

# ARMIERTER BETON.

1917. Mai.

## INHALT

Bericht über die 20. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. S. 105.

Die Entwicklung des Eisenbetons im Bau von Untergrundbahnen. Von Ingenieur G. Mahir (Berlin-Wilmersdorf). S. 107.

Berechnung des kontinuierlichen Trägers mit veränderlichem Trägheitsmoment über vielen, gleichen Öffnungen. Von Dr.-Ing. A. Ritter, i. Fa. Wayß & Freytag, A.-G. in Düsseldorf. S. 111.

Die Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton (Heft 33 u. 37). S. 116.

Literaturschau. Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze (Dresden). S. 120.

Verschiedene Mitteilungen:

Wer trägt die Gefahr für den Untergang unfertiger Bauten? S. 124. — Vaterländischer Hilfsdienst und Übertritt von Lehrlingen in Konkurrenzbetriebe. S. 125. — Die Kriegsklausel in nach Kriegsausbruch abgeschlossenen Lieferungsverträgen. S. 126. — Weiterzahlung des Gehalts an im Felde stehende Angestellte ist nicht als Geschenk, sondern als Vertragsleistung anzusehen. S. 126. — Die Unfallversicherungspflicht der künstlerisch gebildeten Architekten. S. 126. — Der Gehaltsanspruch des zum Kriegsdienste eingezogenen Technikers. S. 126. — Sind Zementlieferungsverträge für eine bestimmte Zeit Fixgeschäfte? S. 127. — Stillschweigender Verzicht auf das aus der Kriegsklausel entspringende Rücktrittsrecht. S. 127. Bücherbesprechungen. S. 128.

## BERICHT ÜBER DIE 20. HAUPTVERSAMMLUNG DES DEUTSCHEN BETON-VEREINS.

Unter der Leitung seines Vorsitzenden Herrn Alfred Hüser (Oberkassel) fand am 19. April d. J. die zwanzigste Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in Berlin statt. Der Zeit angepaßt waren nur die Mitglieder einschließlich der beratenden zur Sitzung geladen.

Den hauptsächlichsten Umfang in den Verhandlungen nahm der vom Vorsitzenden erstattete Jahresbericht ein, an den sich der Bericht der Technischen Ausschüsse, ferner der besonders umfangreiche und bedeutungsvolle Jahresbericht des Wirtschaftlichen Ausschusses (Vorsitzender Herr W. Langelott, Dresden), weiter Mitteilungen über die Mitwirkung des Deutschen Beton-Vereins im Deutschen Ausschusse für Eisenbeton, ein Bericht über die Reißfestigkeit bewehrten und unbewehrten Betons und endlich ein solcher über die Verwendbarkeit der Hochofenschlacke zu Betonzwecken anschlossen. Aus den vielgestaltigen Verhandlungsgegenständen seien als für die Praxis des Beton- und Verbundbaues besonders wichtig und von allgemeiner Bedeutung die beiden zuletzt behandelten Punkte eingehender auch an dieser Stelle und an der Hand der in der Hauptsitzung gegebenen Darlegungen gewürdigt.

### 1. Die Untersuchung von Reißbildung an Eisenbeton-Bauwerken.

Allgemein bekannt sind die Untersuchungen des Regierungs- und Baurats Perkuhn von der Kgl. Eisenbahndirektion Kattowitz über das Auftreten von Zerstörungserscheinungen an den Außenflächen von Eisenbeton-Bauwerken im Ge-

biet der Eisen- und Zinkhütten des Kattowitzer Bezirkes. Die in Frage stehenden Bauwerke wurden einer langjährigen Beobachtung unterzogen; die einzelnen Reißstellen wurden aufzeichnet und ihr Fortschreiten verfolgt.

Da dies Vorkommnis naturgemäß in den Kreisen der Eisenbetonfachmänner lebhaftes Interesse hervorrief, so erwuchs dem Deutschen Beton-Verein in erster Linie daraus die Aufgabe, jene Zerstörungserscheinungen auch von sich aus einem gründlichen Studium und einer unparteilichen Beurteilung zu unterziehen. Über die Durchführung der Untersuchung, die hierbei erzielten Ergebnisse und die sich aus ihnen ableitenden Folgerungen, äußert sich der Jahresbericht des Deutschen Beton-Vereins folgendermaßen:

„Bei der technisch-statischen Durcharbeitung der Konstruktionen ergab sich, daß einige größere Risse ohne weiteres auf unrichtige Konstruktion, mangelhafte Ausbildung und unsachgemäßes Verlegen der Eiseneinlagen zurückzuführen waren.

Die Bauwerke wurden dann durch einen dazu eingesetzten Ausschuß, in welchem auch der Deutsche Beton-Verein vertreten ist, unter dankenswerter Führung durch Herrn Regierungs- und Baurat Perkuhn besichtigt. Dieser Besichtigung konnten sich auch dem Ausschuß nicht angehörende Mitglieder unseres Vereins anschließen.

Die Besichtigung war weitgehend vorbereitet und erleichtert durch Gerüste, welche das Studium der Reißbildung aus nächster Nähe gestatteten und durch deutliches Anzeichnen der mittels scharfer Lupen aufgesuchten Reißchen. Die Veränderung der Reißbilder im Laufe der Beobachtungszeit von etwa 4 Jahren, welche sorgfältig aufgetragen und

durch Lichtbilder festgelegt waren, war dabei zu erkennen. Von besonders zu beachtendem Einfluß auf das Vorkommen sind in der genannten Gegend die Dünste und Gase der Zinkhütten. Herr Regierung- und Baurat Perkuhn hat in Erkenntnis dessen für seine Beobachtungen daher auch verschiedene Luftklassen gebildet, in welche die einzelnen Bauwerke eingeordnet sind. Die in den Gasen vorhandenen schwefeligen Säuren werden durch die Luft und durch Regen den Bauwerken zugeführt. Sie dringen in die feinsten Poren ein und natürlich leichter an den Stellen feiner Risse, seien dies nun Putz-, Schwind- oder Bewegungsrisse.

Infolgedessen gelangen sie hier zu den Eisenanlagen der Konstruktion, meist zunächst an die Bügel, und verursachen Rosten. Der Rost drückt durch Volumenvergrößerung den anhaftenden Beton ab. Liegen die Eisen nahe an der Oberfläche, so tritt diese Erscheinung rascher ein, liegen sie weiter im Innern, verringert sie sich. Die Beobachtung an sämtlichen Bauwerken läßt den Schluß zu, daß bei einer gewissen Überdeckungsstärke überhaupt keine Beeinflussung mehr stattfindet. Diese Stärke kann nach den heutigen Erfahrungen zu  $3\frac{1}{2}$  cm angenommen werden.

Die Oberfläche des Betons im allgemeinen war nur wenig durch die Säuren angegriffen, so daß an vielen Stellen die Holzmaserung der Verschalung noch deutlich erkennbar war.

In der Nachbarschaft dieser Bauwerke stehende Eisenbauten zeigten bei Vergleich mit den Eisenbetonbauten erheblich stärkere Schäden, so daß z. B. von eisernen Trägern große 1 mm starke Rostschalen müheles abzuheben waren.

Eine Ausbesserung derartiger Schäden ist leicht möglich, und man wird daher in Zukunft an solchen gefährdeten Stellen der Unterhaltung der Bauwerke eine größere Aufmerksamkeit zuwenden müssen.

Der Deutsche Beton-Verein hat nun, wie eingangs berichtet, um einen Vergleich zu haben, in einer Reihe anderer Gegenden Deutschlands eine große Zahl von Eisenbeton-Brückenbauwerken besichtigen lassen. Die Berichte darüber sind dank bereiter Hilfe der Mitgliedfirmen sehr eingehend auf Grund sorgfältigster Untersuchung aufgestellt. Sie sind dem Deutschen Ausschuss für Eisenbeton zugegangen. Es ist beabsichtigt, auch von diesen Brücken, soweit es Lage und Verkehr zulassen, mehrere einer längeren Beobachtung zu unterwerfen. Die Ergebnisse werden bekanntgegeben.

Wenn auch an diesen Bauwerken hie und da die Bildung feiner Rißchen zu beobachten ist, so kann doch heute schon gesagt werden, daß ein Vorkommen, wie es in Oberschlesien aufgetreten ist, nirgendwo beobachtet ist. Offenbar hat hier also die von schwefeligen Säuren stark geschwän-

gerte Luft das besonders starke Bemerkbarwerden der Risse verursacht.

Während im ersten Augenblick dieses Vorkommen ein Mißtrauen gegenüber Eisenbetonbau zu verursachen schien, ist durch das Studium seitens des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton im Gegenteil festgestellt, daß selbst unter diesen ungünstigen Umständen der Eisenbeton sich besser bewährt hat als Eisenbau. Der Arbeitsausschuß kam in seinem Bericht über die Untersuchung zu dem Schluß: daß bei Eisenbeton wohl mehr als bei anderen Bauweisen Mängel in Entwurf und namentlich bei der Ausführung vermieden werden müssen. Die Besichtigung der Brücken hat gezeigt, daß, wenn diese Bedingungen erfüllt sind, die Eisenbetonweise das ihr bisher gebrachte Vertrauen auch in Zukunft verdient.

Abgesehen von diesen Studien an Kattowitzer Bauwerken suchte der Deutsche Beton-Verein — wie oben schon erwähnt — die Frage der Rissebildung bei Brücken aber noch weiter und allgemeiner zu klären. Durch seine Mitgliedfirmen ließ er im ganzen 21, an den verschiedensten Stellen liegende und den verschiedensten Beanspruchungen und örtlichen Verhältnissen ausgesetzte Brückenbauwerke eingehend besichtigen und auf Rißbildung und Abblätterserscheinungen untersuchen, ferner auch die Möglichkeit der Anbringung von Beobachtungseinrichtungen prüfen, welche für einen längeren Zeitraum an den Bauwerken erhalten bleiben können, so daß Messungen und photographische Aufnahmen über Veränderungen im Laufe der Jahre vorgenommen werden können. Die Berichte liegen vor. Sie geben dank des bereitwilligen und eingehenden Studiums der Bauwerke seitens der beteiligten Firmen ein gutes Vergleichsbild und werden bearbeitet, sie sind auch dem Deutschen Ausschuss für Eisenbeton zum Studium und zur weiteren Behandlung übergeben.

Die wiederholten Beobachtungen der Bauwerke, welche bei der Feinheit der Rißbildungen in der Oberfläche des Betons sehr mühevoll und zeitraubend sind, werden den Verein naturgemäß noch Jahre hindurch beschäftigen. Soviel kann aber heute schon gesagt werden, daß an keinem der untersuchten Bauwerke Beschädigungen auch nur in annähernd dem Maße und Umfang wie bei den Kattowitzer Brücken festgestellt wurden, und daraus darf wohl der Schluß gezogen werden, daß für das Vorkommen in Oberschlesien — wie oben ausgeführt wurde — die Hauptursache die Einwirkung der Hüttengase ist.

Die gesamte Fachwelt, die mit dem Eisenbetonbau in Verbindung steht, wird die Ergebnisse der Untersuchungen des Deutschen Beton-Vereins mit besonderer Genügnung begrüßen; lassen sie doch, wie auch aus der

anderweitigen ganz allgemeinen Bewährung des Verbundbaues nicht anders zu erwarten stand, schon heute mit erfreulicher Deutlichkeit erkennen, daß die **Vorkommnisse in Kattowitz**, soweit sie nicht überhaupt auf Konstruktionsfehler zurückzuführen sind, **keine allgemeine Bedeutung besitzen**, also auch nicht verallgemeinert werden dürfen, sondern nur durch örtliche Verhältnisse, deren Einfluß aber auch ausschaltbar, bedingt sind. Deshalb liegt auch nicht der geringste Grund dafür vor, auf dem bisher mit so hervorragendem Erfolge beschrittenen Wege, den Verbundbau immer mehr und mehr im Brückenbau einzuführen, nicht **unentwegt fortzuschreiten!**

## 2. Die Verwendbarkeit der Hochofenschlacke zu Betonzwecken.

Hierüber besagt der Jahresbericht:

„Die Versuche mit Hochofenschlacken sind im Königlichen Materialprüfungsamt Berlin-Lichterfelde zu einem vorläufigen Abschluß gebracht. Der Bericht darüber befindet sich im Druck und wird ehestens erscheinen.

Der 1. Teil dieser Versuche erstreckte sich auf:

Die allgemeinen Eigenschaften der Hochofenschlacken, ihre chemische Zusammensetzung, ihr Verhalten (Gefügeveränderung) bei Lagerung im Freien, Eigenschaften der zu den Betonversuchen verwendeten Zemente und Zuschlagsstoffe, Druckfestigkeiten der Betonmischungen, Verhalten der Schlacken und Eiseneinlagen im Beton.

Der 2. Teil umfaßt die chemischen und mikroskopischen Untersuchungen.

Nach den bisherigen Ergebnissen der Versuche dem Herrn Minister der öffentlichen Arbeiten vorzuschlagen, Bestimmungen über die Verwendung von Hochofenschlacken zu Beton zu erlassen, erschien der Kommission verfrüht. Dagegen wurde vorgeschlagen, Richtlinien für die Lieferung von Hochofenschlacken aufzustellen.

Ein vom Verein Deutscher Eisenhüttenleute e. V., Düsseldorf vorgelegter Entwurf zu solchen Richtlinien wurde von dem damit betrauten Unter-

ausschuß und in der Gesamtkommission beraten.

Die hier aufgestellten Richtlinien gehen zunächst der Staatsbauverwaltung zur Äußerung zu und werden danach wohl eine endgültige Fassung in neuer Kommissionsberatung erfahren.

Aus den Versuchen geht hervor, daß Hochofenschlacken des Eisenhochofenbetriebes (in den Richtlinien ist eine genaue Bezeichnung der geeigneten Schlacken gegeben) zum größten Teil ein für Betonzwecke geeigneter Baustoff sind. Andererseits kann nicht geleugnet werden, daß auch Schlacken anfallen, welche sich nicht zu Betonzwecken eignen.

Ein leicht erkennbares Merkmal zur Unterscheidung geeigneter und ungeeigneter Schlacken konnten auch die Ergebnisse der Versuche nicht erbringen.

Es wird angenommen, daß aus Erfahrung schon bald nach dem Erkalten beurteilt werden könne, ob die Schlacken zu Zerfall neigen oder nicht, daß die Art der Ausschüttung auf der Halde und die davon abhängige schnellere oder langsamere Abkühlung von Einfluß auf diese Eigenschaften sind, und daß die Hochofenwerke in der Lage seien, geeignete und ungeeignete Schlacken in Zukunft auf den Halden zu trennen.

Bei Verwendung alter Halden sei besondere Vorsicht anzuwenden und nach Aufschluß seien nur die steinigen, auch einige Zeit nach dem Aufschluß nicht zerfallenden Stücke der Zerkleinerung in Steinbrechwerken mit Siebtrommeln zu unterwerfen.

Die Unterscheidung von geeigneter und ungeeigneter Schlacke wird danach nur dem Eisenhüttenmann einwandfrei möglich sein, solange nicht ein leicht anwendbares Verfahren hierzu gefunden sein wird.

Es ist daher einstweilen erforderlich, daß die Hochofenschlacke erzeugenden Werke die Gewähr für die Güte und Beständigkeit der zu Betonzwecken zu verarbeitenden Schlacken übernehmen.“

M. F.

## DIE ENTWICKLUNG DES EISENBETONS IM BAU VON UNTERGRUNDBAHNEN.

*Von Ingenieur G. Mahir (Berlin-Wilmersdorf).*

Im Bau großstädtischer Schnellbahnen hat der Eisenbeton bisher nur vereinzelt Anwendung gefunden. Obgleich in Amerika bereits vor dem Jahre 1906 Schnellbahntunnel aus Eisenbeton gebaut wurden, ging man in Deutschland erst im Jahre 1908 beim Bau der Hamburger Hochbahn zur Verwendung von Eiseneinlagen im Beton bei der Ausbildung des Tunnelquerschnittes über, dessen wichtigster Tragteil, die Deckenkonstruktion,

jedoch aus Walzeisen bestand. Erst im Jahre 1911 beim Ausbau des Schnellbahnnetzes der Hochbahngesellschaft vom Spittelmarkt nach dem Alexanderplatz bis zur Schönhauser Allee wurde das unter der Spree durchgeführte Tunnelstück aus Eisenbeton gebaut, während die übrigen normalen Tunnelstrecken unter Verwendung von Walzeisen hergestellt sind.

