag als ein erster Vorschlag angesehen werden, der nach der einen oder anderen Richtung hin noch verbesserungsfähig ist, der aber immerhin den Wünschen der ausschreibenden Stellen wie der beteiligten Firmen in gewissem Sinne Rechnung trägt. Vielleicht geben die vorstehenden Ausführungen auch noch weiterhin Anregung, sich zu der für die Entwicklung des Wettbewerbes wichtigen Frage zu äußern.

Abb. 3.





ist so vollständig umgebaut und erweitert worden, daß es jetzt eine der größten und lehrreichsten Anlagen seiner Art geworden ist. Das Werkgelände umfaßt 52 ha, wovon 21 ha überdacht sind, hat durch den angrenzenden Schiffahrtskanal Verbindung mit den Docks von Manchester und dadurch mit der See, durch 25 km Gleise, davon 16 km vollspurige, die in Rostform angelegt sind, überall Gleisverbindung für die An- und Abfahrt (Abb. 1). Die mehrgeschossigen Hallen (Abb. 2) sind in den oberen Geschossen für die feineren Arbeiten ausgenutzt. Durch obere Fenstergeschosse, die ständig geputzt werden, und weißen Innenanstrich, der oft erneuert wird, ist in den Hallen große Helligkeit erreicht worden (Abb. 3). Die größten Hallen sind die fünfschiffige Maschinenhalle mit 302 × 130 m und die dreischiffige Gießereihalle mit 176 × 93,5 m Grundfläche. Eine große Zahl von Nebengebäuden enthalten Prüf-, Lager-, Laboratoriums-, Zeichen-, Kontor- und Sitzungsräume, Warenhäuser und Kantinen. Eine besondere Anlage versorgt das Werk mit Mondgas. (Nach Engineering vom 20. Jan. 1928, S. 64—68 und 76 und Taf. 7 zus. 17 Abb.) N.

### Studienreise durch Österreich.

Die Deutsch-Österreichische Reisevereinigung „Nord-Süd“, Graz, Steiermark, Radetzkystr. 1, I, veranstaltet in der Zeit vom 27. August bis 9. bzw. 13. September eine 14- bzw. 18tägige Studienfahrt deutscher Ingenieure durch Österreich. Es werden insbesondere Wasserkraftwerke, elektrische Bahnstrecken, neue Bergbahnen usw. unter Führung von Fachmännern besichtigt. Anmeldungen zu dieser Reise müssen spätestens bis 1. August an die obige Adresse erfolgt sein.

### Berichtigung zur Baustoffschau in Heft 18, 1928.

Auf Seite 329, linke Spalte unter „Farbige Anstriche für Fassaden und Innenräume“ muß es heißen: „Seit 50 Jahren“ (statt „seit 15 Jahren“) haben sich . . . . . die Keim'schen Mineralfarben bewährt.

## WIRTSCHAFTLICHE MITTEILUNGEN.

**Die Aktiengesellschaften im Baugewerbe.** Von den 55 Aktiengesellschaften des Baugewerbes, die in diesem Jahre bisher Abschlüsse vorlegten, konnten 49 Gewinnabschlüsse machen. Sie erzielten einen Gewinn von 9,2 Mill. RM, das sind 11,8 vH des Aktienkapitals aller bisher berichtender Aktiengesellschaften (78 Mill. RM). 29 Gesellschaften verteilten eine Dividende von insgesamt 6,1 Mill. RM, d. h. 7,9 vH des gesamten Aktienkapitals. 6 Gesellschaften hatten Verlustabschlüsse mit insgesamt 177 000 RM Verlust aufzuweisen.

**Die Arbeitsmarktlage im Reich.** (Nach den Berichten der Landesarbeitsämter.) Die Arbeitslosigkeit ist in der Woche vom 18. bis 23. Juni, wenn auch im geringen Umfange, weiter gefallen. In Brandenburg, Westfalen und im Rheinland war aber die Entwicklung ungünstiger.

In den einzelnen Berufsgruppen ist die Entwicklung verschieden. Die Mehrheit von ihnen liegt günstiger als zu den entsprechenden Stichtagen des Vorjahres; dagegen weisen das Baugewerbe, die Industrie der Steine und Erden, sowie verschiedene Zweige der Verbrauchsgüterindustrie höhere Zahlen von Arbeitslosen auf.

### Rechtsprechung.

**Gehaltsforderungen von Vorstandsmitgliedern einer A.-G. sind keine bevorrechtigten Konkursforderungen im Sinne von § 61 Ziff. 1 KonkOrdn.** (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 13. März 1928 — II 475/27.) W. war Vorstandsmitglied der U. A.-G. mit einem Jahresgehalt von M. 60 000, abgesehen von Tantiemen. In dem Konkurs der U. A.-G. meldete W. eine Gehaltsforderung von M. 13 837 als bevorrechtigte Forderung zur Konkursmasse an. Der Konkursverwalter der U. A.-G. bestritt das von W. beanspruchte Vorrecht, gemäß § 61 Ziff. 1 KonkOrdn. mit seinem Gehaltsanspruch im ersten Range berichtigt zu werden. W. hat daraufhin gegen den Konkursverwalter auf Feststellung seines Vorrechts geklagt.

Das Reichsgericht hat die Klage des W. abgewiesen. Es verneint das von W. beanspruchte Vorrecht grundsätzlich. Bei Schaffung von § 61 Ziff. 1 KonkOrdn. ist das besondere Schutzbedürfnis der wirtschaftlich schwachen, in dienender und abhängiger Stellung befindlicher Personen in bezug auf ihre Lohnansprüche von ausschlaggebender Bedeutung gewesen. Ein solches Abhängigkeitsverhältnis, wie bei Angestellten und Arbeitern, ist jedoch bei Vorstandsmitgliedern einer A.-G., ebensowenig wie bei Aufsichtsratsmitgliedern oder Geschäftsführern einer G. m. b. H., vorhanden. Das Vorstandsmitglied ist nicht Handlungsgehilfe, es nimmt die Stellung eines Prinzipals ein. Unerheblich ist, daß die Anstellung regelmäßig auf einem Dienstvertrage beruht. Die Vorstandsmitglieder sind als gesetzliche Vertreter der A.-G., deren Organe und nicht die Angestellten der A.-G. Mangels eines besonderen Schutzbedürfnisses entfällt daher der innere Grund für eine bevorrechtigte Berichtigung im Konkurs.