In der weiteren Entwicklung des großstädti-

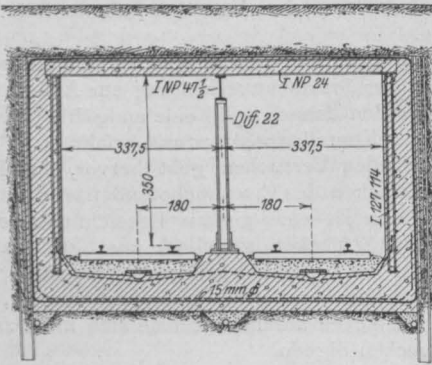


Fig. 1.

Hamburg. Querschnitt des Tunnels mit Sohle im Grundwasser führenden Baugrund.

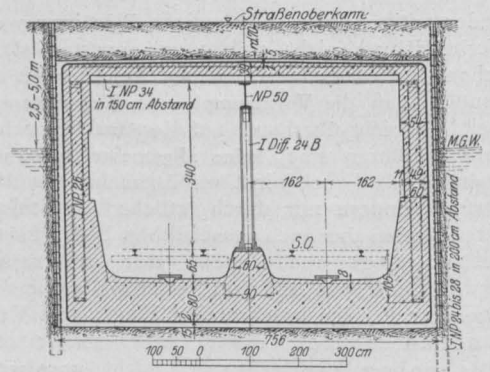


Fig. 4.

Stadt Berlin-Schöneberg und Hochbahngesellschaft.

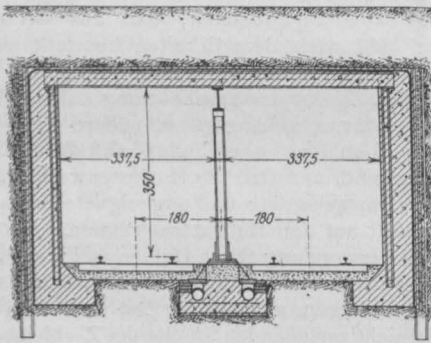


Fig. 2.

Hamburg. Querschnitt des Tunnels ohne Sohle im grundwasserfreien Baugrund.

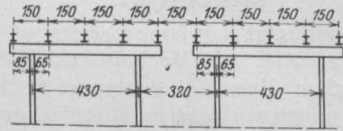


Fig. 5.

Hochbahngesellschaft Berlin.

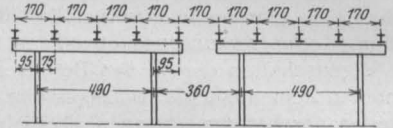


Fig. 5 a.

Stadt Berlin - Schöneberg.

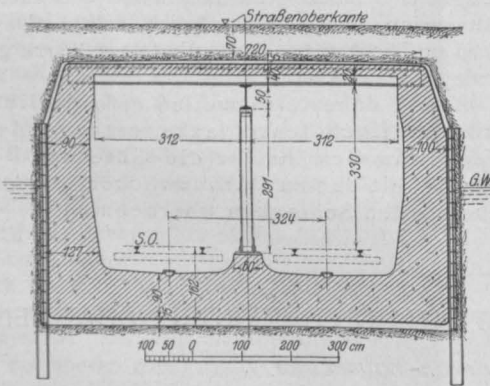


Fig. 3.

Hochbahngesellschaft Berlin. Stammtunnel.

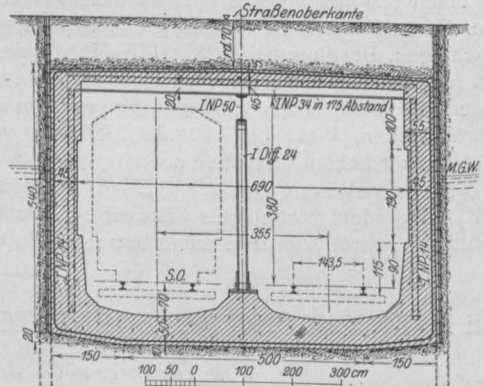


Fig. 6.

A. E. G. Berlin.

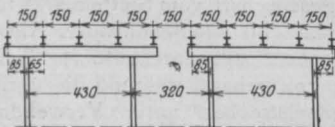


Fig. 3 a.

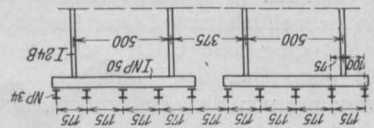


Fig. 6 a.

schon Tunnelbaues konnte man sich jedoch der Anwendung des Eisenbetons nicht mehr verschließen, obgleich diese nur auf die Ausbildung anormaler Querschnitte oder einzelner Teile des Tunnelquerschnittes beschränkt geblieben ist. Es ist nicht zu verkennen, daß die Ausführung eines

pen ausgebildet (s. Fig. 1 bis 8); zuweilen übernimmt das Eisen allein die Rolle der Tragkonstruktion, während der Beton als Füllmaterial dient. Nach ihrer konstruktiven Ausbildung können die Profile in

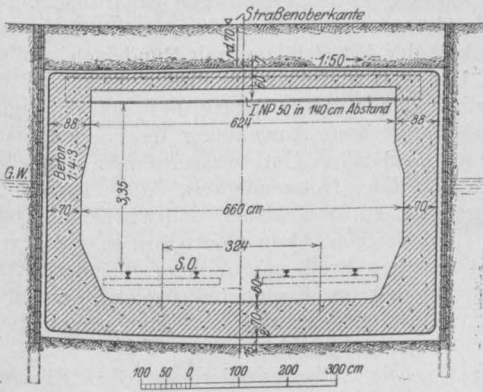


Fig. 7.

Stadt Berlin — Wilmersdorf.

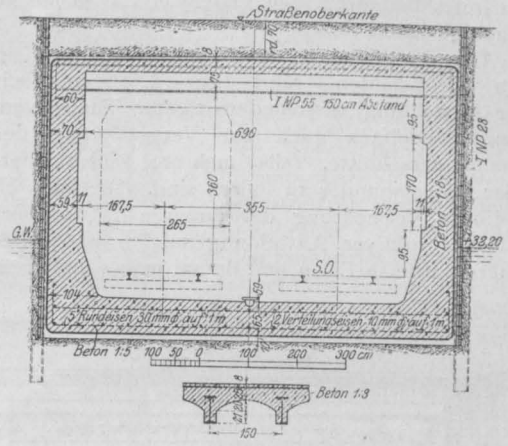


Fig. 8.

Nord-Süd Stadt Berlin.

Schnellbahntunnels aus Eisenbeton im Gegensatz zu der seit 20 Jahren eingeführten Bauweise mit Verwendung von Walzeisen mancherlei Schwierigkeiten begegnet. Es soll untersucht werden, welcher Art diese sind, und auf welche Weise sie aus dem Wege geräumt werden könnten.

In erster Linie sind sie in der Örtlichkeit der Großstadt und in den Hindernissen begründet, welche in den engen Straßen inmitten des großstädtischen Verkehrs und in der äußersten Beschränkung des Bauplatzes zu suchen sind. Außerdem gestattet die bisherige Ausführung des Tunnels in Walzeisen und Beton eine mehr und mehr fortschreitende Vereinfachung der Bauarbeiten und dadurch eine Verkürzung der Bauzeit, worauf sowohl die

Aufsichtsbehörden wie auch die Bauleitungen hinwirkten. Die bisher in Deutschland ausgeführten Tunnelquerschnitte sind ohne Ausnahme mit Walzeisendecken und zwischengespannten Betonkap-

solche mit gestützter und solche mit ungestützter; Decke getrennt werden. Besondere Vorzüge für die eine oder andere Konstruktion lassen sich nicht anführen. Wenn auch die Ausführung mit gestützter Decke sich billiger stellt so ist die Differenz von 8 bis 10% der Baukosten nicht allein ausschlaggebend für die Anwendung der einen oder anderen Ausbildung.

Das Profil mit ungestützter Decke könnte den

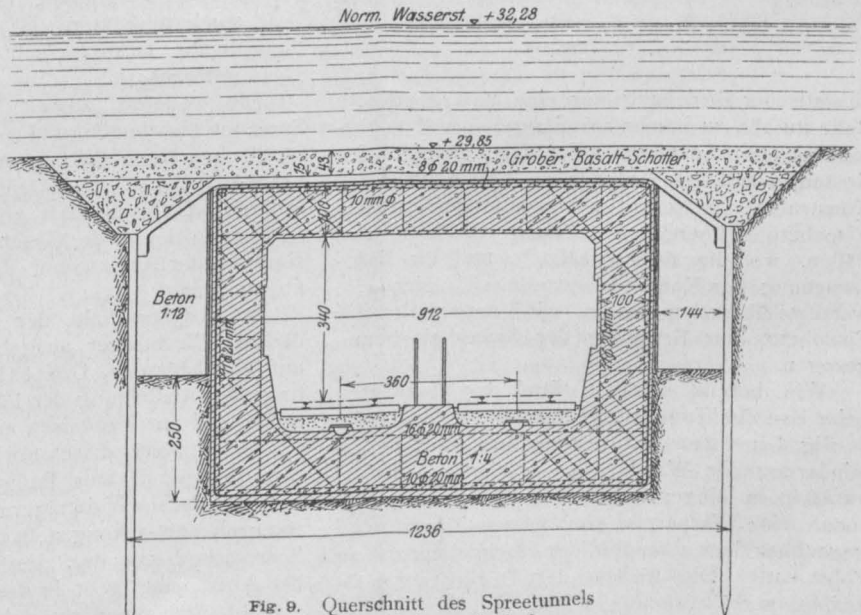


Fig. 9. Querschnitt des Spreetunnels der Hochbahngesellschaft.

Vorzug für sich in Anspruch nehmen, daß bei einer etwaigen Entgleisung eines Zuges oder einem ähnlichen Unfall die Tragkonstruktion der Decke nicht gefährdet wäre, außerdem gestattet ein freies Lichtprofil den Einbau von Weichen an beliebiger Stelle.

Die Ausdehnung des Schnellbahnnetzes in den Großstädten führt zur Notwendigkeit der Ausbildung verschiedenartigster Tunnelkreuzungen, vielfach auch zur Vergrößerung der Tunnelquerschnitte, falls mehrere Linien über- oder nebeneinander zu führen sind. Die dadurch bedingte Vermehrung der äußeren Kräfte führt bei konstruktiver Ausbildung solcher anormaler Querschnitte in Eisen und Beton, wobei letzterem

gleichzeitig die Haftfestigkeit des Betons der Seitenwand zur Aufnahme der Kräfte heranziehen. Die Eiseneinlagen der Sohle und Seitenwände sind 10 und 15 mm starke Rundeisen in 40 cm Abstand. Der Beton ist aus 1 R.T. Zement und 6 R.T. Kies gemischt, dessen Druckfestigkeit 140 bis 160 kg/qcm nach 28 Tagen Erhärtung ergab. Beim Tunnel ohne Sohle ist nur das durchgehende Bankett der Mittelstützen mit Rundeisen armiert.

Der 1911 und 1912 erbaute Spreetunnel der Berliner Hoch- und Untergrundbahn (s. Fig. 9) kann als die erste Anwendung des reinen Eisenbetons im Bau von Unterwassertunneln angesehen werden. Die Notwendigkeit, den Tunnel im Gegensatz zu den bisher üblichen runden oder elliptischen Querschnittsformen als viereckiges Profil auszubilden, führte zur Ausbildung in Eisenbeton, welcher die günstigste Lösung der Eck- und Längsversteifung ermöglichte.

Die Dimensionierung der Eiseneinlagen geht aus Fig. 3 hervor: Das Mischungsverhältnis des Betons ist 1 R.T. Zement + 4 R.T. Kies mit einer Druckfestigkeit von 200 kg/qcm nach 28 Tagen. Der in drei Bauabschnitten ausgeführte Einbau des Spreetunnels geschah bekanntlich in offener Baugrube im Schutze eines Fangdammes, welcher zwischen Spundwänden im Spreebett errichtet war. Die Trockenlegung der Baugrube innerhalb des Spreebettes war mittels Grundwasserabsenkungsanlagen nur dadurch möglich, daß der Grundwasserstrom in keiner Verbindung mit der Stree steht, sondern letztere ist durch eine wasserdichte Schlickschicht vom Grundwasser getrennt.

Die weiteren zurzeit im Bau begriffenen Spreeunterführungen, und zwar die Kreuzung der städtischen Nord-Südbahn an der Weidendammerbrücke (s. Fig. 10) und diejenige der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft an der Jannowitzbrücke (s. Fig. 11) der Linie Gesundbrunnen — Neukölln sind von der Anwendung des reinen Eisenbetons abgewichen.

Beim Querschnitt der Nord-Südbahn ruhen die als Blechträger ausgebildeten Deckenträger auf Wandstützen I Diff. 40 B mit konsolartig verbreiteter Ausbildung der Füße. Seitenwände und Sohle sind mit Rundeisen armiert.

Der Einbau dieses Spreetunnels erfolgt zurzeit in abgedeckter Baugrube. Die aus Holzböhlen zwischen Walzträgern verlegte provisorische Baugrubenabdeckung stellt gleichzeitig eine künstliche Spreesohle dar. Verlegung und Dichtung der Abdeckung geht in drei Bauabschnitten zwischen Fangdämmen vor sich, welche im Spreebett errichtet werden und nach Einbau der Abdeckung

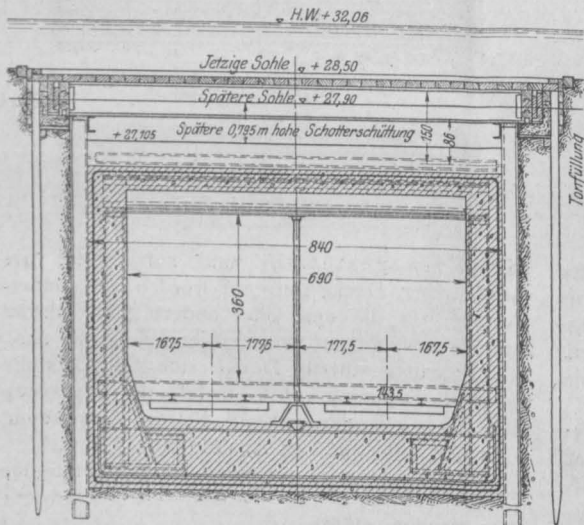
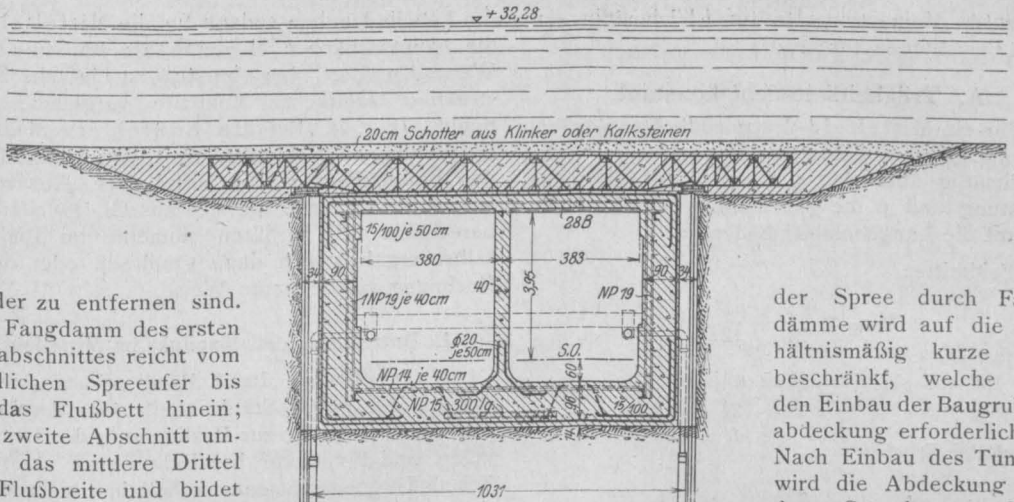


Fig. 10.

in statischer Beziehung nur eine untergeordnete Rolle zufällt, zu immer schwierigeren und unwirtschaftlicheren Lösungen. Um die Zunahme der Kosten in mäßigen Grenzen zu halten, wird der Konstrukteur mehr und mehr zur Anwendung des Eisenbetons übergehen müssen. Auch in den Fällen, wo die äußeren Kräfte und die Beanspruchung der Konstruktionsteile sich nicht einwandfrei übersehen lassen, wird neuerdings der Eisenbeton zur Erhöhung der Sicherheit herangezogen.

Wie bereits erwähnt, fand der Eisenbeton beim Bau des Tunnels der Hamburger Hochbahn (s. Fig. 1 und 2) zuerst Verwendung zwecks Verminderung der Wandstärke, welche von 1,00 m auf 0,60 m eingeschränkt werden konnte und somit eine Ersparnis von 0,80 m Profilbreite gegenüber dem alten Berliner Hochbahnprofil zur Folge hatte. Die Auflast der Deckenträger ist auf die verhältnismäßig schwachen Wandstützen I 127 × 114 übertragen, deren breite Flansche



wieder zu entfernen sind. Der Fangdamm des ersten Bauabschnittes reicht vom nördlichen Spreeufer bis in das Flußbett hinein; der zweite Abschnitt umfaßt das mittlere Drittel der Flußbreite und bildet eine Insel in dessen Mitte; der letzte Bauabschnitt reicht bis zum südlichen Ufer. Diese Art der Bauausführung stellt einen wesentlichen Fortschritt gegenüber der oben dargestellten Spreekreuzung der Hochbahngesellschaft dar, denn die Einschnürung

der Spree durch Fangdämme wird auf die verhältnismäßig kurze Zeit beschränkt, welche für den Einbau der Baugrubenabdeckung erforderlich ist. Nach Einbau des Tunnels wird die Abdeckung aus dem Spreebett entfernt. Mitbestimmend für diese Bauausführung war der gleichzeitig vorzunehmende Umbau der Weidendammer Brücke und deren Fundamente, welche zu beiden Seiten des Tunnels hochgeführt werden. (Schluß folgt.)

Fig. 11.

Querschnitt durch die Eisenbetonabdeckung der A. E. G. Spreekreuzung an der Jannowitzbrücke, ausgeführt von Siemens & Halske A.-G.

## BERECHNUNG DES KONTINUIERLICHEN TRÄGERS MIT VERÄNDERLICHEM TRÄGHEITSMOMENT ÜBER VIELEN, GLEICHEN ÖFFNUNGEN.

Von Dr.-Ing. A. Ritter, i. Fa. Wayss & Freytag, A.-G. in Düsseldorf.

In der Eisenbetonpraxis sind öfters kontinuierliche Träger zu berechnen, die sich über viele Felder von gleicher Spannweite erstrecken. Eine statische Untersuchung eines solchen Trägers, welche alle vorhandenen Öffnungen berücksichtigt, ist umständlich, weshalb man die Untersuchung entweder nur für eine kleinere Felderzahl durchführt oder umgekehrt an den beiden Enden des Trägers Felder angeschlossen denkt, um den Fall des unendlichlangen, kontinuierlichen Trägers zu erhalten. Beide Annäherungsverfahren machen von der Tatsache Gebrauch, daß der Einfluß von entfernt liegenden Trägerteilen und Belastungen auf das zu untersuchende Feld gering und deshalb zu vernachlässigen ist, welche Eigenschaft sich bei den graphischen Verfahren besonders deutlich zeigt.

Das Ersetzen des gegebenen Falles durch den unendlichlangen Träger verdient bei regelmäßiger Lastverteilung den Vorzug, da sich die Momente hierfür aus einfachen Formeln berechnen lassen. Wie rasch sich die Momente mit wachsender Felderzahl konstanten Werten nähern, nämlich den Momenten des unendlichlangen Trägers, zeigt die

Tabelle „Durchlaufende Träger“ in der „Hütte“, Band I (22. Auflage, Seite 567). Es geht daraus hervor, daß ein solches Verfahren schon bei wenigen Feldern seine Berechtigung hat.

Meistens sind bei derartigen Trägern an den Stützen Verstärkungen vorhanden, die oft so groß sind, daß eine Berechnung unter Annahme eines durchgehend konstanten Trägheitsmomentes als rohe Annäherung betrachtet werden muß. Hierher gehören Decken über I-Trägern, durchgehende Balken mit starken Vouten u. a.

Im Folgenden werden für den unendlichlangen Träger mit gleichen Feldweiten und innerhalb eines Feldes veränderlichem Trägheitsmoment für verschiedene regelmäßige Lastverteilungen Formeln abgeleitet, welche eine rasche Berechnung der für die Dimensionierung erforderlichen Momente ermöglichen. Oft hat eine solche genauere Berechnung mit veränderlichem Trägheitsmoment eine Materialersparnis zur Folge; aber wenn dies auch nicht der Fall ist, so wird damit doch eine bessere Annäherung an die wirkliche Verteilung der Momente erreicht.

Der Vollständigkeit wegen folgen zuerst die

bekanntem Momentenwerte für gleichmäßig verteilte Belastungen für

### A. Trägheitsmoment konstant.

Für ein Mittelfeld des unendlichlangen Trägers mit gleichen Feldweiten  $l$  wird, wenn  $g$  die gleichmäßig über den ganzen Träger verteilte Belastung und  $p$  die gleichmäßig verteilte Nutzlast auf die Längeneinheit bedeuten,

in Feldmitte:

$$M_{\max} = \frac{g l^2}{24} + \frac{p l^2}{12}$$

$$M_{\min} = \frac{g l^2}{24} - \frac{p l^2}{24}$$

über der Stütze:

$$M_{\max} = -\frac{g l^2}{12} + 0,0305 p l^2$$

$$M_{\min} = -\frac{g l^2}{12} - 0,1138 p l^2$$

Im Endfeld wird (im Abstand  $0,394 l$  für  $g$  bzw.  $0,447 l$  für  $p$  von der ersten Stütze)

$$M_{\max} = 0,0778 g l^2 + 0,1000 p l^2$$

über der zweiten Stütze

$$M_{\max} = -0,1057 g l^2 + 0,0142 p l^2$$

$$M_{\min} = -0,1057 g l^2 - 0,1198 p l^2$$

Mit diesen Momenten läßt sich die Dimensionierung des Trägers vornehmen. In Vorprojekten wird es genügen, hieraus die Betonstärken und Eiseneinlagen zu berechnen, während man bei genaueren Untersuchungen die Momentenflächen aufzeichnen wird, wozu man nur noch den Abstand des Fixpunktes vom Auflager  $a = 0,2113 l$  zu berechnen hat (vgl. Fig. 6)

### B. Trägheitsmoment veränderlich.

Voraussetzung ist, daß sämtliche Öffnungen (mit Ausnahme der Endfelder) gleichartig ausgebildet sind, was in der Regel zutrifft. Der Berechnungsvorgang sei im Folgenden kurz beschrieben:

Der Abstand  $\delta$  der „Drittelslinie“<sup>1)</sup> vom Auflager wird graphisch konstruiert oder rechnerisch aus Gl. (1), (2) oder (24) bestimmt. Aus  $\delta$  folgt der Abstand  $a$  des Fixpunktes nach der bekannten Konstruktion (Fig. 1) oder Gl. (4). Die Formeln

<sup>1)</sup> Mit „Drittelslinie“ wird nach Prof. W. Ritter (Anwendungen der graph. Statik, 3. Band) die Vertikale durch den Schnittpunkt der Endtangente der elastischen Linie einer Öffnung bezeichnet, wenn dieselbe als freiaufliegender Träger gedacht und an einem Ende durch ein beliebiges Moment beansprucht wird.

der Tabelle I geben sodann für die Mittelfelder die hauptsächlichsten Momente als Funktion der Werte  $\delta$  und  $a$ . Über eine äußerst einfache Konstruktion sämtlicher Momente vergleiche den Schluß (Fig. 7). Bei den Endfeldern sind zur Berechnung der Momente über der 2. Stütze zu den Stützmomenten der Mittelfelder „Zusatzmomente“ zu addieren, die sich aus Gl. (19) oder (26) berechnen. Die größten Momente im Endfeld selbst ergeben sich dann graphisch oder durch Rechnung auf bekannte Weise.

#### 1. Drittelslinie und Fixpunkt im Mittelfeld.

a) Graphisch: Im 3. Band seiner „Anwendungen der graph. Statik“ (Seite 104) beschreibt Ritter den Vorgang zur Bestimmung der Drittelslinien und Fixpunkte bei Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment, weshalb hier nicht weiter darauf eingegangen wird. Es sei nur noch bemerkt, daß die „verschränkten Drittelslinien“ in unserem Fall der Symmetrie wegen mit den Auflagerlotrechten identisch sind.

b) Rechnerisch: Die graphische Methode läßt erkennen, daß die Drittelslinie durch den Schwerpunkt der sog. „elastischen Gewichte“  $\frac{x dx}{EJ}$  für eine Öffnung geht, weshalb ihr Abstand  $\delta$  von der Auflagerlotrechten nach folgender Gleichung berechnet werden kann (Fig. 1)

$$\int_0^1 \frac{x dx}{J} x = (1 - \delta) \int_0^1 \frac{x dx}{J} \dots \dots (1)$$

E wird der Einfachheit halber durchwegs gleich der Einheit gesetzt.

Zur Lösung der Integrale drückt man entweder  $J$  als Funktion von  $x$  aus<sup>1)</sup>, oder man teilt den Balken in Elemente von gleicher oder verschiedener Länge  $\Delta x$  und nimmt an, daß sich das Trägheitsmoment auf die Länge eines Elementes nicht ändert.

Dann sind die Integrale der Gl. (1) durch Summen zu ersetzen und es wird

$$1 - \delta = \frac{\sum_0^1 \frac{x^2}{J} \Delta x}{\sum_0^1 \frac{x}{J} \Delta x} = \frac{S_2}{S_1} \dots \dots (2)$$

<sup>1)</sup> Vgl. Hertwig: Die Berechnung des kontinuierlichen Trägers. „Armierter Beton“ 1913.

M. Ritter: Über die Berechnung elastisch eingespannter und kontinuierlicher Balken mit veränderlichem Trägheitsmoment. „Schweiz. Bauzeitung“ 1909, 1. Mai.

Straßner: Berechnung kontinuierlicher Eisenbetonträger. „Beton u. Eisen“ 1911, Heft 20.



Dieses letztere Verfahren ist angenähert, es kann jedoch die Genauigkeit nach Belieben gesteigert werden.

In Fig. 1 ist die bekannte Konstruktion zur Bestimmung der Fixpunkte aus gegebenen Drittelslinien dargestellt. Die Abstände  $a$  sind in allen

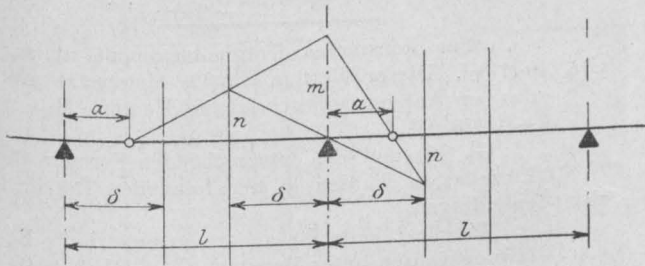


Fig. 1.

Mittelfeldern gleich groß. Aus Fig. 1 leiten wir Gl. (4) folgendermaßen ab:

$$\frac{n}{m} = \frac{1-a-\delta}{1-a} = \frac{\delta-a}{a}$$

$$2a^2 - 2la + l\delta = 0 \dots \dots \dots (3)$$

Hieraus folgt der Abstand des Fixpunktes als Funktion des Abstandes  $\delta$  der Drittelslinie:

$$a = \frac{1}{2}(1 - \sqrt{1 - 2\delta}) \dots \dots \dots (4)$$

2. Momente im Mittelfeld.

Zur Ermittlung der Momente über den Stützen setzen wir das bekannte, in Fig. 2 dargestellte Rittersche Verfahren zur Bestimmung der Schlußlinien ins Rechnerische um. Sind die Stützmomente bekannt, so lassen sich daraus alle übrigen Momente, vor allem die Momente in Feldmitte, leicht berechnen.

Der Kreuzlinienabschnitt  $k$  ist bekanntlich gleich dem statischen Moment  $\ominus$  der Momentenfläche des Freitragers um die zugehörige Auflagerlotrechte dividiert durch  $\frac{9}{l^2}$ , also

$$k = \frac{6 \ominus}{l^2} \dots \dots \dots (5)$$

Ferner ist nach Fig. 2 für irgend eine symmetrische Belastung (nur solche werden hier untersucht) eines Feldes

$$-M_S' : k = a : l$$

$$M_S' = -\frac{a k}{l} = -\frac{6 a \ominus}{l^3} \dots \dots \dots (6)$$

und

$$M_S'' = -\frac{a}{l-a} M_S'$$

a) Gleiche Belastung aller Felder (Eigengewicht).

Betrachten wir die Stütze A (Fig. 2), so wird das dortige Stützmoment infolge Belastung der Öffnungen  $n, n+1, n+2, \dots$

$$M_S = M_S' - M_S' \frac{a}{1-a}$$

$$+ M_S' \left( \frac{a}{1-a} \right)^2 - \dots$$

Die rechte Seite dieser Gleichung stellt eine unendliche Reihe dar mit dem Anfangsglied  $A = M_S'$  und dem Quotienten  $q = -\frac{a}{1-a}$ . Nach der Summenformel für unendliche Reihen  $S = \frac{A}{1-q}$

wird

$$M_S = \frac{M_S'}{1 + \frac{a}{1-a}} = \frac{1-a}{1} M_S'$$

Werden auch sämtliche Öffnungen links der Stütze A belastet, so wird

$$M_S = 2 \frac{1-a}{1} M_S'$$

und mit Gl. (6)

$$M_S = -2 \frac{1-a}{1} \frac{6 a \ominus}{l^3} = -\frac{12 a (1-a) \ominus}{l^4} \dots \dots (7)$$

Aus Gl. (3) folgt

$$2a(1-a) = \delta l,$$

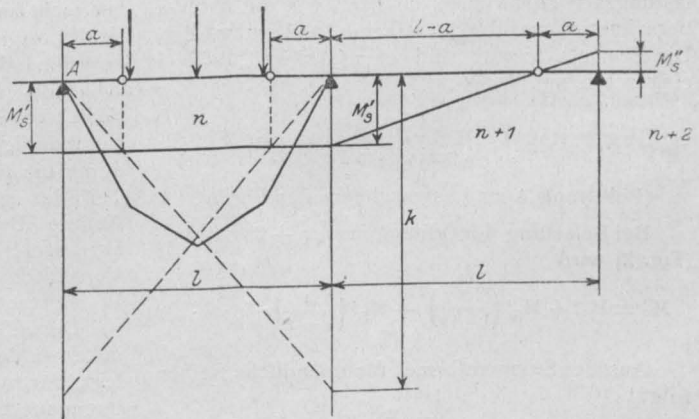


Fig. 2.

was in Gl. (7) eingesetzt das Stützmoment für irgend eine symmetrische, in allen Öffnungen gleiche Belastung ergibt:

$$M_S = -\frac{6 \delta \ominus}{l^3} \dots \dots \dots (8)$$

Für gleichförmig verteilte Belastung  $g$  auf die Längeneinheit ist

$$\mathfrak{E} = \frac{2}{3} \frac{g l^2}{8} \cdot \frac{1}{2} = \frac{g l^4}{24}$$

und damit

$$M_S = - \frac{g \delta l}{4}$$

oder mit Gl. (3)

$$M_S = - \frac{g a (1-a)}{2}$$

..... (9)

Für konstantes Trägheitsmoment ist  $\delta = \frac{1}{3}$ , also

$$M_S = - \frac{g l^2}{12}$$

Einzellasten  $G$  in den Mitten der Öffnungen:

$$\mathfrak{E} = \frac{1}{2} \frac{G l}{4} \cdot \frac{1}{2} = \frac{G l^3}{16}$$

mit Gl. (8)

$$M_S = - \frac{3 \delta G}{8} \dots \dots \dots (10)$$

Gl. (9) und (10) und die entsprechenden Formeln für 2 und 3 Lasten auf eine Öffnung sind in Tabelle I eingetragen.

b) Belastung jedes zweiten Feldes

(ungünstigste Belastung für das Moment in Feldmitte).