Im Baugewerbe kann die Lehrlingsvergütung durch Tarifvertrag geregelt werden. (Entscheidung des Reichsarbeitsgericht vom 14. März 1928 — R.A.G. 75/27.) In dem zwischen dem Lehrling P. und dem Maurermeister A. abgeschlossenen Lehrvertrage war bestimmt, daß die von A. an P. zu gewährende Unterhaltsbeihilfe durch den Gesellenausschuß der Innung festzusetzen ist. P. hat einige Zeit diese vom ersten bis vierten Lehrjahr mit 10—40% steigende festgesetzte Unterhaltsbeihilfe bezogen. Inzwischen hat der Reichstarifvertrag für das deutsche Baugewerbe vom 30. März 1922 in Verbindung mit dem Bezirkstarifvertrag für Niederschlesien vom 2. Mai 1927 für die Lehrlinge höhere Vergütungen festgesetzt. P. verlangt nunmehr als Verbandsmitglied von der Geltung der tariflichen Bestimmungen ab den Unterschied zwischen den Sätzen des Innungsausschusses und der höheren tariflichen Vergütung. A. hat mit der Begründung abgelehnt, die Lehrlingsvergütung könne tariflich nicht geregelt werden.

Das Reichsarbeitsgericht hat mit den Vorinstanzen die Ansprüche des P. auf die höhere tarifliche Vergütung als begründet an-

erkannt. Der Lehrvertrag des Baugewerbes ist als Arbeitsvertrag im Sinne von Artikel 1 der Tarifvertragsverordnungen anzusehen. Die Bedingungen des Lehrvertrags, soweit sie den privatrechtlichen Inhalt des Arbeitsverhältnisses, insbesondere die dem Lehrling zu zahlende Vergütung betreffen, können gemäß § 1 Tarifvertragsverordnungen daher durch Tarifvertrag geregelt werden. §§ 81 a Nr. 3 und 103 e Ziff. 1 GewOrdn., in denen die nähere Regelung des Lehrlingswesens den Innungen bzw. Handwerkskammern vorbehalten ist, stehen einer tarifvertraglichen Regelung der Lehrlingsvergütung nicht entgegen.

Wirkt beim Abschluß eines Vertrages der eine Vertragsteil mit dem Vertreter des andern zu dessen Schaden zusammen, so verstößt der so zustande gekommene Vertrag gegen die guten Sitten und ist nichtig. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Zivilsenat, vom 17. Januar 1928 — II 323/27.) Durch Vertrag vom 5. Juni 1925 kaufte N. von der Firma Z. 1800—2000 Waggons erstklassigen Portlandzement zum Preise von M 325 pro 10 t und zwar mit Lieferbeginn am 1. Juli 1925. Zwischen N. und dem Prokuristen H., als Vertreter der Firma Z., war die Nebenabrede getroffen, daß die Firma Z., falls die Erfüllung des Zementlieferungsvertrages durch den Beitritt der Firma Z. zum Zementsyndikat beeinträchtigt werden sollte, mehrere 100 000 M Schadensersatz zu leisten habe. An diesem Schadensersatz war H. eine Beteiligung in Aussicht gestellt. Wie im Verträge vom 5. Juni 1925 vorgesehen, hat nach Gründung der N.-Ges. N. seine Rechte und Pflichten aus diesem Verträge an die N.-Ges. abgetreten. Nach dem Beitritt der Firma Z. zum Zementsyndikat verweigerte diese die weitere Erfüllung des Zementlieferungsvertrages. Die N.-Ges. verlangt, nach fruchtlosem Ablauf einer Nachfrist, von der Firma Z. durch Klage unter Vorbehalt weiterer Rechte Schadensersatz.

Das Reichsgericht hält den Vertrag vom 5. Juni 1925 für sittenwidrig. Der Abschluß eines Vertrages durch Bevollmächtigte im Einverständnis mit dem Vertragsgegner zum Schaden der eigenen Partei verstößt gegen die guten Sitten und ist nichtig, wenn dem Bevollmächtigten dafür Vermögensvorteile zum eigenen Nutzen zugewendet werden. Nach der dem § 12 des Unl.-Wettbew.-Ges. (Strafbarkeit von Schmiergeldern) zugrunde liegenden Anschauung widerspricht es der Auffassung des anständigen Geschäftsverkehrs, wenn ein Bevollmächtigter sich bei Vertragsverhandlungen von der Gegenpartei eigene Vorteile versprechen und gewähren läßt. In der Regel wird ein derartiges Verhalten die Vertragsbedingungen zuungunsten des Geschäftsherrn beeinflussen und geschäftliche Nachteile für diesen zur Folge haben. Gleichgültig ist jedoch, ob die beteiligten Personen diesen mittelbar gewollt haben. Es genügt, daß eine solche nachteilige Einwirkung möglich war, und später tatsächlich für den Geschäftsherrn Nachteile aus dem durch unlautere Beeinflussung des Vertreters zustande gekommenen Vertragsschluß entstanden sind. Für den vorliegenden Fall ist hiernach entscheidend, ob der Vertragsschluß vom 5. Juni 1925 tatsächlich in seinen Auswirkungen der Firma Z. Nachteile brachte, und ob N. und H. mit der Möglichkeit einer solchen nachteiligen Auswirkung rechneten, insbesondere, ob der Vertrag für den beim Abschluß von den Parteien selbst als möglich angesehenen Fall eines Beitritts der Firma Z. zum Zementsyndikat und einer daraus sich ergebenden Schadensersatzpflicht der Firma Z. Nachteile für diese brachte.