Die Stützmomente  $M_S$  sind für diese Belastungsart genau halb so groß wie die unter a berechneten, was durch einfache Überlegung folgt. Die Formeln hierfür sind ebenfalls in Tabelle I eingeschrieben.

c) Ungünstigste Belastung für das Stützmoment

(Belastung 4 im Lastenschema der Fig. 6).

Bei Belastung der Öffnungen  $n, n+2, n+4, \dots$  (Fig. 2) wird

$$M_S = M_S' + M_S' \left( \frac{a}{1-a} \right)^2 + M_S' \left( \frac{a}{1-a} \right)^4 + \dots$$

Aus der Summenformel für unendliche Reihen folgt

$$M_S = \frac{(1-a)^2}{1-(1-2a)} M_S'$$

Dieser Wert verdoppelt sich, wenn auch noch die Öffnungen  $n-1, n-3, \dots$  belastet werden, und wir erhalten dann mit Gl. (6):

$$M_S = - \frac{12 a (1-a)^2 \mathfrak{E}}{l^4 (1-2a)} \dots \dots \dots (11)$$

Für gleichmäßig verteilte Belastung  $p$  auf die Längeneinheit ist wie vor:

$$\mathfrak{E} = \frac{p l^4}{24}$$

und damit

$$M_S = - \frac{p a (1-a)^2}{2(1-2a)} \dots \dots \dots (12)$$

Für konstantes Trägheitsmoment ist  $a = 0,2113$  l. Dieser Wert in Gl. (12) eingesetzt gibt das am Anfang angeschriebene Moment  $M_{\min} = -0,1138 p l^2$ .

Gl. (12) und die entsprechenden Formeln für Einzellasten wurden in der folgenden Tabelle I eingetragen.

Tabelle I kann für andere, symmetrische Belastungsweisen unter Benutzung der Gl. (8) u. (11) leicht erweitert werden.

Die Gl. (5) zur Berechnung des Kreuzlinienabschnittes ist bei veränderlichem Trägheitsmoment und Einzellasten nur angenähert richtig (vgl. das oben angeführte Werk von Ritter, S. 107). Mit den Formeln dieser Abhandlung wird versucht, den Fehler zu beseitigen, der bei einer Berechnung mit konstantem Trägheitsmoment begangen wird, und es scheint vorderhand nicht ganz einwandfrei, den einen Fehler zu beseitigen und zu diesem Zweck einen andern Fehler zu begehen. Es wird jedoch der folgende Vergleich der beiden Fehlerquellen ein solches Vorgehen rechtfertigen.

An einem Beispiel mit sich stark änderndem Trägheitsmoment ( $J_{\text{Auflager}} = 8 \times J_{\text{Mitte}}$ ) wurde eine Vergleichsrechnung durchgeführt, die erstens zeigte, daß beide Fehler gleiches Vorzeichen haben; an ein gegenseitiges Sichaufheben ist daher nicht zu denken. In bezug auf die Größe der Fehler ergab die Untersuchung für die sieben verschiedenen Momente der Tabelle I Fehler von 2,3–5,0% infolge Anwendung der Gl. (5) und Fehler von 9,5–32% infolge Vernachlässigung der Veränderlichkeit des Trägheitsmomentes. Der durch die Formeln dieser Abhandlung korrigierte Teil des ganzen Fehlers beträgt also 75–85%. Andere Beispiele werden ähnliche Verhältnisse aufweisen, da beide Fehler mit stärker werdender Verschiedenheit des Trägheitsmomentes in gleicher Weise wachsen.

Dem Beispiel war die Belastung B (Einzellasten in den Mitten der Öffnungen) zugrunde gelegt, für welche die Anwendung von Gl. (5) am ungenauesten ist (von den in Tabelle I enthaltenen Belastungsarten A–D). Für zwei oder mehr Lasten pro Öffnung wird dieser Fehler kleiner und verschwindet für gleichmäßig verteilte Belastung. Die Formeln in der horizontalen Reihe A der Tabelle I sind also theoretisch genau.

Letzteres soll durch die folgende Entwicklung von Gl. (9) ohne Zuhilfenahme der fraglichen Gl. (5) bewiesen werden.

(Vgl. Belastungsschema in Fig. 6.)

	Belastungsfall 1. Alle Felder gleichartig mit g bzw. G belastet. Belastung durch Eigen- gewicht.		Belastungsfall 2. Jedes zweite Feld mit p bzw. P belastet (das zu un- tersuchende Feld belastet). Ungünstigste Belastung für das Maximalmoment in Feld- mitte		Belastungsfall 3. Jedes zweite Feld mit p bzw. P be- lastet (das zu un- tersuchende Feld unbe- lastet). Ungünstig- ste Belastung für das Minimalmoment in Feldmitte	Belastungsfall 4. Ungünstigste Be- lastung für das Mi- nimalmoment über der Stütze mit p bzw. P	Belastungsfall 5. Ungünstigste Be- lastung für das Maxi- malmoment über der Stütze mit p bzw. P
	Über der Stütze	In Feldmitte	Über der Stütze	In Feldmitte	Über der Stütze und in Feldmitte	Über der Stütze	Über der Stütze
A. Gleichmäßig verteilte Be- lastung . . .	$-\frac{g \delta l}{4}$	$\frac{g l^2}{8} - \frac{g \delta l}{4}$ $= \frac{g l}{8} (1 - 2 \delta)$	$-\frac{p \delta l}{8}$	$\frac{p l^2}{8} - \frac{p \delta l}{8}$ $= \frac{p l}{8} (1 - \delta)$	$-\frac{p \delta l}{8}$	$-\frac{p a (1-a)^2}{2(1-2a)}$	$+\frac{p a^2 (1-a)}{2(1-2a)}$
B. Eine Einzel- last in Feld- mitte . . . .	$-\frac{3 \delta G}{8}$	$\frac{G l}{4} - \frac{3 \delta G}{8}$ $= \frac{G}{8} (2l - 3 \delta)$	$-\frac{3 \delta P}{16}$	$\frac{P l}{4} - \frac{3 \delta P}{16}$ $= \frac{P}{16} (4l - 3 \delta)$	$-\frac{3 \delta P}{16}$	$-\frac{3 a (1-a)^2 P}{4l(1-2a)}$	$+\frac{3 a^2 (1-a) P}{4l(1-2a)}$
C. Zwei Einzel- lasten in den Drittelpunk- ten . . . . .	$-\frac{2 \delta G}{3}$	$\frac{G l}{3} - \frac{2 \delta G}{3}$ $= \frac{G}{3} (l - 2 \delta)$	$-\frac{\delta P}{3}$	$\frac{P l}{3} - \frac{\delta P}{3}$ $= \frac{P}{3} (l - \delta)$	$-\frac{\delta P}{3}$	$-\frac{4 a (1-a)^2 P}{3l(1-2a)}$	$+\frac{4 a^2 (1-a) P}{3l(1-2a)}$
D. Drei Einzel- lasten in den Viertelpunk- ten . . . . .	$-\frac{15 \delta G}{16}$	$\frac{G l}{2} - \frac{15 \delta G}{16}$ $= \frac{G}{16} (8l - 15 \delta)$	$-\frac{15 \delta P}{32}$	$\frac{P l}{2} - \frac{15 \delta P}{32}$ $= \frac{P}{32} (16l - 15 \delta)$	$-\frac{15 \delta P}{32}$	$-\frac{15 a (1-a)^2 P}{8l(1-2a)}$	$+\frac{15 a^2 (1-a) P}{8l(1-2a)}$

Für gleichmäßig verteilte, über alle Felder durchgehende Belastung  $g$  muß die algebraische Summe der elastischen Verdrehungen von einer Stütze bis zur nächstfolgenden gleich Null sein, also

$$\int_0^l \frac{M}{EJ} dx = 0$$

mit

$$M = \frac{1}{2} g l x - \frac{1}{2} g x^2 + M_S$$

und  $E = 1$ :

$$\frac{1}{2} g l \int_0^l \frac{x}{J} dx - \frac{1}{2} g \int_0^l \frac{x^2}{J} dx + M_S \int_0^l \frac{dx}{J} = 0$$

$$M_S = -\frac{g}{2} \frac{\int_0^l \frac{x}{J} dx - \int_0^l \frac{x^2}{J} dx}{\int_0^l \frac{dx}{J}}$$

$$= -\frac{g}{2} \left( \frac{S_1}{S} - \frac{S_2}{S} \right),$$

wobei gesetzt wurde:

$$\left. \begin{aligned} S &= \int_0^l \frac{dx}{J} \\ S_1 &= \int_0^l \frac{x}{J} dx \\ S_2 &= \int_0^l \frac{x^2}{J} dx \\ S_3 &= \int_0^l \frac{x^3}{J} dx \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (13)$$

Es ist nach Gl. (1)

$$S_2 = (1 - \delta) S_1 \dots \dots \dots (14)$$

Für symmetrisch ausgebildete Öffnungen gelten ferner die folgenden Beziehungen, die sich un-  
schwer herleiten lassen:

$$S_1 = \frac{1}{2} S \dots \dots \dots (15)$$

$$S_3 = \frac{1}{2} (21 - 3\delta) S_1 = \frac{l^2}{4} (21 - 3\delta) S \dots (16)$$

Aus (14) und (15) folgt

$$\frac{S_2}{S} = (1 - \delta) \frac{1}{2}$$

Mit diesen Werten wird nun

$$M_S = -\frac{g}{2} \left[ \frac{l^2}{2} - (1 - \delta) \frac{l^2}{2} \right] = -\frac{g l^2 \delta}{4}$$

Wir erhalten also auf diese Weise denselben Wert für das Stützmoment wie nach der ersten Entwicklung von Gl. (9). Dasselbe kann auch für die übrigen Belastungsfälle 2-5 durchgeführt werden, womit die oben gemachte Behauptung bewiesen ist. Auch bei ungleichen Spannweiten ist Gl. (5) für gleichmäßig verteilte Belastung genau. Es folgt daher allgemein:

Bei einem beliebigen kontinuierlichen Träger mit veränderlichem Trägheitsmoment, dessen Felder in bezug auf ihre Mitten symmetrisch ausgebildet sind, ist bei gleichmäßig verteilter Belastung (über alle Felder oder auch nur über einzelne) die bei konstantem Trägheitsmoment übliche graphische Konstruktion der Kreuzlinienabschnitte (oder Gl. (5)) theoretisch genau.

(Schluß folgt)

## DIE VERÖFFENTLICHUNGEN DES DEUTSCHEN AUSSCHUSSES FÜR EISENBETON (Heft 33 u. 37).

### Heft 33. Brandproben an Eisenbetonbauten.

Das neu erschienene Heft 33 der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton<sup>1)</sup> behandelt Brandproben an Eisenbetonbauten, die im Königlichen Materialprüfungsamt zu Groß-Lichterfelde-West in den Jahren 1914 und 1915 zur Durchführung gelangt sind. Der vorliegende zweite Bericht wird von Geheimrat Prof. M. Gary erstattet.

Die neuen Versuche schließen sich an bereits im Jahre 1910 zur Durchführung gelangte an, die über das Verhalten von Eisenbeton bei Schadenfeuer nach verschiedenen Richtungen hin Aufschluß geben sollten, und über die in Hef. 11<sup>1)</sup> und 26<sup>2)</sup> eingehend berichtet wurde. Das damals beobachtete, stark abweichende Verhalten der

<sup>1)</sup> Brandproben an Eisenbetonbauten, ausgeführt in Groß-Lichterfelde-West. Von M. Gary.

<sup>2)</sup> Belastung und Abbruch von zwei Eisenbetonbauten im Königlichen Materialprüfungsamt in Groß-Lichterfelde-West. Nachtrag zu Heft 11. Von M. Gary.

<sup>1)</sup> Verlag von W. Ernst u. Sohn. Berlin 1916. Preis geh. 3,80 M.

zu den Versuchshäusern verwendeten Baustoffe legte die Ausdehnung der Versuche auch auf andere Stoffe nahe. Auch sollten bei den neuen Versuchen Konstruktionsmängel, die die älteren Bauten gezeigt hatten, beseitigt und ein möglichstes Anschließen an die Verhältnisse der Praxis erstrebt werden.

Die Prüfung erstreckte sich auf zwei von der Aktiengesellschaft für Beton- und Monierbauten in Berlin errichtete Versuchshäuser von rd.  $4,0 \times 4,0$  m Lichtweite und 8 m Höhe. Zu ihrer Herstellung war einmal Granit-, zum andern Basaltschotterbeton verwendet. Zu den Wänden wurde zum kleineren Teil Stampfbeton (mit Rücksicht auf spätere Gewinnung von Druckkörpern) vorwiegend Eisenbeton benutzt. Im Erdgeschoß wurde zum Vergleiche eine 1 Stein starke Ziegel- und eine 10 cm dicke Verbundmauer ausgeführt. Auch waren Zwischenwände in Stampfbeton (25 cm stark) ausgebildet. In 4 m Höhe war das eine Gebäude mit einer Verbunddecke, das andere durch eine Betondecke zwischen eisernen T-Trägern abgedeckt. In der letztgenannten Decke wurden die beiden Endfelder mit Beton aus Hochofenschlacken ausgestampft, die als alt und abgelagert erwiesen waren. Das obere Geschoß war durch Treppen zugänglich gemacht, welche die Decke durchbrachen. Verwendung fanden Treppen mit gewundenem und gebrochenem Laufe. Die Stufen bestanden aus Kunststein mit Eiseninlagen, und natürlichem Sandstein in dem einen, aus Eisen in dem anderen Hause. Das Obergeschoß, von nur 8 cm starken Verbundmauern umfaßt, war in einem Versuchsobjekt mit einem Kreuzgewölbe in Verbundbauweise, bei dem zweiten mit einem Gewölbe zwischen Eisenbetonrippen zur Hälfte aus Bims-, zur Hälfte aus Schlackenbeton abgeschlossen. Bei beiden Häusern war im Gewölbescheitel eine Öffnung von 60—60 cm offen gelassen. Die Fensteröffnungen im Obergeschoße waren entweder offen, oder nur durch leichte Holzläden, wie bei Speichern, verschlossen, im Untergeschoß mit Drahtglas- bzw. Falconierglassteinen ausgefüllt.

Die zwei Eisenbetonbalken der unteren Decke waren so gelegt, daß die obere während des Brandes herabstürzende Decke auf sie fiel.

Die vorzunehmenden Prüfungen hatten sich zu erstrecken auf das Verhalten und die Widerstandsfähigkeit gegen Innenfeuer, die Messung der Wärmeübertragung im Beton, den Vergleich der Druckfestigkeit der Betonarten vor und nach dem Brande, die Feststellung etwaiger Tragfähigkeitsverminderung einzelner Konstruktionsteile durch Feuer während des Brandes und nachher, endlich auf das Verhalten der Häuser beim Abbrüche.

Da im Arbeitsplan gefordert war, daß zunächst das Obergeschoß befeuert werden sollte,

in den unteren Räumen aber nach Ablöschung des oberen Brandes ein zweiter, sehr starker Brand zu entfachen war, währenddessen die Decke dieses Raumes unter Last stand, wurde die Prüfung an zwei Tagen nacheinander, zunächst oben, dann unten durchgeführt. In Entfernungen von 2,20 m über dem Fußboden der unteren Decke waren an der oberen Decke 200 kg schwere Eisenbarren mit Hilfe dünner Drahtseile angehängt, um während des Brandes im oberen Stockwerk auf die Deckenbalken herabzustürzen.

Der Brand wurde durch Stapeln von Kiefernholz mit zwischengepackter Holzwohle und nach Tränkung dieser Masse mittels Petroleum entfacht. Die Brennzeit eines jeden Stockwerkes betrug je  $1\frac{3}{4}$  Stunden. An der Außenseite der Häuser waren bis zur Balkendecke über dem unteren Stockwerk durchgeführte durchgehende Hohlkästen anbetoniert, die mit Holzwohle vollgestopft wurden, um das etwaige Übergreifen des Feuers durch beim Brande in den Außenwänden eintretende Risse auf leicht brennbare Stoffe der Nachbarschaft beobachten zu können.

Die Messung des Wärmeverlaufs bzw. der Brandtemperatur wurde durch Vermittlung von Thermoelementen bzw. von Schamotteschälchen mit Legierungen verschiedenen Schmelzpunktes bewirkt.

#### Beobachtungen und Ergebnisse.

Die beim Brande im Obergeschoß von Haus I (Basaltbeton) gemessenen Höchsttemperaturen schwanken zwischen 740 und  $1020^{\circ}$  C. Diese Höchsttemperaturen waren nach einer Brennzeit von etwa  $\frac{1}{2}$  Stunde erreicht. Nach diesem Zeitpunkt konnte, abgesehen von der Erweiterung einzelner Risse, eine Veränderung nicht mehr wahrgenommen werden. Ein großer Teil der Risse schloß sich nach dem Ablöschen wieder. Im Untergeschoße war die Höchsttemperatur ( $850$ — $1050^{\circ}$  C.) schon nach etwa 20 Minuten erreicht. Neben Rissen in den 10 cm dicken Eisenbetonwänden und dem Entweichen des Wassers aus dem Beton zeigte sich ein Einstürzen an der Treppe; von der oberen massiven Sandsteintreppe fielen nach 32 Minuten Brenndauer die ersten Stufen herunter, andere Stufen wurden durch Abspringen ganzer Stücke erheblich beschädigt. In den 20 cm starken Stampfbetonwänden konnten Haarrisse nicht beobachtet werden.

Beim Löschen sprangen die Reste der Sandsteinstufen bündig an der Wand ab. Erheblich weniger wurden die Kunststeinstufen beschädigt, wenn auch, namentlich bei den oberen, Feuer und Wasser ein Abspringen von Ecken und Kanten zur Folge hatten.

Bei Haus II (Granitbeton) zeigten sich im allgemeinen ähnliche Erscheinungen. Nach 24 Mi-

nuten werden die eisernen Treppen bereits glühend und biegen sich langsam durch. Aus den Eisenbetongiebelmauern springen nach Auftreten stärkerer Risse bis 40 cm große Betonstücke unter heftigem Knall heraus und werden weit fortgeschleudert. Diese ganz eigenartige Erscheinung trat nur bei den einseitig bewehrten dünnen (10 cm starken) Verbundwänden des oberen Stockwerkes auf, nicht aber bei denen des unteren, die doppelt armiert und 14 cm stark waren. Da die Möglichkeit nicht ausgeschlossen war, daß — wegen starker Durchnässung der oberen Wände durch vor dem Brande gefallenen Regen — ein starker Feuchtigkeitsgehalt des Betons den Grund zu diesen explosionsartigen Wirkungen gebildet haben konnte, so wurde der Brandversuch beim Obergeschosse des Hauses I (aus Basaltbeton) nach starker Durchfeuchtung der Wände infolge anhaltenden Regens wiederholt, jedoch ohne Erfolg, da sich keinerlei plötzliche, gewaltsame Absprengungen zeigten. Die Explosionserscheinungen bei den dünnen Verbundwänden aus Granitbeton sind mithin nicht unmittelbar auf die größere Feuchtigkeit der Wände zurückführbar. Die Glasbausteine in den Fensteröffnungen zersprangen sowohl beim Brande als auch beim Ablöschen sämtlich; stehen blieb jedoch das Zementgitterwerk, welches die Glasbausteine getragen hatte. Die Eisenbetontreppe (der untere Teil der Treppenanlage) hatte fast gar nicht gelitten. Die Eisentreppenteile waren jedoch mehr oder weniger stark verbogen, ihre Begehbarkeit nach Abkühlung aber nur erschwert und nicht unmöglich.

Die Wärmeübertragung bei Basalt- und Granitbeton ging am Anfange des Brandes bei letzterem bis zu 3 cm Überdeckung schneller vor sich als bei ersterem. Bei 5 cm Überdeckung scheint dieser Unterschied aber zu verschwinden. Nach Erreichung einer gewissen Stetigkeit in der Erwärmung ist der Fortschritt der Erhitzung beider Betonarten ziemlich gleichmäßig, 1 bis 2° C. in einer Minute. Ebenso nimmt bei beiden Betonarten die Erwärmung mit der Tiefe der Überdeckung ziemlich gleichmäßig ab.

Die Erwärmung beider Betonsorten nach einstündigem Wüten eines starken Schadenfeuers ist — selbst bei nur 1 cm Überdeckungsgröße der Eisen — verhältnismäßig sehr gering, sodaß auch hieraus die Feuersicherheit der Eisenbetonbauten sich zu erkennen gibt. Auch zeigte sich, daß selbst bei einer Erhitzung des Betons bis auf 350° C. weder Streckgrenze noch Bruchgrenze der eingebetteten Eisen vermindert wird. Wenn auch nach sehr langem Erhitzen des Verbundkörpers ein geringer Rückgang beider beobachtet ist, so ist dieser doch praktisch ohne Bedeutung und Wirkung. Auch nach längerer Erhitzung hat sich

die Eisenbetonbauart als noch durchaus tragfähig und zuverlässig erwiesen.

Die Versuche über die Veränderung der Druckfestigkeit des Stampfbetons vor und nach dem Brande haben keine solchen Ergebnisse gezeitigt, daß auf ihnen allgemein gültige Schlußfolgerungen sich aufbauen lassen; sie ergeben nur die an und für sich bekannte Tatsache, daß ein Schadenfeuer die Festigkeit dicker Betonkörper nicht irgend erheblich herabzusetzen vermag.

Bei den entsprechenden Versuchen mit Eisenbeton zeigte sich, daß außer dem Basaltbeton, dessen Festigkeit im Feuer sogar zugenommen hat, die verschiedenen Betonarten Festigkeitsrückgänge zeigen, und zwar zum Teil nicht unbedeutend: Granit- und Kiesbeton rund 23%, der Hochofenschlackenbeton (1:5) 40%, der Bimsbeton, der überhaupt nur den vierten Teil der Festigkeit des vorgenannten Betons aufwies, sogar um 47% — und letzteres sogar bei Temperaturen, die unter 100° C. geblieben waren. Trotz dieser Einbuße an Druckfestigkeit haben aber die betreffenden Bauteile noch erhebliche Widerstandskraft behalten, wie aus den Belastungsversuchen und der Beobachtung beim Abreißen einwandfrei sich ergibt.

Unter Wirkung des Feuers haben sich die Verbunddecken durchaus bewährt. Die herabstürzenden Eisengewichte haben nur örtliche, im allgemeinen belanglose Zerstörungen zur Folge gehabt. Die Verbund-Tragkonstruktion in Haus I hat trotz zweimaliger Feuereinwirkung und nachträglicher Belastung (mit 5714 kg/qm) nicht nur ihre Tragfähigkeit, sondern auch ihre Elastizität bewahrt. Ähnlich gut haben sich die Kunststeintreppenstufen gehalten. Sie vermochten noch nach dem zweimaligen Brande eine Last von 2500 kg/qm — d. i. eine fünffache Nutzlast — zu tragen, bis der Bruch eintrat.

Beim Abbruche beider Häuser, über dessen ebenso interessante wie vorbildliche Einzelausführung der Bericht ausführliche Mitteilung gibt, behielten die größeren Stücke trotz des heftigen Sturzes vollkommen ihren Zusammenhang. Die Reste der Stampfbetonmauern waren durchaus unbeschädigt.

In besonderen Schlußbemerkungen weist der Verfasser der für die gesamte bauliche Praxis des Beton- und Verbundbaus hochbedeutsamen Veröffentlichung noch einmal besonders auf die hervorragende Bewährung der Kunststeintreppen trotz der scharfen Probe, die sie auszuhalten hatten, hin, ein Ergebnis, das — wie der Verfasser anschließend heraushebt — auch bei Schadenfeuern sich in gleich glänzender Weise gezeigt hat.

Die Fachwelt wird auch für dieses Heft dem

Deutschen Ausschuss für Eisenbeton und seinem Verfasser uneingeschränkten Dank zollen.

Den in Aussicht genommenen weiteren Versuchen, welche die bisher noch nicht erklärbare explosionsartige Zerstörung des Granitbetons zu erörtern berufen sein werden, wird die Praxis mit besonderem Interesse entgegen sehen müssen.

Voraussichtlich wird es sich hier aber nur um einen Sonderfall handeln, bei dem in irgendwelcher Weise der Wassergehalt des Betons durch Erzeugung hochgespannten Dampfes, die ausschlaggebende Rolle gespielt hat — also um ein Verhalten des Granitbetons, das eine Verallgemeinerung nicht gestattet.

### Heft 37. Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen<sup>1)</sup>.

Auch Heft 37<sup>1)</sup> berichtet über Ergänzungsversuche<sup>2)</sup>. Sie sind in der Kgl. Mechanisch-Technischen Versuchsanstalt zu Dresden im Jahre 1913 zur Ausführung gekommen. Der Bericht wird erstattet von Geheimrat Professor Scheit und Professor Wawrziniok unter Mitwirkung von Reg.-Baumeister Amos. Die früheren Versuche zur Beurteilung der Widerstandskraft der Stoßverbindungen von Eiseneinlagen im Verbundbau waren mit Eisen von 25 mm Durchmesser zur Ausführung gelangt; sie hatten ergeben, daß es möglich ist, durch Anwendung geeigneter Stoßverbindungen durchgehende Eiseneinlagen zu ersetzen. Den Ergänzungsversuchen, über die das neueste Heft der Veröffentlichungen des Deutschen Ausschusses berichtet, lag die Erforschung der Frage zugrunde, ob das seinerzeit gefundene Versuchsergebnis ganz allgemein auf verschiedene Durchmesser der Eisen sich anwenden lasse und ob insbesondere zwischen Eisendurchmesser und Überdeckungslänge eine Abhängigkeit bestehe. Die zu den Versuchen verwendeten, einfachen Probekonstruktionen waren Rippenbalken, jedoch mit, der Plattenbreite und Balkenhöhe entsprechendem vollen Rechteckquerschnitte an der Auflagerungsstelle, um einem Zerstoren der Balken außerhalb der in Balkenmitte liegenden Eisenstoßstelle durch Schubspannungen oder Sprengwirkungen der Eisenenden von vornherein vorzubeugen. Die Überdeckungshöhe der Eisen betrug 3 cm, der Stoß war, den seinerzeit gemachten Erfahrungen entsprechend, durch hakenförmiges Umbiegen der Enden der Stoßeisen und Umwicklung der Stoßstelle durch Bindedraht von 1,25 mm Stärke bewirkt. Die Überdeckungslängen an der Stoßstelle waren verschieden, und zwar zu je: 8d, 12d, 30d und 40d

gewählt. Die Eisendurchmesser betragen 10, 20 und 30 mm. Als Beton wurde normaler Kiesbeton 1:5 verwendet. Der Wasserzusatz betrug bei der Mehrheit der Versuche 8 v. H. — hier lag also eine erdfeuchte gut stampfbare Betonmasse vor, — bei einigen Vergleichsversuchen mit weichem Beton aber 12 v. H. Verglichen wurden gleichartige Balken mit Stoßverbindungen und mit durchgehenden Eiseneinlagen.

Die Versuchsergebnisse werden von dem Verfasser dahin zusammengefaßt, daß

1. bei Verwendung der schwachen Eiseneinlagen von 10 mm Durchmesser bereits eine Stoßlänge von 8 d der durchgehenden Eiseneinlage gleichwertig ist,

2. daß aber bei den stärkeren Eisen von 20 und 30 mm Durchmesser selbst die Überdeckungslänge von 40 d — also bei 30 mm  $\varnothing$  bis zu 1200 mm — keine Verbindung sichert, die einem durchgehenden Eisen gleichwertig ist,

3. daß ein höherer Wasserzusatz auch die Stoßverbindung ungünstig zu beeinflussen scheint.

Bei den Balken mit 20 mm Eiseneinlagen betrug bei durchgehenden Eisen die Reißlast 2080 kg, die Bruchlast 6935 kg, während bei Balken mit Stoßverbindungen die wirkliche Reißbelastung zwar schon von einer Stoßüberdeckung von 30 d = 60 cm an die oben genannte Reißlast überschritten, aber die Bruchlast durchweg nicht mehr erreicht wurde. Ebenso blieben auch bei Eiseneinlagen von 30 mm Durchmesser die Bruchbelastungen der Balken mit Stoßverbindung — selbst bei Überdeckung der Stöße von 40 d = 1,20 m erheblich hinter der Tragfähigkeit der Balken mit durchgehenden Eisen zurück. Allerdings liegen die Reißlasten hier bei den gestoßenen Eisen z. T. erheblich höher als bei den durchgehenden Eisen — vgl. die nachstehende Zusammenstellung:

Überdeckungslänge	24 cm	36 cm	90 cm	120 cm
Reißlast i. M.	2330	1430	1500	2863 kg

bei ungestoßenen Eisen 1170 kg.

Auffallend ist hierbei allerdings die mangelnde Gesetzmäßigkeit der Überdeckungslänge zur Reißlast<sup>1)</sup>.

Für die Praxis dürften die Versuchsergebnisse eine Beunruhigung nicht bedeuten; hier kommt es bei Innehaltung der zugelassenen Spannungen weniger auf die Bruchlast als auf die Reißlast an und ihr gegenüber haben Stoßverbindungen, wie sie die Versuche durchgeführt haben, sich den durchgehenden Eisen als mehr wie gleichwertig erzeugt. Zudem ist aber auch im vorliegenden Falle zu berücksichtigen, daß die auf Bie-

1) Bei den Balken mit 20 cm Durchmesser zeigen die Reißbelastungszahlen keine so erhebliche Abweichung und Verschiedenheit.

Überdeckungslänge	16 cm	24 cm	60 cm	80 cm
Reißlast i. M.	2000	1970	2230	2500 kg

bei ungestoßenen Eisen 2080 kg.

1) Verlag Wilhelm Ernst u. Sohn. 2,40 M.

2) Vgl. Heft 14 mit dem gleichen Titel wie Heft 37. Ernst u. Sohn 1912.

gung belasteten Versuchskörper die Stoßverbindung gerade an der Stelle der stärksten Beanspruchung aufwies, eine Anordnung, die im vorliegenden Fall durch die verhältnismäßig kleinen Abmessungen der Probekörper bedingt war, in der Praxis aber naturgemäß stets vermieden

wird. Trotzdem aber erscheint eine weitere Fortsetzung der Versuche nach der Richtung hin erwünscht, Mittel zu suchen und zu erproben, welche auch gegenüber der Bruchlast eine im Vergleiche zum durchgehenden Eisen gleichwertige Stoßverbindung sichern.

M. F.

## LITERATURSCHAU.

*Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Kunze, Dresden.*

*L. bedeutet Hinweis auf die in der Zeitschrift „Armiertes Beton“ früher erschienene Literaturschau.*

### I. Der Baustoff.

#### 1. Herstellung und Bearbeitung.

Bestimmung des Schlackengehaltes in Zementen. Von E. Sack. Wiedergabe eines von Dr. A. Guttmann in „Stahl u. Eisen“ Heft 47 vorgeführten neuen Verfahrens. Eisenportlandzement — um den es sich bei den Untersuchungen handelt, — wird auf eine Glasplatte gestäubt und mikroskopisch untersucht. Auf einem übergelegten Quadratnetze werden die von den polarisierenden Klinkerteilchen und die von weniger polarisierenden Schlackenteilchen gebildeten Strecken gemessen. Der damit gewonnene Anhalt soll genauere Ergebnisse liefern als das „Gewichtsverfahren“. *Tonind.-Ztg.* 1917, Nr. 35 u. 36.