Der Vermieter darf bei Bemessung des Mietzinses die Kosten berücksichtigen, die ihm durch Herstellung neuer Räume zur Freimachung der vermieteten Räume erwachsen sind. Die so errechnete Miete enthält weder einen übermäßigen Gewinn (§ 4 Preistreibereivo.), noch ist sie unter Berücksichtigung der gesamten Verhältnisse als unangemessen anzusehen. (§ 49a Mieterschutzges.). Es liegt daher kein Mietzinswucher vor. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Zivilsenat, vom 7. Februar 1928 — III 225/27.) Auf Anregung der Firma R. machte die S.-A.-G. eine Reihe von Räumen in ihrem Hause in



der T.-Straße in H. dadurch frei, daß sie mit erheblichem Kostenaufwand auf einem andern, ihr gehörigen Grundstück Gebäude errichtete und in diesen den bisher in dem Hause in der T.-Straße befindlichen Teil ihres Betriebes unterbrachte. Durch Mietvertrag vom 23. Juni 1924 mietete die Firma R. von der S.-A.-G. die so freigewordenen Räume in der T.-Straße, zuerst zu einem jährlichen Mietzins von M 30 250. Später wurde diese Summe zerlegt, und zwar in M 13 720 jährlichen Mietzins und M 104 650 als Baukostenzuschuß für fünf Jahre, in Raten zahlbar. Die Firma R. halt diesen Mietzins für übermäßig und verlangt klagend von der S.-A.-G. die Rückzahlung verschiedener Mietbeträge.

Das Reichsgericht hat mit den Vorinstanzen die Klage abgewiesen. Durch § 4 der Preistreibeiverordn. vom 13. Juli 1923 (RGBl. I, 700 ff) ist die Forderung eines Mietzinses verboten, der unter Berücksichtigung der gesamten Verhältnisse einen übermäßigen Gewinn enthält. Kein Gewinn, d. h. kein Reinverdienst, liegt überhaupt vor, wenn der Mietzins nur die Gestehungskosten deckt, selbst wenn diese besonders hoch sind und den objektiven Wert der vermieteten Räume übersteigen. Unerheblich ist dabei, ob Mieter die Vergütung herauswirtschaften kann und etwa noch Verluste erleidet.

Die S.-A.-G. hat die neuen Räume mit einem erheblichen Kostenaufwand von M 414 000 hergestellt. Bei einer Vermietung der neuen Räume wäre sie berechtigt gewesen, diese Baukosten für die Berechnung der Vergütung in Ansatz zu bringen. Den Bau der neuen Räume hat sie aber nur deswegen vorgenommen, weil sie durch günstige Vermietung der Räume in der T.-Straße an die Firma R. einen beträchtlichen Teil der aufgewendeten Baukosten wieder hereinzubekommen hoffte. Sie durfte also bei einer Vermietung der alten Räume diese Baukosten mit ansetzen, da gerade zu deren Freimachung die Unkosten aufgewandt sind, und hierdurch der Selbstkostenpreis dieser Räume erhöht worden ist. Von diesen Baukosten hat sie ein Viertel auf die Firma R. abgewälzt. Dieser Teil hat also der R.-A.-G. überhaupt keinen Gewinn, erst recht keinen übermäßigen Gewinn, verschafft.

Inzwischen ist durch Art. I des Ges. vom 19. Juli 1926 (RGBl. I 413) die Preistreibeiverordnung aufgehoben worden. Das Fördern eines Mietzinses, der unter Berücksichtigung der gesamten Verhältnisse als unangemessen anzusehen ist, bleibt jedoch durch § 49 a des Mieterschutzgesetzes (Art. I Ges. vom 29. Juni 1926, RGBl. I 317 ff) verboten. Nach dem oben dargelegten kann der von der S.-A.-G. geforderte Mietzins auch nicht als unangemessen bezeichnet werden.

Verabsäumt ein Geschäftsmann für die Dauer einer längeren Abwesenheit von seinem Wohnort die Bestimmung eines Empfangsbevollmächtigten, so muß er den Zugang einer Kündigung, deren Eingang er nach den Umständen erwarten konnte, als rechtzeitig gelten lassen, auch wenn die Kündigung verspätet in seine Hände gelangt ist. (Entscheidung des Reichsgerichts, II. Civilsenat, vom 20. April 1928 — II 316/27.) R. war für die Zeit vom 1. Januar 1922 bis 31. Dezember 1924 erstes Vorstandsmitglied der M.-A.-G. in B. In dem Anstellungsvertrag war vorgesehen, daß der Vertrag immer um ein Jahr stillschweigend weiter laufen sollte, falls er nicht sechs Monate vor Ablauf gekündigt wird. Vom Jahre 1925 ab mußte also bis spätestens 30. Juni jeden Jahres gekündigt sein. Am 23. Juni 1926 erfuhr R., die M.-A.-G. beabsichtige, für den 31. Dezember 1926 zu kündigen. Am Tage darauf reiste R. für vier Wochen ins Seebad zur Erholung. Während der Abwesenheit des R. traf die Kündigung unter Einschieben in A., dem Wohnort des R., ein, und zwar mit dem Abgangsstempel: B. 23. VI. 26 und dem Eingangsstempel: A. 29. VI. 26, sowie dem Vermerk: Wenn verreist, nachsenden. R. hatte jedoch beim Postamt in A. seinen Aufenthaltsort noch nicht angezeigt, auch keinen Empfangsbevollmächtigten bestellt. Der Kündigungsbrief ging daher an die M.-A.-G. in B. zurück und gelangte erst am 8. Juli 1926 in die Hände des R. Dieser will die Kündigung nicht als rechtzeitig gelten lassen und hat gegen die M.-A.-G. auf Feststellung geklagt, daß sein Anstellungsverhältnis zum 31. Dezember 1926 nicht beendet ist.