Gußbeton. Besprechung der Studie von P. Haves, Berlin, Wilhelm Ernst & Sohn (2,60 M.). Kurzer Hinweis auf einzelne Teile des Buchinhaltes. *Zentralbl. d. Bauverwaltung* 1917, Nr. 26. *Arm. Beton* 1917, Heft 4.

Vorlesungen über Eisenbeton. Von Dr.-Ing. Probst. Besprechung des neuerschienenen Werkes in ausführlicher Weise. *Zentralblatt d. Bauverw.* 1917, Nr. 32.

Sidorat und Serponit. Von Regbmstr. W. Bach. Nach den Anpreisungen dieses Artikels ist Serponit ein unerreichtes Präparat bestehend aus Fluorsalzen, welches in Verbindung mit Alkalisalzen zur Beseitigung von feuchten Stellen im Verputz von Mauerwerk usw. dient. Bei der chemischen Umsetzung zu Polysilikaten wird in hohem Maße Wasser aus der Wand gesogen. Hierbei entsteht ein glasiger, jedoch durchlässiger Überzug. Dieser gewährt gegen Angriff von Säuredämpfen (chemische Fabriken) dem Mauerwerk Schutz und wird als Gegenmittel gegen Mauerschwamm, Mauersalpeter usw. empfohlen. Fabrikat der Chem. Fabrik Haunstetten bei Augsburg. *Der Brückenbau* 1917, Nr. 7.

#### 2. Prüfung und Untersuchung.

— — —

### II. Theorie.

Der Viermomentensatz und seine Anwendung auf die Berechnung statisch

unbestimmter Tragwerke. Von Friedrich Bleich, Wien. Die zuerst in der Zeitschrift für Betonbau 1916, Heft 12 erschienene Abhandlung, aufgeführt in der Literaturschau vom Januar 1917, erscheint auch in *Der Eisenbau* 1917, Heft 3.

Berechnung statisch unbestimmter Eisenbetonkonstruktionen mit Berücksichtigung der Torsionsspannungen. Von S. Kasarnowsky, Ingenieur, Zürich. I. Der Balkenträger; II. Der Fahrbahnträger; III. Der kontinuierliche Balken auf elastisch drehbaren Stützen. *Vergl. Arm. Beton* 1917, Heft 1: Beitrag von dem gleichen Verfasser. *Schweizerische Bauzeitung* 1917, Nr. 13 u. 14.

Einige besondere Klassen linearer Gleichungen und ihre Auflösung in der Statik der durchlaufenden Träger und der Rahmengebilde. Von Prof. A. Hertwig, Aachen. „Die Arbeit zeigt, wie die Auflösung der Elastizitätsgleichungen für hochgradig statisch unbestimmte Gebilde, die in der Wirklichkeit eine Rolle spielen, z. B. für den Träger auf elastischen Stützen, den Rahmenträger, den Hallenbinder zurückgeführt werden kann auf die wiederholte Auflösung von zwei Gleichungen mit 2 Unbekannten und drei Gleichungen mit 3 Unbekannten. Vorführung des Verfahrens an einem Beispiel.“ *Der Eisenbau* 1917, Heft 4.

Die Seillinie und ihre Beziehungen zu den inneren Kräften eines auf Biegung beanspruchten Stabes. Von Oberl. Dr.-Ing. Joh. Thieme, Privatdozent. Graphostatische Ableitungen in einfacher, eleganter Form erstrecken sich auf zeichnerische Ermittlung des Flächenschwerpunktes, des statischen Momentes von Flächenstücken, des Trägheitsmomentes von Flächen. Die Kräfteschwerpunkte der Elementar-Spannkkräfte — also die Angriffspunkte der Gesamt-Zug- und -Druckkraft werden gefunden, schließlich wird auf die Schubkräfte eingegangen. Die Ableitungen leiden sehr unter der mangelhaften Übereinstimmung zwischen Text und Abbildung, sind aber besonders wegen ihrer Einfachheit lesenswert. Eine Reihe weiterer Aufsätze soll Anwendungen des hier Abgeleiteten bringen. *Der Brückenbau* 1917, Heft 7.



Ein logischer Fehler in der Formel für die umschnürten Säulen. An Stelle des Betonquerschnittes darf nach den Bestimmungen  $F_b = \text{Kernquerschnitt} + 45\text{facher Querschnitt der Umschnürungseisen}$  ( $F_b = F_k + 45 \cdot F_s$ ) gesetzt werden. Hiernach setzt infolge der Umschnürung der Beton der Druckkraft mehr Widerstand entgegen, seine Zusammendrückungen werden geringer. Unter der Annahme, daß die Längseisen sich immer 15mal weniger zusammendrücken als der Beton ( $n = 15$ ), würde also auch das Eisen mehr Zusammendrückungswiderstand leisten. Man müsse also auch einen ideellen Eisenquerschnitt

$F_{e'} = F_e \left( 1 + 45 \frac{F_s}{F_k} \right)$  in Rechnung setzen. Es erscheint uns aber fraglich, ob durch die Umhüllung der Längseisen mit umschnürtem Beton Querdehnungen des Eisens in dem Maße verhindert werden, daß der Druckwiderstand sich steigert. Wir sind vielmehr geneigt anzunehmen, daß sich die Eisen zwar 15mal weniger zusammendrücken als der Beton, jedoch nicht 15mal weniger als der umschnürte, künstlich weniger zusammendrückbar gemachte Beton. Man könnte wohl zweckmäßig dem umschnürten Beton eine Elastizitätszahl  $E_{b'} > E_b$  geben,  $E_e$  beibehalten, wonach  $\frac{E_e}{E_{b'}} < \frac{E_e}{E_b}$  d. i.  $< 15$  wäre. Damit wäre

dann die Formel  $P = \sigma_b (F_k + 45 F_s + 15 F_e)$  gegenüber der vom Verfasser vorgeschlagenen Formel  $P = \sigma_b \left( 1 + 45 \frac{F_s}{F_k} \right) (F_k + 15 F_e)$  gerechtfertigt. Beton u. Eisen 1917, Heft 6.

Über eine neue Berechnung der Spannungsverteilung in zylindrischen Behälterwänden. Von Dr.-Ing. Wilh. Effenberger, Prag. Mathematische Untersuchungen des Problems unter Hinweisen auf die einschlägige Literatur. 2½ Seiten. Beton u. Eisen 1917, Heft 6.

Über den erforderlichen Querschnitt aufzubiegender Eisen in Eisenbetonplatten und parallelen Gurtungen. Ein Beitrag zur Beurteilung der in den amtlichen Bestimmungen Preußens und Braunschweigs für die Ausführung von Konstruktionen enthaltenen, voneinander abweichenden Berechnungsarten über die Aufnahme der Schubspannungen in Eisenbetonbalken. Von Dr.-Ing. Martin Brunkhorst, Hamburg. Überblick über die Berechnungsweise nach den amtlichen Bestimmungen der verschiedenen Länder. Erwähnung früherer Vergleiche von Mörsch, Bach, Saliger u. a., bei denen die Balken jedoch nicht durch Schubspannungen, sondern durch andere Ursachen zerstört worden sind. Daher unbrauchbare Ergebnisse. Sodann gibt Verfasser das Programm seiner Versuche, die Berechnung eines Vergleichsträgers nach den braunschweigischen Bestimmungen. Mitteilungen über Bauart und eine Beschreibung der Versuchs-

träger, Mitteilungen über die Versuchsvorkehrungen, über Materialien und Zusammensetzung des Betons, über die Herstellung der Versuchsträger, die Prüfung des Betons und des Eisens. Sodann folgt die Beschreibung der Hauptversuche mit Photographien und Zeichnungen. Hiernach Berechnung der Schubspannungen, kurze Mitteilung über die Einsenkungen (an Hand von Diagrammen). Beton u. Eisen 1917, Heft 2/3 und 4/5. Fortsetzung folgt.

### III. Eisenbetonversuchswesen. Feuerproben.

Versuche mit Eisenbetonbalken zur Ermittlung der Widerstandsfähigkeit von Stoßverbindungen der Eiseneinlagen. Heft 37 des Deutschen Ausschusses f. Eisenbeton. Inhaltsangabe dieser Veröffentlichung (2 Spalten). Deutsche Bauzeitung 1917, Mitt. Nr. 8.

Betonversuche zur Feststellung der Eignung von Granitgrus als Zuschlagstoff an Stelle von Sand. Von Schaper. Die für die Eisenbahndirektion Stettin arbeitenden Schotterwerke verarbeiten Granitfndlinge und erhalten dabei aus den Steinbrechmaschinen ein Abfallprodukt (Feingrus), welches bisher zum großen Teile auf Abraumhalden wanderte. Eisenb.-Dir. Stettin hat untersucht, ob sich dieser Feingrus an Stelle von Sand zur Betonbereitung empfiehlt. Als Sand steht sonst in Pommern nur zur Verfügung ein Grubensand, welcher zu viel feine und zu wenig größere Bestandteile enthält, oder scharfkantiger feiner Seesand. Mit allen drei Stoffen sind Vergleichsversuche angestellt worden, deren Durchschnittsergebnisse z. B. für Druckfestigkeit ergeben haben: bei Feingrus 176, bei Seesand 151, bei Grubensand 164 kg/qcm. Zuschlag war in allen Fällen Grobgrus. Hiernach dürfte sich in dortiger Gegend die Verwendung von Feingrus empfehlen. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1917, Nr. 29.

### IV. Vorschriften und Leitsätze.

#### V. Ausführungen.

1. Allgemeines über Beton und Eisenbeton, Zement-, Beton- und Eisenbetonwaren. Bauanfälligkeiten.

Verwendbarkeit der hydraulischen Bindemittel im Kalibergbau. Die Veröffentlichung in der Zeitschrift Kali 1916, Heft 22 über die Untersuchung des Verhaltens von Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement in den Schachtlagen wird auszugsweise wiedergegeben. Entscheidende Ergebnisse sind nicht aufgetreten, ein Rückgang der Festigkeit ist bei allen drei Zementen zu verzeichnen. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 44.

Holzpfahl mit Eisenbetonaufsatz. Nach Mitteilungen von Ing. Mich. Heimbach, Hard bei Bregenz. Die Billigkeit, leichte Handhabung und der hier besonders erläuterte Vorteil, daß allein der Holzpfahl, selbst lose in den Boden eingerammt, derartig mit dem Boden durch Quellung und Porosität „verwächst“, daß anfänglich nicht tragfähige Pfähle nach kurzer Zeit sehr tragfähig werden, machen die Anwendung von Holzpfählen wünschenswert. Der Faulbarkeit tritt der Erfinder Heimbach dadurch entgegen, daß er den in der Faulzone liegenden Pfahlteil aus Beton herstellt. Auf eine große Länge wird ein Eisenrohr über den Holzpfahl gerammt, alsdann wird mittels Jungfer ein Keil (Keilring) in den Kopf des Holzpfahles getrieben, damit feste Anpressung des Rohres an den Pfahl geschaffen; hiernach Ausbetonieren des Eisenrohres unter Einlegen der Bewehrung. In- und Auslandspatente. Anwendung im großen beim „Maria-Martha-Stift“ in Lindau a. Bodensee. Schweizerische Bauzeitung 1917. Nr. 11.

Verfahren zur Herstellung tragfähiger Betonpfähle im Erdreich mittels eines Vortreibrohres. DRP. 293396. Von Keller, Dresden-Loschwitz. Die Ausführung des Verfahrens, welches sich durch das Herauspressen des Betons aus dem vorgetriebenen Eisenrohr mittels einer Schraubenschnecke (Tellerschraube) kennzeichnet, ist der Firma Windschild u. Langelott, Dresden-A. übertragen. Mit Abb. Zentralblatt d. Bauverwaltung 1917, Nr. 26.

Der neue Ortpfahl, System Zimmermann. DRP. Von Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt am Main. Übersichtliche Besprechung der Vor- und Nachteile der bekannten Betonpfahlarten. Mit diesen wird der Zimmermannsche Ortpfahl verglichen und als der vollkommenste bezeichnet. Abbildungen, genaue Besprechung und Kostenberechnung werden gebracht. Der Pfahl gehört unter die Klasse der im Erdboden hergestellten („Ort“-) Pfähle. Ein mehrteiliger unterer Kopf ist mit einem Futterrohr derart verbunden, daß die Spitze, auf welche mittels eines hölzernen Pfahles (Jungfer) der Rammschlag übertragen wird, es mitnimmt. Gleichzeitig ist die Spitze mit einem inneren dünnwandigen Rohr wasserdicht verbunden, so daß der in diesen Zylinder gestampfte Beton auch bei Grundwasserandrang sich nicht entmischen kann. Nachdem die erforderliche Tiefe erreicht ist, wird die Jungfer herausgezogen — die Pfahlspitze verbleibt nur bei Wasserandrang im Erdreich —, eine gewisse Menge Beton eingestampft. Alsdann wird das innere Rohr herausgezogen und unter allmählichem Hochziehen des äußeren Rohres der Beton — nach Befinden wird eine Bewehrung eingebracht — eingestampft. Auch die Umhüllung des Betons mit einer Isolierschicht ist vorgesehen. Deutsche Bauzeitung, Mitt. 1917, Nr. 6 u. 7.

Lichtmaste aus Eisenbeton. Von P. Bild u. Beschreibung eines Lichtmastes in neuartiger Form. Auch die Herstellungsweise wird bekanntgegeben. Entw. John Hamilton, verwendet im Lincoln-Park, Detroit. Beton und Eisen 1917, Heft 6.

Beton und Betonstein in Hof und Garten. Von R. Fabian. Warnung vor Geschmacklosigkeiten. Beton soll Beton bleiben und nicht Holz, Stämme und Äste nachahmen. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 39.

Die Füße der Eisenbetonstützen. Zugschrift von Dipl.-Ing. E. Braun und Antwort von Dipl.-Ing. Henkel. Vergl. Beton u. Eisen 1916, Heft 9 bis 13 und 1915, Heft 19/20. Beton und Eisen 1917, Heft 5.

Dehnungsfugen im Betonmauerwerk. Nach allgemeinen Bemerkungen über deren Notwendigkeit wird angeführt, daß das Herausziehen der Blechstreifen aus dem Beton, die bei der Betonierung zur Herstellung der Fugen eingelegt werden, meist ein Mitreißen der Betonkanten zur Folge hat. Man lege daher zweckmäßig dicht nebeneinander 2 Blechstreifen ein, die man mit dünnen Holzkeilen (Zigarrenkistenbrettchen) gegeneinander spreizt. Alsdann müheloses Herausnehmen der Bleche. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 42.

## 2. Ausführungen im Hochbau.

Zerlegbare Bedürfnisanstalt. Frankfurt am Main hat vor vier Jahren zwei bisher sehr gut bewährte Bedürfnisanstalten für Männer in Schönheitlich befriedigender, zweckentsprechender und billiger Weise aus Eisenbeton hergestellt. Die Bauteile werden fertig angeliefert, zusammengesetzt und können auch ohne Schwierigkeit wieder auseinandergenommen werden. Eine nachahmenswerte Anwendung des Eisenbetons. Tonindustrie-Zeitung 1917, Nr. 43.

Die Eisenbetonkonstruktionen bei der Vergrößerung des Gemeinde-Elektrizitätswerkes zu Gravenhage. Von Ir. Y. M. D. Kentie. Besprechung der Eisenbetonausführungen unter Beigabe von Zeichnungen. Es werden behandelt: 1. Die Gründungen von Maschinenhalle und Kesselhaus; 2. die Kohlenbunker; 3. der Kohlenbergraum; 4. der Wassereinlaß mit Zu- und Ableitung; 5. der Unterbau für die Wagenkipper; 6. desgl. für die Fußwegbrücke; 7. desgl. für die Drehscheibe. Gewapend Beton 1917, Nr. 7.

Beton im Wohnhausbau. Von H. Teit. Kurze allgemeine Bemerkungen. Tonindustrie-Ztg. 1917, Nr. 33.

Neubau eines Fabrik- und Magazingebäudes für die Hansa-Lloyd-Werke A.-G. in Bremen. Von R. u. G. Schellenberg, Architektur-

und Ingenieurbureau, Bremen. Einige Abb. mit Text über die Gebäudeanlagen. Beton u. Eisen 1917, Heft 6.

### 3. Ausführungen im Brückenbau.

Unrichtige und unklare Fachausdrücke im Brückenbau. Von Prof. Dr. techn. Robert Schönhöfer in Braunschweig. 6 Seiten. Der Brückenbau 1917, Heft 6.

Straßenbrücke in Unterleitersbach. Von Landsturm-Ingenieurleutnant Ing. Gerh. Neumann. Mainbrücke von 53 m Spannweite aus umschürtem Gußeisenbeton für Straßenverkehr (Menschengedränge 360 kg/qm  $\times$  1,5, Wagenlasten 2,5 Tonnen/Achse  $\times$  1,5 [Stoßziffer = 1,5]), Tragwerk: Zwei Druckbogen mit Gußeiseneinlagen (Pfeilhöhe etwa 13 m) von 0,45 m Querschnittsbreite und 0,55 m Scheitelstärke tragen die 3,85 m breite, aus Plattenbalken gebildete und von  $2 \times 9$  ummantelten Hängesäulen getragene Fahrbahn. Sie stützen sich auf verlorene Widerlager, die auf Pfählen gegründet sind. Die Fahrbahn liegt an den Widerlagern beweglich auf. Die bei der Schwarzenbergbrücke in Leipzig zum ersten Male angewandte Gußeisen-Beton-Herstellung wird an Hand von Photographien und Zeichnungen besprochen. Gerüstdarstellungen. Die Brücke hat bei einer Probelastung keine bleibenden Formänderungen gezeigt. Durch die Verwendung des Gußeisenbetons ist hier eine überaus leichte und formenschöne Brücke geschaffen worden, die sich vorteilhaft von den trapezförmigen eisernen Fachwerkbrücken der Umgebung abhebt. Beton und Eisen 1917, Heft 6.

Eisenbetonbrücke von 186 m Spannweite und 85 m Höhe. Ein Konkurrenzentwurf von Hans Dasen (Architekt), der eine sehr gute schönheitliche Lösung darstellt, wird mit kurzen Bemerkungen in der Ansicht wiedergegeben. Der Industriebau 1917, Heft 3, S. 46.

Balkenbrücke aus Eisenbeton von 22,6 m Stützweite. Von Dr.-Ing. Hans Diethelm, Obering. d. Fa. Rob. Grastort G. m. b. H., Hannover. Überführung eines Feldweges von 5,0 m Breite über eine fünfgleisige Bahnstrecke. System: Balkenbrücke, 2 seitliche Hauptträger, eingesattelte Fahrbahn. Begründung der Wahl dieser Bauweise. Besprechung der Widerlager und Flügel des Überbaus, massive Halbparabelträger, größte Höhe 3,30 m, Breite 0,60 m, Tangential- und Rollen-Gußstahllager. Fahrbahngruppe: Plattenstärke 0,17 m, Querträger 0,70 m hoch, in Entfernungen von 1,62 m. — Die architektonische Ausgestaltung, die verwendeten Materialien und Mischungsverhältnisse, Bemerkungen zur statischen Berechnung, bemerkenswerte Einzelheiten, der Bauvorgang und Schlußbemerkungen werden in besonderen Abschnitten gebracht. Unter den bemerkenswerten Einzelheiten befinden sich will-

kommene Angaben über die Lagerausbildung (1 Walze), die Eisenbetonauflegerquader, die Verwendung handgeschweißter Rundeseisen. Zeichnungen in großem Maßstabe und Photographien sind beigegeben. Der Brückenbau 1917, Nr. 4 u. 5.

Ein Anwendungsbeispiel des Gewölbe-Expansionsverfahrens (Spreizverfahrens) und des Drucklinienprüfers (Patent und Ausführung der Firma Buchheim & Heister, Frankfurt a. M.). Von Dr.-Ing. H. Nitzsche, Frankfurt am Main. 1. Beschreibung des Spreizverfahrens, welches die ungewollten Formänderungen von Gewölben, die nach der Stützlinie geformt sind, aufhebt. 2. Beschreibung des Drucklinienprüfers. Dieser überträgt die Randdehnungen (obere und untere) auf ein Zeigerwerk. 3. Das Brückenbauwerk, auf dessen bauliche und statische Verhältnisse ausführlich eingegangen wird. Arm. Beton 1917, Heft 3.

### 4. Ausführungen im Wasserbau.

— — —

### 5. Ausführungen im Straßen-, Eisenbahn-Tunnel- und städtischen Tiefbau.

Durchbrüche für Straßen unter Eisenbahnen während des Betriebes. Dipl.-Ing. S. Kiehne bespricht die Ausführungsmöglichkeiten und Vorkehrungen hierzu an Hand von reichlichen Zeichnungen im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens 1917, S. 39 ff.

Die großen Verkehrsaufgaben Berlins und ihre Durchführung während des Krieges. Von Geh. Baurat F. Krause, Stadtbaurat, Berlin. Den Eisenbetonfachmann dürften die Mitteilungen über Straßenbahntunnel und Untergrundbahnen interessieren. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure 1917. Nr. 11.

Die Bedeutung der Stufenfilter und die Erweiterung des Wasserwerkes der Stadt Magdeburg. Vom Geheimen Baurat Peters, Stadtbaurat in Magdeburg. Die Wasserversorgungsfragen der Stadt Magdeburg werden in auch für andere Orte belehrender Weise eingehend besprochen. Die Zweckmäßigkeit von Stufenfiltern, das sind Becken in verschiedener Höhenlage mit einem dazwischen liegenden kaskadenartigen Überfall, ergibt sich aus der beim Überfall entstehenden Sauerstoffaufnahme des Wassers. System Chabal. Die Gesamtanlage, die Größenverhältnisse, die Belüftung und Belichtung, die Heizung, die Überdachung, die Filterreinigung sowie die Baukosten und Baudauer und die Arbeitsvergebung werden im Verein mit Abbildungen mehr oder weniger eingehend besprochen. In Eisenbeton sind die Stützen der Becken und die Becken nebst Zubehör sowie die Dachstützen und die Dächer und ein Druckwasserkanal von

1,1 m  $\bar{J}$  ausgeführt. Auf die Einzelheiten der Eisenbetonkonstruktionen ist jedoch nicht eingegangen worden. Deutsche Bauzeitung 1917, Mitt. Nr. 5 u. 6.

Zwei Wassertürme aus Eisenbeton. Entwürfe und Ausführungen der Firma Joh. Odorico, Dresden. Von Oberingenieur Dipl.-Ing. Hermann Marcus. I. Wasserturm und Hochbehälter in Niederlöbnitz. Die Herrichtung der Baustelle, Einzelheiten der Bauausführung, Beschreibung des Hochbehälters (Wasserstand 6 m, Durchmesser 22,6 m) sowie des Wasserturmes (Höhe bis Behälter-Unterkannte 24,7, bis Dachspitze 39,0 m, Fassungsraum 350 cbm, Unterzüge unter dem Behälterboden; Zweigelenrahmen mit Zugband. Schönheitliche Wirkung sehr befriedigend). II. Wasserturm bzw. Bismarckturm für die Niederlausitzer Wasserwerksgesellschaft m. b. H., Senftenberg (Niederlausitz), Architekt Paul Bender, B. D. A. Dresden. Gesamthöhe 42,8 m, Behälterunterkannte 31 m. Behältervolumen 350 cbm. Der Turm trägt außerdem ein Feuerbecken für Leuchtfeuer sowie zwei Aussichtsgänge. Die Tragdecke des Behälters ruht auf Zweigelenrahmen, deren Stiele in die Balken des unteren Stockwerkes einbinden. Alles Wissenswerte geht aus den Zeichnungen und den ausführlichen Angaben hervor. Deutsche Bauzeitung 1917, Mitt. 7 u. 8.

#### VI. Sonstiges.

Betonaufzug für Bauten. Beschreibung des vom Bayerischen Hüttenamte Sonthofen (Al-

gäu) in den Handel gebrachten Aufzuges, erläutert durch Abb. Der Brückenbau 1917, Nr. 7.

Kalkstaub und Lungenkranke. Dr. med. Stock, Liegnitz, teilt seine günstigen Beobachtungen an Arbeitern in Kalkbetrieben mit. Vergl. L. 1916, Heft 11 u. 1917 Heft 1. Tonindustrie-Ztg. 1917, Nr. 38.

Rudolf Dyckerhoff †. Nachruf. Zeitschr. d. Vereins Deutscher Ingenieure 1917, Nr. 14. Arm. Beton 1917, Nr. 4.

Nutzen der Kalkzufuhr (für Mensch und Tier). Einige Angaben aus dem diesbezüglichen Werkchen von Dr. Oscar Loew, München. Siehe oben. Tonindustrie-Ztg. 1917, Nr. 37.

Zur Frage der technischen Schiedsgerichte. Von Oberbaurat Prof. Moerike, Stuttgart. Im Anschlusse an die Darlegungen Haberkalts in Beton u. Eisen 1917, Heft 1 wird die Zurückhaltung, die gegenüber den Schiedsgerichten zutage tritt, auf ein durch die noch nicht ganz vollkommene Organisation verurteschtes Mißtrauen gegen diese Einrichtung zurückgeführt. 2 Seiten. Beton u. Eisen 1917, Heft 6.

Der erreichte Schutz der Standesbezeichnung „Ingenieur“. Abdruck der Kaiserlichen Verordnung vom 14. März 1917, welche in Österreich-Ungarn vorwärtswirkend nur diejenigen, die an einer Hochschule mit technischer Richtung zwei Staatsprüfungen gemacht haben, zur Führung des Titels Ingenieur ermächtigt. Die Verordnung ist, jedoch nur mit Einschränkungen, auch rückwirkend. Zeitschrift des Österr. Ingenieur- u. Architekten-Vereins 1917, Heft 15.

## VERSCHIEDENE MITTEILUNGEN.

### Wer trägt die Gefahr für den Untergang unfertiger Bauten?

Wenn ein unfertiges Bauwerk durch Einsturz, Brand oder einen sonstigen Zufall untergeht, so richtet sich die Frage der Haftung in erster Linie nach dem Verschulden. Der Besteller und der Unternehmer stehen in einem vertraglichen Rechtsverhältnis und haben einander für Vorsatz und Fahrlässigkeit einzustehen und bei Vertragsverletzungen Schadenersatz zu leisten.

Trifft den Unternehmer ein Verschulden, indem er das Bauwerk mangelhaft ausführt oder indem er mangelhaftes Material verwendet und die Mangelhaftigkeit schuldhafterweise nicht festgestellt hat, so hat er auf seiner Seite den Vertrag nicht erfüllt; er kann keinen Vergütungsanspruch verlangen, ist zur nochmaligen Errichtung des Bauwerks verpflichtet und muß dem Besteller den Schaden ersetzen, der ihm aus der verspäteten Fertigstellung des Bauwerks erwächst. Es liegt übrigens nicht notwendig ein Verschulden des Unternehmers vor, wenn das von ihm gelieferte

Material mangelhaft war und etwa den Einsturz des Bauwerks verursacht hat; liegt das Verschulden nur am Materiallieferanten und trifft den Unternehmer durch Versäumung seiner Untersuchungsfrist kein mitwirkendes Verschulden, so hat der Unternehmer nicht für fremdes Verschulden einzustehen.

Wenn umgekehrt der Untergang des unfertigen Bauwerks auf ein Verschulden des Bestellers zurückzuführen ist, wenn er etwa baufähigen Baugrund zusichert, so daß der Unternehmer keine Prüfung mehr vornimmt, und wenn der Boden dann tatsächlich nicht tragfähig genug ist, oder wenn der Besteller fahrlässig mangelhaftes Material liefert und der Unternehmer das Material nicht zu prüfen braucht oder die Mangelhaftigkeit nicht hatte feststellen können, so kann der Unternehmer entweder seine volle Vergütung verlangen und muß sich nur die ersparten Aufwendungen anrechnen lassen, oder er kann den Bau von neuem ausführen und als Schadenersatz Unkostenersatz und angemessene Entschädigung für die

bisher geleistete Arbeit fordern. Er kann die neue Wiederherstellung des Bauwerks ablehnen, wenn es seinen Interessen nicht entspricht, wenn er etwa zu einem bestimmten Termin bereits andere Arbeiten übernommen hat.

Häufig sind aber auch die Fälle, in denen irgendein Verschulden nicht nachzuweisen ist, sondern in denen ausschließlich der Zufall mitgespielt hat. Niemand trägt die Schuld, wenn etwa während des Bauens der Baugrund versumpft, oder wenn durch Blitzschlag das Bauwerk einstürzt.

Nach § 644 BGB. trägt der Unternehmer die Gefahr bis zur Abnahme des Werkes. Der Unternehmer kann daher grundsätzlich keine Vergütung beanspruchen. Er ist sogar, wengleich eine Schadensersatzpflicht nicht besteht, doch verpflichtet, das Bauwerk von neuem in Angriff zu nehmen, da er ja bis zur Abnahme des Werkes seine Verpflichtung nicht erfüllt, der Besteller seinen Erfüllungsanspruch also behalten hat; er kann es zwar, wenn er beispielsweise andere Bauten übernommen hat, die unaufschiebbar sind, ablehnen, den Bau selbst auszuführen; er muß dann aber seinerseits einen anderen Unternehmer stellen und dem Besteller die Herstellung des Werkes zum vereinbarten Preise verschaffen, auch wenn er selbst an den neuen Unternehmer einen entsprechenden Mehrbetrag entrichten muß.

Es wäre ungerecht, wenn der Unternehmer auch dann die Gefahr zu tragen hätte, wenn die Ursache des Schadens in der Sphäre des Bestellers liegt, was insbesondere der Besteller selbst das Material gibt, und das Material mangelhaft ist, ohne daß, wie in dem ersten Fall, Fahrlässigkeit vorliegt. Dem Unternehmer kann die Tragung der Gefahr zugemutet werden, nur sofern er selbst arbeitet oder selbst liefert.

Darum bestimmt der § 644, daß der Unternehmer nicht verantwortlich ist für den zufälligen Untergang und die zufällige Verschlechterung des von dem Besteller gelieferten Stoffes (wozu meiner Meinung nach auch der Baugrund gehört). Vergütungsberechtigt ist der Unternehmer nicht, aber ihn trifft wenigstens kein weitergehender Schaden.

In vielen Fällen werden Bauverträge in der Weise abgeschlossen, daß die Lieferung des Baumaterials nicht zum Gegenstande des Bauausführungsvertrages gemacht wird, sondern daß der Bauunternehmer die Bauausführung selbständig vergütet erhält, und die Lieferung der Baumaterialien besonders verrechnet wird.

In diesem Falle würde der Bauunternehmer die Gefahr für die untergehenden Baumaterialien, auch wenn sie bereits verbaut sind, nicht zu tragen haben, während in dem anderen Falle, daß für die gesamte Bauausführung einschließlich der Lieferung der Baumaterialien ein Pauschalpreis ver-

einbart wird, der Bauunternehmer das gesamte Risiko trägt und von dem Bauherrn nicht einmal Vergütung für die bereits angeschafften Baumaterialien verlangen kann.

Die große Gefahr, die durch die Möglichkeit des Untergangs eines unfertigen Bauwerks begründet wird, hat vielfach dahin geführt, daß der Bauherr seinerseits das unfertige Bauwerk versichert. Verpflichtet ist er dazu nicht; es ist einzig und allein Interesse des Bauunternehmers, einen solchen Versicherungsvertrag abzuschließen, und eine entgegenstehende Verkehrssitte hat sich bisher nicht gebildet. (Vgl. Oberlandesgericht Stettin im Recht 1907, Nr. 1017). Die Versicherung durch den Bauherrn würde dem Bauunternehmer nicht einmal zugute kommen, falls die Versicherungsgesellschaft nicht vollständig zahlt, da in der Tatsache des Abschlusses eines Versicherungsvertrages noch nicht eine vertragliche Übernahme der Gefahr durch den Bauherrn zu erblicken ist.