Das Reichsgericht ist der Auffassung, daß R. durch seine Anweisung, die für ihn in A. bei der Geschäftsstelle der M.-A.-G. etwa eingehenden Privatbriefe anzusammeln und ihm — jedenfalls mehrere in einem Umschlag — nachzusenden, nicht alles getan hat, was ihm nach der hier vorliegenden Sachlage zu tun oblag. Als Geschäftsmann, der in einem Anstellungsverhältnis stand und der bis zum 30. Juni 1926, wenige Tage nach seiner Abreise ins Seebad, in die Lage kommen konnte, die Kündigung durch Einschreibebrief zu erhalten, hatte R. die Pflicht, der Postbehörde in A. eine zur Empfangnahme berechnete Person zu bezeichnen. Er kann sich auch damit nicht entschuldigen, daß er „nicht bestimmt“ mit dem Eingang der Kündigung rechnen konnte. R. muß daher die Kündigung als rechtzeitig gelten lassen, mit der Wirkung, daß sein Anstellungsverhältnis zum 31. Dezember 1926 beendet ist.

Wer eine unrichtige Eintragung im Handelsregister trotz Kenntnis der Unrichtigkeit nicht berichtigen läßt, kann für den etwa daraus entstehenden Schaden nicht den Staat verantwortlich machen. (Entscheidung des Reichsgerichts, III. Civilsenat, vom 28. Febr. 1928 — III. 264/27.) Die Firma M. hat durch Satzungsänderung an Stelle der bisherigen alleinigen Geschäftsführer zwei Geschäftsführer mit der Bestimmung bestellt, daß zur Zeichnung nur beide Geschäftsführer gemeinsam befugt sein sollen. Die Eintragung der Satzungsänderung

erfolgte im Handelsregister, jedoch ohne die Einschränkung der gemeinsamen Zeichnung. Die Firma M. verlangt vom Staat Ersatz des Schadens, der ihr angeblich infolge der unrichtigen Eintragung erwachsen ist.

Das Reichsgericht hat die Klage abgewiesen. Die Eintragung im Handelsregister ist zwar unrichtig vorgenommen, auch ist hierin eine schuldhaftige Amtspflichtverletzung des für die Eintragung verantwortlichen Rechtspflegers zu erblicken. Gegen die Anordnung des an Stelle des Registerrichters tätig gewordenen Rechtspflegers (§ 2 des Gesetzes vom 11. März 1921 zur Entlastung der Gerichte, RGBl. 229) stand den Beteiligten gemäß § 3 des genannten Gesetzes Einwendung beim Registerrichter zu. Obwohl die Firma M. aus der ihr gewordenen Registernachricht ersehen mußte, daß der Inhalt der Eintragung nicht ihrem dem Register mitgeteilten Beschlüssen entsprach, hat sie keine Einwendung erhoben. Die Erhebung einer solchen Einwendung würde die Berichtigung des Registers herbeigeführt haben. Die Firma M. mußte die ihr zugegangene Registermitteilung, die den begangenen Fehler deutlich erkennen ließ, nachprüfen und aus ihr herauslesen, daß die Eintragung so, wie erfolgt, den Beschlüssen nicht entsprochen hat. Unterließ sie dies, so hat sie für einen etwa hieraus entstehenden Schaden selbst aufzukommen und kann den Staat nicht haftbar machen.

Persönliche Schadensersatzpflicht des Vorstandes einer überschuldeten Aktiengesellschaft wegen nach Eintritt der Überschuldung übernommenen Verpflichtungen der Aktiengesellschaft (Beauftragung eines Rechtsanwalts mit Führung eines Rechtsstreits). (Entscheidung des Landgerichts Hagen vom 16. März 1928, 1b, S. 81/28.) Die L.-A.-G. hatte am 10. Juni 1926 in einer gegen sie anhängigen Klagesache den Rechtsanwalt N. mit ihrer Vertretung beauftragt. N. bat unter Übersendung eines Vollmachtsformulars um Einsendung eines Vorschusses. Durch Schreiben vom 14. Juni 1926 teilte die L.-A.-G. unter Rücksendung der unterzeichneten Vollmacht dem Rechtsanwalt N. mit, der gewünschte Vorschuß folge durch die Buchhaltung. Durch Rundschreiben vom 18. Juni 1926 benachrichtigte die L.-A.-G., die seit ihrer Gründung in Zahlungsschwierigkeiten war und sich Anfang 1926 zur Beschaffung von Kredit ihres gesamten Warenlagers sowie der Maschinen und Außenstände entäußert hatte, ihre Gläubiger, darunter auch Rechtsanwalt N., daß sie ihre Zahlungen eingestellt habe. Zugleich bat sie, von Zwangsmaßnahmen abzusehen, da andernfalls Konkurs unvermeidlich sei. Rechtsanwalt N. klagte nach Kündigung des Auftrages seine Gebühren ein. Die Zwangsvollstreckung war erfolglos. Der Konkursantrag der L.-A.-G. wurde mangels Masse abgelehnt. Rechtsanwalt N. machte durch Klage das Vorstandsmitglied F., welches das Schreiben vom 14. Juni 1926 und die Vollmacht unterzeichnet hatte, für den ihm entstandenen Schaden haftbar. Nach seiner Behauptung ist dieser Schaden darauf zurückzuführen, daß nach seiner Beauftragung mit der Prozeßvertretung insofern noch Zahlungen geleistet wurden, als bis zum 17. Juni 1926 Wechsel eingelöst wurden.

Das Landgericht hält den Schadensersatzanspruch des Rechtsanwalts R. gegen F. für begründet. Bei Erteilung des Auftrages an Rechtsanwalt R. war die L.-A.-G. überschuldet. Dies mußte dem F. bei Anwendung der Sorgfalt eines ordentlichen Kaufmanns bekannt sein. Er wußte, daß sich die L.-A.-G. seit ihrer Gründung ständig in Zahlungsschwierigkeiten befunden hat. Er wußte auch, daß gelegentlich der Streitigkeiten bei Aufstellung der Bilanz für 1925 die Beantragung der Konkursöffnung in Erwägung gezogen und nur durch den Widerspruch des Aufsichtsrats hinausgeschoben war. Er kann sich also nicht auf eine Unkenntnis von der Vermögenslage der L.-A.-G. berufen. Er kann sich auch nicht damit entlasten, als technischer Leiter nicht die nötige Sachkenntnis zur Beurteilung der in Rede stehenden Fragen gehabt zu haben. Unter dieser Voraussetzung wüßte schon in in der Übernahme der Arbeiten eines Vorstandsmitglieds allein an sich ein Verschulden liegen, wenn bei dieser Sachlage F. den Rechtsanwalt N. mit der Prozeßvertretung beauftragte und ihm die Zahlung des Kostenvorschusses in Aussicht stellte, trotzdem er damit rechnen mußte, daß er diese Forderung nicht mehr begleichen konnte, so ist der F. wegen vorsätzlicher, gegen die guten Sitten verstoßenden Schadenszufügung haftbar (§ 826 BGB.).

Ansprüche gegen eine Baugenossenschaft für Lieferung von Waren und Ausführung von Arbeiten verjähren in vier Jahren. (Entscheidung des Reichsgerichts, VII. Civilsenat, vom 17. April 1928 — VII 665/27.) Ansprüche von Kaufleuten, Fabrikanten und Handwerkern für Lieferung von Waren und Ausführung von Arbeiten verjähren in zwei Jahren (§ 196, Abs. 1, Ziff. 1, BGB.). Erfolgt die Leistung für den Gewerbebetrieb des Schuldners, so verjähren diese Ansprüche in vier Jahren (§ 196, Abs. 1, Ziff. 1, Abs. 2). Die Verjährung von zwei oder vier Jahren beginnt mit dem Schluß des Jahres, in dem der Anspruch entstanden ist (in der Regel die Lieferung der Waren oder die Ausführung der Arbeiten), oder die Zahlung verlangt werden kann (§ 201 BGB.).

Nach Auffassung des Reichsgerichts ist Gewerbebetrieb im Sinne von § 196, Abs. 1, BGB. jeder auf Erzielung dauernd fließender Einnahmen gerichtete berufsmäßige Geschäftsbetrieb. Ist der Geschäftsbetrieb einer Baugenossenschaft auf die Genossen beschränkt und wird den Genossen kein den handelsüblichen Zinsfuß übersteigender Gewinn für ihre Kapitalanteile zugeführt, so liegt trotzdem ein



Gewerbebetrieb im Sinne von § 196, Abs. 1, Ziff. 1, BGB. vor. Der Eigentümer, der sein Haus deshalb vermietet, weil er selbst für die Räume keine Verwendung hat, wird hierdurch nicht zum Gewerbetreibenden. Alle Merkmale des Gewerbebetriebs liegen dagegen vor, wenn Häuser zu dem Zweck erworben oder errichtet werden, um sie dauernd zu einem einen Überschuss über die Kosten ergebenden Zins zu vermieten, und diese Erwerbs- und Verwaltungsgeschäfte von dem Eigentümer berufsmäßig betrieben werden. Dies trifft bei der in Rede stehenden Baugenossenschaft zu. Aus deren Satzung ergibt sich insbesondere auch, daß sie ihre Mieten nicht nur auf den zur Deckung der Kosten erforderlichen Betrag bemißt, sondern die Ansammlung

des gesetzlichen Reservefonds, die Gewährung einer Kapitaldividende bis zu 4% an die Genossen und die Bildung eines Spezialreservefonds aus ihren Einnahmen vorsieht. Ebenso wird für die Genossen selbst mit dem Geschäftsbetrieb der Genossenschaft eine dauernde Einnahme bezweckt, da ihnen die Nutzung gesunder Wohnungen billig, d. h. unter dem durchschnittlich üblichen Mietzins gleichartiger Wohnungen verschafft und außerdem eine mäßige Verzinsung ihrer Einlagen gewährt wird. Ansprüche für Lieferung von Waren und Ausführung von Arbeiten an derartige Baugenossenschaften verfahren daher, weil die Leistung für den Gewerbebetrieb des Schuldners erfolgt ist, in vier Jahren (§ 196, Abs. 1, Ziff. 1; Abs. 2, BGB.).

## PATENTBERICHT.

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

### A. Bekanntgemachte Anmeldungen.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 3. Mai 1928.

- Kl. 5 c, Gr. 10. A 40 843. Armaturenwerk für Gruben-, Hütten und Bahnbedarf G. m. b. H., Friedrichsthal-Saar. Nachgiebiger wiedergewinnbarer eiserner Grubenstempel. 19. X. 23.
- Kl. 19 a, Gr. 8. T 28 824. Peter Thielmann, Silschede i. Westf. U-förmig den Schienenfuß untergreifende Schienenunterleg- oder Schienenstoßplatte mit beiderseitig abgekröpften wagenrechten Auflagerlappen für Holzschwellen. 6. V. 24.
- Kl. 19 a, Gr. 28. L 69 182. Lübecker Maschinenbau-Gesellschaft, Lübeck. Einrichtungen für das Anheben und Rücken eines unter dem Gegengewichtsarm eines Eimerbaggers liegenden Fördergleises, welche getrennt voneinander angeordnet sind. 11. VII. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 28. S 78 814. Fritz Seim, Leipzig, Farbergasse 1. Lehre zum Ankönnen der Bohrlöcher für Eisenbahnschwellenschrauben bei Verwendung unter Federwirkung stehender Körnerbolzen. 15. III. 27.
- Kl. 19 a, Gr. 28. W 75 582. Werdohler Stanz- und Dampfhammerwerk Adolf Schlesinger, Komm.-Ges., Werdohl i. Westf. Gleisheber mit einseitig gelagertem Lasthebel und in dessen Mittelteil angeordnetem selbstperrenden, ein allmähliches und ein Schnellsinken ermöglichenden Zahnradgetriebe. 2. IV. 27.
- Kl. 19 c, Gr. 5. M 92 710. Ernst Martiensen, Hamburg, Mittelweg 106. Vorrichtung zum Bewässern von Spielplätzen. 29. XII. 25.
- Kl. 20 g, Gr. 1. M 99 518. Dr. Hans Möckel, Essen, Clementinenstraße 37. Gleisanschlußplatte; Zus. z. Pat. 439 957. 27. IV. 27.
- Kl. 20 g, Gr. 1. M 102 957. Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. Werk Nürnberg, Nürnberg, Katzwanger Str. 100. Verholvorrichtung für durch Schiebebühnen oder Drehscheiben zu verstellende Wagen. 11. I. 28.
- Kl. 20 g, Gr. 1. S 74 470. Siegner Maschinenbau Akt.-Ges. u. Richard Lagemann, Siegen i. W. Drehscheibe oder Schiebebühne, insbesondere für größere Schienenfahrzeuge mit durchgehenden, an den Enden in Kragarme auslaufenden Hauptträgern. 11. V. 26.
- Kl. 20 h, Gr. 1. E 31 041. Paul Ermert, Elberfeld, Bahnstr. 4. Geschwindigkeitsmelder für Fahrzeuge, insbesondere für Straßen- und Kleinbahnen. 25. VII. 24.
- Kl. 20 h, Gr. 7. Sch 81 686. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges., Düsseldorf. Vorrichtung zum Verschieben von Schienenfahrzeugen. 11. II. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 3. S 69 961. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnlichtsignal mit Rücklicht. 12. V. 25.
- Kl. 20 i, Gr. 3. S 78 353. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Eisenbahnlichtsignal. 9. II. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 8. B 133 322. Both & Tilmann G. m. b. H., Dortmund, Glückaufstr. 44. Straßenbahnweiche. 2. IX. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 11. E 35 849. Eisenbahnsignal-Bauanstalten Max Jüdel, Stahmer, Bruchsal Akt.-Ges., Braunschweig. Zwischen festliegenden Endstellen hin- und hergehender elektromotorischer Antrieb. 22. VI. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 11. G 72 125. General Railway Signal Company, Rochester, New York, V. St. A.; Vertr.: Dipl.-Ing. H. Hillecke, Pat.-Anw., Berlin SW 61. Vorrichtung zum Verstellen von Eisenbahnweichen. 2. I. 28. V. St. Amerika 12. I. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 14. B 131 376. Georg Berghaus sen. G. m. b. H., Köln, Richard-Wagner-Str. 33. Laterne für einfache Links- und Rechtsweichen. 12. V. 27.
- Kl. 20 i, Gr. 15. Sch 78 407. Georg Schenkel, Schwiebus. Weichenstellvorrichtung. 30. III. 26.
- Kl. 20 i, Gr. 35. L 66 240. C. Lorenz Akt.-Ges., Berlin-Tempelhof, Lorenzweg 1, u. Dr.-Ing. Wolfgang Baseler, München, Wallhallastr. 21. Einrichtung zur Signalübertragung auf bewegte Gegenstände, insbesondere fahrende Züge; Zus. z. Anm. L 65 149. 10. VII. 26.

- Kl. 20 i, Gr. 35. S 79 756. Siemens & Halske Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Einrichtung zur Übertragung eines Signales auf ein Fahrzeug; Zus. z. Anm. S 77 442. 18. V. 27.
- Kl. 35 b, Gr. 3. A 49 380. Ardetwerke G. m. b. H., Eberswalde i. d. Mark. Drehkran. 30. XI. 26.
- Kl. 35 b, Gr. 3. D 51 240. Demag Akt.-Ges., Duisburg. Wippkran. 11. IX. 26.
- Kl. 37 a, Gr. 1. M 98 403. Dipl.-Ing. Alwin Muschter, Altkloster, Krs. Stade. Kastendecke aus Holzbrettern. 17. II. 27.
- Kl. 37 c, Gr. 1. L 67 427. Fa. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Firstziegel. 9. XII. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 1. L 67 428. Fa. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Firstziegel. 9. XII. 26.
- Kl. 37 c, Gr. 1. L 67 714. Fa. Carl Ludowici K. a. A., Jockgrim, Pfalz. Firsteindeckung für Ziegeldächer. 18. I. 27.
- Kl. 37 e, Gr. 13. K 102 837. Haus Kasch, Dänischburg. Gießmast. 9. II. 27.
- Kl. 37 f, Gr. 1. B 124 263. Vereinigte Stahlwerke Akt.-Ges., Düsseldorf. Hohlwand. 23. II. 26.
- Kl. 42 c, Gr. 5. R 66 001. Askania Werke A.-G. vorm. Centralwerkstatt Dessau und Carl Bamberg-Friedenau, Berlin-Friedenau, Kaiserallee 87/88. Theodolit mit photographischer Einrichtung zum Festlegen der jeweiligen Zielrichtung. 23. XI. 25.
- Kl. 80 a, Gr. 56. M 93 603. Carl Meisenhelder, Frankfurt a. M., Wilhelmstr. 29. Schleuderform mit elastischer Formeinlage zur Herstellung von Gegenständen aus plastischer Masse, insbesondere Beton, Ton o. dgl. 8. III. 26. Frankreich 9. III. 25.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 102 302. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumfördergerät. 26. XI. 27.
- Kl. 81 e, Gr. 127. M 102 690. Mitteldeutsche Stahlwerke Akt.-Ges., Berlin W 8, Wilhelmstr. 71. Abraumfördergerät; Zus. z. Anm. M 102 302. 27. XII. 27.
- Kl. 85 b, Gr. 3. S 76 060. Gottlieb Söhngen, Hamm a. d. Sieg, u. Wilhelm Ritschel, Köln-Nippes. Selbsttätig wirkende Vorrichtung zum Zuführen von — insbesondere ätzenden — Flüssigkeiten zu Wasser bei Wasserreinigungsanlagen. 6. IX. 26.
- Kl. 85 e, Gr. 9. G 65 144. Franz v. Reiche, Berlin-Grunewald, Kaspar-Theyß-Str. 22. Straßeneinlauf mit Vorrichtung zum Abfangen der Schmutzstoffe bei geringem Abwasserzufluß. 22. VIII. 25.

### B. Erteilte Patente.

Bekanntgemacht im Patentblatt Nr. 18 vom 3. Mai 1928.

- Kl. 20 a, Gr. 14. 469 137. Schenck und Liebe-Harkort Akt.-Ges. u. Dipl.-Ing. Paul Üllner, Achenbachstr. 15, Düsseldorf. Schrägaufzug für Braunkohlenbergwerke o. dgl. 2. VII. 26. Sch 79 312.
- Kl. 20 g, Gr. 1. 460 122. Kurt Orlovius, Berlin W 15, Brandenburgische Str. 36. Drehscheibe mit unterteilten Hauptträgern. 19. XII. 25. O 15 390.
- Kl. 20 h, Gr. 4. 460 368. Gesellschaft mit beschränkter Haftung für Oberauforschung, Berlin SW 11, Europahaus am Anhalter Bahnhof. Wirbelstromgleisbremse; Zus. z. Anm. 459 369. 18. III. 26. B 124 552.
- Kl. 20 i, Gr. 4. 460 138. Dr. Hans Möcke, Essen-Rüttenscheid, Clementinenstr. 37. Aufklappbare, nach allen Richtungen hin befahrbare Kletterdurchgangs- und Rückfahrtweiche. 25. V. 27. M 99 890.
- Kl. 20 i, Gr. 1. 460 210. Friedr. Wilhelm Deisler, Offenbach a. M., Waldstr. 96. Kreuzungsstück und Herzstück in fünfteiliger Ausführung. 23. II. 27. St 42 291.
- Kl. 20 i, Gr. 17. 460 211. Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin NW 40, Friedrich-Karl-Ufer 2—4. Schaltung von elektrischen Weichenstellvorrichtungen. 31. VII. 27. A 51 605.
- Kl. 37 b, Gr. 3. 460 148. Gefinal G. m. b. H. Gesellschaft für Bau und Einrichtung von Industrie-Anlagen, Berlin SW 48, Wilhelmstr. 121. Teleskopmast. 28. III. 26. G 66 971.



- Kl. 37 b, Gr. 4. 460 251. Dr.-Ing. Bruno Bauer, Wien; Vertr.: Dr. A. Levy u. Dr. F. Heinemann, Pat.-Anwälte, Berlin SW 11. Gußeisenkern für die Herstellung von Säulen aus umschnürtem Eisenbeton. 11. V. 26. B 125 385.
- Kl. 37 b, Gr. 6. 460 294. Johannes Weiß, Leipzig, Fleischerplatz 2—5. Unterlegsplatte. 28. XI. 25. W 71 179.
- Kl. 80 b, Gr. 18. 460 339. Chemische Fabrik von Heyden Akt.-Ges., Radebeul, Dresden. Verfahren zur Herstellung von besonders wirksamen Filterkörpern zur Reinigung von Flüssigkeiten. 19. XII. 24. C 35 881.

- Kl. 80 d, Gr. 1. 460 116. Gustav Weiche sen., Ilsenburg a. H. Festklemmung der auswechselbaren Spitzenbahnen, insbesondere an Gesteins-Stielhämmern. 17. III. 27. W 75 361.
- Kl. 81 c, Gr. 136. 460 206. J. Pohlig Akt.-Ges., Köln-Zollstock u. Dipl.-Ing. Paul Volkenborn, Köln-Ehrenfeld, Venloer Str. 169. Bunker für Schüttgut. 18. VII. 26. P 53 236.
- Kl. 81 c, Gr. 136. 460 340. Siemens-Schuckertwerke Akt.-Ges., Berlin-Siemensstadt. Verschuß und Entleerungsvorrichtung für Staubunker. 5. II. 26. S 73 161.

### BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Der Brunnenbau. Von Franz Bösenkopf, Brunnenmeister in Wien. Mit zahlreichen Beispielen ausgeführter Brunnenbauten und deren Berechnung sowie mit 141 Abb., 6 Tafeln und 5 Tabellen. Wien, Verlag von Julius Springer, 1928. Preis broschiert RM. 10,—, gebunden RM. 11,20.

Das Werkchen macht keinen Anspruch auf Wissenschaftlichkeit.

Es ist von einem alten erfahrenen Praktiker für den tätigen Brunnenbauer geschrieben und für diesen gewiß wertvoll. Das was über das Bergen Verunglückter bei Erstickungen infolge von Gasen und bei Verschüttungen gesagt ist, ist auch über den engeren Fachkreis des praktischen Brunnenbauers hinaus von allgemeinem Interesse.

H. Engels.

### MITTEILUNGEN DER DEUTSCHEN GESELLSCHAFT FÜR BAUINGENIEURWESEN.

Geschäftsstelle: BERLIN NW 7, Friedrich-Ebert-Str. 27 (Ingenieurhaus).

Fernsprecher: Zentrum 152 07. — Postscheckkonto: Berlin Nr. 100 329.

#### Arbeitsvorbereitung im Baugewerbe.

Der Ausschuß für wirtschaftliche Fertigung (AWF) beim Reichskuratorium für Wirtschaftlichkeit hat einen Sonderausschuß zur Arbeitsvorbereitung im Baugewerbe eingesetzt. In diesem Ausschuß arbeiten einige hervorragende Mitglieder der D.G.f.B. mit. Zunächst hat der Ausschuß eine Reihe von Gesichtspunkten zusammengestellt, die bei der Vorbereitung von Bauarbeiten beachtet werden müssen. Das vorläufige Ergebnis der Ausschubarbeiten ist in den „AWF-Mitteilungen“ 1928, Heft 6, S. 53—55 veröffentlicht. Der AWF ladet alle beteiligten Fachkreise ein, zu dem abgedruckten Entwurf für die Hauptteilung eines Grundplanes der Arbeitsvorbereitung im Baugewerbe Stellung zu nehmen. Die „AWF-Mitteilungen“ sind durch die Geschäftsstelle des AWF, Berlin NW 6, Luisenstraße 58—59, erhältlich.

#### Prüfingenieure für Statik.

Auf besonderen Wunsch des Ausschusses für Prüfingenieure bringen wir in folgendem noch die Namen derjenigen Prüfingenieure, die bereits früher vom Preussischen Ministerium für Volkswohlfahrt zu Prüfingenieuren für Statik berufen worden sind, bisher aber an dieser Stelle nicht bekannt gegeben worden waren.

Name, Titel, Wohnort und Straße	Fachgebiete
Provinz Ostpreußen.	
Josef Gingerich, Ziv.-Ing., Königsberg i. Pr., Charlottenstr. 4.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Provinz Brandenburg.	
Theodor Gesteschi, Dr.-Ing., Ziv.-Ing., Berlin W 30, Rosenheimer Str. 30.	wie vor
Robert Hauer, Dr.-Ing., Berat. Ing., Charlottenburg 9, Stormstr. 3.	Eisenbau, Eisenbetonbau
Gustav Heun, Ziv.-Ing., Berlin-Friedenau, Cranachstr. 38.	Eisenbau
Robert Kado, Stadtbaurath a. D., Berat. Ing., Berlin-Wilmersdorf, Berliner Str. 157.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Viktor Kuhn, Berat. Ing., Berlin W 50, Augsburger Str. 52.	Eisenbau, Holzbau
Viktor Lewe, Dr.-Ing., Dr., Professor a. d. Technischen Hochschule, Berlin NW 21, Rathenower Str. 35.	Eisenbetonbau, Holzbau
Gerhard Mensch, Berat. Ing., Berlin W 15, Kurfürstendamm 175.	Eisenbau, Eisenbetonbau
Georg Padler, Dipl.-Ing., Berat. Bauingenieur, Berlin-Friedenau, Stubenrauchstr. 55.	Eisenbetonbau
Georg Rascher, Ingenieur, Berlin-Niederschönhausen, Zietenstr. 27.	Eisenbau
Bruno Schulz, Reg.-Baumeister a. D., Berlin-Grunewald, Josef-Joachim-Str. 36 a.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Joachim Schultze, Dr.-Ing., Privatdozent a. d. Technischen Hochschule, Charlottenburg 2, Bismarck-Str. 114.	Eisenbetonbau

Name, Titel, Wohnort und Straße	Fachgebiete
Provinz Schlesien.	
Paul Katz, Ziv.-Ing., Breslau 13, Augustastraße 58.	Eisenbau, Holzbau
Rudolf Preuß, Dipl.-Ing., Ziv.-Ing., Breslau 10, Matthiasplatz 20.	Eisenbetonbau
Provinz Schleswig-Holstein.	
Hans Rohwer, Dipl.-Ing., Ziv.-Ing., Rendsburg, Wilhelmstr. 13.	Eisenbetonbau, Holzbau
Provinz Sachsen.	
Alfred Eggert, Berat. Ing., Leipzig-Schkeuditz, Merseburger Str. 1 a.	Eisenbau
Otto Königer, Reg.-Baumeister a. D., Eisenbau- u. Betriebsinspektor a. D., Halle an der Saale, Bernburger Str. 31.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Johann Onnecken, Dipl.-Ing., Reg.-Baumeister a. D., Nordhausen, Arnoldstr. 16.	Eisenbau, Eisenbetonbau
Bernhard Röttinger, Ziv.-Ing., Halle a. d. Saale, Prinzenstr. 15.	wie vor
Provinz Hannover.	
Friedrich Klein, Dipl.-Ing., Dr. phil., Osnabrück, Riedenstr. 6.	Eisenbetonbau
Provinz Westfalen	
Erich Awe, Ziv.-Ing., Bielefeld, Ravensberger Straße 52.	Eisenbau
Oskar Faller, Dipl.-Ing., Ziv.-Ing., Dortmund, Neuer Graben 55.	Eisenbau
Arno Schleusner, Dipl.-Ing., Ziv.-Ing., Dozent a. d. Technischen Hochschule, Recklinghausen i. W., Bochumer Str. 6.	Eisenbau, Eisenbetonbau
Bruno Schröder, Berat. Ing., Gelsenkirchen 3, Markgrafenhof 30.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Provinz Hessen-Nassau.	
Georg Rüth, Dipl.-Ing., Berat. Ing., Professor a. d. Technischen Hochschule, Wiesbaden-Biebrich, Wilhelm-Kalle-Str. 16.	Eisenbetonbau
Rheinprovinz.	
Franz Boerner, Berat. Ing., Düsseldorf 10, Boltentsterstr. 14.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Anselm Cyran, Ziv.-Ing., Düsseldorf 10, Boltentsterstr. 24.	Eisenbau
Ernst Elwitz, Dipl.-Ing., Berat. Ing., Düsseldorf-Gerresheim, Ikenstr. 37.	Eisenbau, Eisenbetonbau, Holzbau
Pirlet, Dr.-Ing., Ziv.-Ing., Köln, Kinkelstr. 19.	wie vor

#### Berichtigung zum Verzeichnis der Prüfingenieure für Statik in Heft 25, 1928.

Auf Seite 464, in der Mitte der 2. Spalte, muß es unter „Rheinprovinz“ heißen: „Oskar Abisch, Dr.-Ing., Köln-Deutz, Gotenring 16“, nicht: „Oskar Bisch, ....“.