Die Gefahr für den zufälligen Untergang des Bauwerks geht auf den Besteller über im Augenblick der Abnahme. An die Stelle der Abnahme tritt im Bauwesen vielfach eine Zerlegung in verschiedene Teilabnahmen je nach Fertigstellung des Bauwerks.

Kommt der Besteller mit der Abnahme des Werkes in Verzug, so wäre es ungerechtfertigt, den Bauunternehmer, der das Seinige zur Erfüllung des Vertrages getan hat, noch weiterhin haften zu lassen. Darum bestimmt der § 644 schließlich noch, daß mit dem Annahmeverzuge die Gefahr auf den Besteller übergeht. C. 25/2.

Dr. jur. Eckstein.

### Vaterländischer Hilfsdienst und Übertritt von Lehrlingen in Konkurrenzbetriebe.

Was die Frage anlangt, ob der Lehrling sein Ausscheiden aus dem Betriebe seines Lehrherrn etwa dazu benutzen könnte, um bei einer anderen Firma in derselben Branche einzutreten, so ist mit den amtlichen Mitteilungen und Nachrichten des „Kriegsamts“ auf die Bestimmung in § 127 e Abs. 2 der Gewerbeordnung zu verweisen. Danach darf der Lehrling binnen 9 Monaten nach der Auflösung seines alten Lehrverhältnisses in demselben Gewerbe von einem andern Arbeitgeber nicht ohne Zustimmung des früheren Lehrherrn beschäftigt werden. Hinter diesem Verbote steht die Strafbestimmung in § 148 Nr. 10 der Gewerbeordnung. Hiernach ist es dem Lehrling nicht möglich, ohne weiteres in einen Konkurrenzbetrieb einzutreten, und der Arbeitgeber ist hiergegen schon durch das Gesetz geschützt, in ähnlicher Weise, wie das sonst durch vertragliche Wettbewerbsverbote geschieht. Dies gilt jedoch nur, wenn der Lehrling freiwillig in einen Konkurrenzbetrieb eintritt. Würde er einem Konkurrenzbetriebe überwiesen (vgl. § 7 Abs. 3 des Hilfsdienstgesetzes), so müßte er dieser Überweisung Folge leisten, und die Bestimmung in § 127 e Abs. 2 der Gewerbeordnung würde gegenüber einem solchen Zwange wohl keine Kraft haben. Natürlich ist es nicht empfehlenswert, daß die Einberufungsausschüsse im Sinne des § 7 des Hilfsdienstgesetzes Über-

weisungen an Konkurrenzbetriebe verfügen. Ein solcher Konflikt des Lehrlings mit seinem früheren Lehrherrn ist besser zu vermeiden. Durch die Verfahrensvorschriften, die das Kriegsamt auf Grund von § 10 des Hilfsdienstgesetzes erlassen wird, werden die Einberufungsausschüsse in den Stand gesetzt werden, auf derartige besondere Verhältnisse Rücksicht zu nehmen: sowohl der Hilfsdienstpflichtige, wie sein bisheriger Arbeitgeber — also in diesem Falle der alte Lehrherr — können bei dem Einberufungsausschusse Vorstellungen erheben. Außerdem steht beiden gegen die Überweisung die Beschwerde zu. Es ist also anzunehmen, daß solche Konflikte durch die Praxis ausgeschaltet werden können. Sk.

### Die Kriegsklausel in nach Kriegsausbruch abgeschlossenen Lieferungsverträgen.

Auch Lieferungsverträge, die nach Ausbruch des Krieges abgeschlossen sind, enthalten vielfach die Klausel, daß außergewöhnliche Ereignisse, welche die Beschaffung von Rohmaterial hindern, wie Krieg und dergleichen, den Lieferanten berechtigen, vom Verträge zurückzutreten. In solchen Fällen kann der Lieferant sich aber nicht auf die Kriegsklausel schlechthin berufen, wie es bei vor Kriegsausbruch abgeschlossenen Verträgen nach der ständigen Rechtsprechung des Reichsgerichts der Fall ist, und behaupten, er brauche die Unmöglichkeit der Leistung nicht nachzuweisen. In einem dieser vor dem Hanseatischen Oberlandesgericht ausgetragenen Prozesse führte der Berufsrichter aus:

Da der Kaufvertrag im Januar 1915, also erhebliche Zeit nach Ausbruch des Krieges, abgeschlossen ist, konnte der Krieg als solcher und ohne weiteres das Rücktrittsrecht der Beklagten nicht begründen. Der Krieg war vom Standpunkt des Vertragsschlusses aus kein „außergewöhnliches Ereignis“ mehr; vielmehr könnten als solche nur später etwa eintretende besondere Kriegereignisse angesehen werden, mit denen beim Vertragsschluß nicht gerechnet werden konnte, und die im weiteren Umfang, als dies schon durch den Krieg bei seiner längeren Dauer geschah, die Beschaffung des Rohmaterials hinderten. Daß solche Ereignisse eingetreten seien, hat die Beklagte nicht zu behaupten vermocht. Sk.

### Weiterzahlung des Gehalts an im Felde stehende Angestellte ist nicht als Geschenk, sondern als Vertragsleistung anzusehen.

Es kommt nicht selten vor, daß ein Geschäftsherr, wenn einer seiner Angestellten zu den Fahnen einberufen wird, das bestehende Vertragsverhältnis nicht formell löst, sondern es weiterbestehen läßt, daß er das Gehalt, sei es ganz, sei es zum Teil, weiterzahlt, in der Absicht das frühere Dienstverhältnis nach Beendigung des Krieges oder endgültiger Rückkehr des Angestellten aus dem Felde, in der alten Weise wieder aufzunehmen. In solchen Fällen kann der Geschäftsherr sich nicht nachträglich auf den Standpunkt stellen, er sei nicht verpflichtet zu zahlen, weil die Weiterzahlung des Gehalts nicht eine Leistung aus dem Dienstvertrag, sondern eine freiwillige rein liberale Zuwendung bedeute. Das ist, wie das Landgericht Berlin I in seinem Urteil vom 21. Januar 1916 ausführt, irrig. Es heißt in der Begründung:

Es besteht kein Zweifel darüber, daß ein zum Heeresdienst eingezogener Handlungsgehilfe, der dem Geschäft monatelang fernzubleiben gezwungen ist, keinen Anspruch auf weitere Gehaltszahlung erheben kann, vielmehr sein Dienstverhältnis als gelöst anzusehen hat, wenn nicht abweichende Vereinbarungen zwischen ihm und seinem Dienstherrn vorliegen. Solche besonderen Vereinbarungen bestehen aber, wie die Beklagte selbst vorträgt, zwischen ihr und den im Felde befindlichen Angestellten. Die Rechtslage ist nicht so, als ob die Beklagte mit dem Zeitpunkt des militärischen Dienstintritts oder des Ab-

laufs von 6 Wochen nach diesem Zeitpunkt ihr Vertragsverhältnis zu dem Eingezogenen ausdrücklich gelöst hatte und ihm während des Krieges wie irgendeinem fremden bedürftigen Kriegsteilnehmer einen gewissen Betrag monatlich hätte aus reiner Liberalität zukommen lassen, vielmehr hat sie mit den Angestellten das bisher bestehende Vertragsverhältnis stillschweigend oder ausdrücklich fortgesetzt mit der auf beiden Seiten bestehenden Absicht, es nach Rückkehr des Angestellten aus dem Felde in der früheren Form und unter den früheren Bedingungen wieder aufzunehmen. Der Umstand, daß die Angestellten während des Kriegsdienstes ihre vertraglich übernommenen Dienste nicht leisten können, daß also auf Seiten der Beklagten eine Leistung ohne zeitweilige Gegenleistung vorliegt, steht der Annahme nicht entgegen, daß der Dienstvertrag weiterlief und die herabgesetzte Vergütung als eine solche aus dem Dienstvertrage anzusehen ist. (A.-Z. 44 S. 3/16). Sk.

### Die Unfallversicherungspflicht der künstlerisch gebildeten Architekten.

Die Unfallversicherungspflicht der künstlerisch gebildeten Architekten bejaht eine grundsätzliche Entscheidung des Reichsversicherungsamts vom 26. November 1915, in der es heißt: Das Reichsversicherungsamt hat niemals verkannt, daß die Haupttätigkeit der eigentlichen Architekten, nämlich der Entwurf von Bauzeichnungen und der Beirat zu Bauausführungen, eine künstlerische ist. Es hat aber dieser Tatsache für die Frage der Unfallversicherungspflicht keine entscheidende Bedeutung beilegen können. Denn selbst wenn anerkannt wird, daß die künstlerischen Berufe an sich keinen Gewerbebetrieb im Sinne der Reichsversicherungsordnung darstellen, so folgt hieraus nur, daß Betriebe, die sich ausschließlich auf künstlerische Arbeiten der genannten Art erstrecken, der Versicherungspflicht nicht unterliegen. Derartige Betriebe sind von der Versicherungsgesetzgebung überhaupt nicht zur Mitgliedschaft herangezogen worden. Die Versicherungspflicht soll vielmehr erst eintreten, wenn ein Architekt im Rahmen seiner Berufstätigkeit, für die in der Hauptsache künstlerische Gesichtspunkte maßgebend sein mögen, Arbeiten vornimmt, die zu denen des Baugewerbes gehören. Dieser Fall ist gegeben, sobald dem Architekten die Leitung oder Überwachung einer Bauausführung übertragen wird. Denn alsdann übt er nicht eine rein künstlerische Tätigkeit aus, sondern eine solche die in das technische, gewerbliche Leben übergreift. Er hat dann die Bauarbeiten auch vom technischen Standpunkt aus zu überwachen und ist für die Bauausführung gewerblich mit verantwortlich. Es handelt sich in diesem Falle um einen gemischten, nicht ausschließlich künstlerischen, sondern auch technischen Betrieb. Bei Betrieben dieser Art geht es nicht an, sie allein wegen der auf seiner künstlerischen Betätigung beruhenden Stellung des Architekten als Gewerbebetriebe nicht anzusehen. Steht fest, daß in dem Betriebe eines künstlerisch gebildeten Architekten versicherungspflichtige Bauarbeiten ausgeführt werden, so unterliegt er, abgesehen von den Arbeitern der kaufmännischen Angestellten, seinem ganzen Umfang nach der Versicherungspflicht. (Aktenzeichen I 9630/15). Sk.

### Der Gehaltsanspruch des zum Kriegsdienste eingezogenen Technikers.

(Entscheidung des Reichsgerichts vom 30. Juni 1916.)

Ein Unternehmer hatte einen Techniker für die Dauer von drei Jahren — vom 1. April 1913 bis zum 1. April 1916 — gegen ein Monatsgehalt von 625 Mark als Betriebsleiter angestellt. Im Februar 1915 geriet der Techniker mit seinem Arbeitgeber in Differenzen, in deren Verlauf letzterer erklärte, daß er die Dienste des Angestellten nicht weiter in Anspruch nehmen, ihm aber

sein Gehalt in voller Höhe fortzahlen wolle. Der Techniker schrieb einige Tage darauf an seinen Dienstherrn, er lasse es dahingestellt sein, ob er ein Recht auf Beschäftigung habe; jedenfalls stelle er vorläufig seine Dienste zur Verfügung.

Der Techniker wurde schon im April 1915 zum Heere einberufen, indessen teilte er dies seinem Dienstherrn nicht mit, und dieser zahlte ihm sein Gehalt bis zum 1. August 1915 fort, dann jedoch lehnte er die Zahlung des Gehalts für den Rest der Vertragszeit ab, mit der Begründung, der Techniker habe sich dadurch, daß er Mitteilung von seiner militärischen Einziehung unterließ, einer gröblichen Täuschung schuldig gemacht und ihm, dem Arbeitgeber einen ausschlagenden Grund zur sofortigen Entlassung bzw. Einstellung der Gehaltszahlung gegeben.

Der Techniker forderte nunmehr im Klagewege Zahlung des Gehalts auch für den Rest der Vertragszeit, und das Reichsgericht hat den Arbeitgeber auch demgemäß verurteilt. Das Versprechen der Gehaltsfortzahlung kann im vorliegenden Falle nicht in dem Sinne angesehen werden, daß der Angestellte die ihm zugesagte Vergütung unter Aufrechterhaltung des Dienstverhältnisses erhalten soll, sondern es muß als Zusage einer Entschädigung wegen Aufhebung des Dienstvertrages erscheinen.

Durch den ausdrücklichen Verzicht des Beklagten auf die weiteren Dienste des Klägers gewann das Abkommen der Parteien die Bedeutung einer endgültigen Auseinandersetzung. Der Dienstvertrag fand seine Erledigung, und an dessen Stelle trat ein einseitiges Schuldverhältnis, kraft dessen der Kläger noch Ansprüche erheben konnte. Wenn der Beklagte demgegenüber geltend macht, es sei eine selbstverständliche stillschweigende Bedingung der Vereinbarung, daß das Recht auf Gehaltszahlung beim Eintritt solcher Umstände erlöschen solle, unter denen es auch ohne die Entlassung des Klägers erloschen wäre, nämlich bei der auf Seiten des Klägers eintretenden Unmöglichkeit der Vertragserfüllung, so verkennt der Beklagte die Tragweite des zwischen ihm und dem Kläger getroffenen Abkommens. — Die Vereinbarung der Parteien hat sich zwar, nach der eigenen Darstellung des Angestellten, auch darauf erstreckt, daß dieser sich des Angestellten, auch darauf erstreckt, daß dieser sich nach einer anderen Stellung umsehen und sich das in der neuen Stellung verdiente Gehalt auf die von dem Beklagten zu zahlende Vergütung anrechnen lassen solle; indessen kann bei der Einziehung des Klägers zum Heeresdienste von einer böswilligen, den Beklagten von der Zahlungspflicht entbindenden Erwerbsversäumnis doch keine Rede sein, so daß — unter Berücksichtigung der Tatsache, daß der Beklagte auf jegliche Dienstleistung des Klägers ausdrücklich verzichtet hatte — der Klage auf Fortzahlung des Gehalts stattzugeben war. (Reichsgericht III. 150/16.)

R.

### Sind Zementlieferungsverträge für eine bestimmte Zeit Fixgeschäfte?

Urteil des Reichsgerichts vom 7. Juli 1916.

Im Zementgroßhandel besteht die Gepflogenheit, Lieferungsverträge, welche für die Dauer eines Jahres von einer Zementfabrik abgeschlossen sind, als Fixgeschäfte zu betrachten, welche mit Ablauf des betreffenden Jahres ohne weiteres ihre Erledigung finden, gleichgültig, ob der Käufer die ihm zustehende Menge Zement bis dahin abgerufen hat oder nicht. In diesem Sinne hat sich im Dezember 1912 das Zementsyndikat geäußert. Es erhebt sich nun die Frage, wie Lieferungsverträge von Zementfabriken außerhalb des Syndikates zu beurteilen sind. In dem folgenden Rechtsstreit haben sich die Gerichte dahin ausgesprochen, daß in einem solchen Fall zwar kein Fixgeschäft, wohl aber ein Zeitgeschäft mit ähnlichem rechtlichem Charakter anzunehmen sei. Es dürfte hierzu das Folgende interessieren.

Im Jahre 1912 schloß der Kaufmann G. mit den Portland-Zementwerken in S. einen Vertrag, wonach die letzteren an ihn im Jahre 1913 200 Doppelwaggons zu je 10 Tonnen Zement zu liefern hatten. Der Preis sollte um 25 Pf. niedriger sein als der Syndikatspreis. Lieferung und Abnahme sollte während des Jahres 1913 erfolgen. Der Käufer rief jedoch bis Ende 1913 nur 91 $\frac{3}{4}$  Waggons ab, sodaß er mit dem Bezuge von 108 $\frac{1}{4}$  Waggons im Rückstand blieb. Als er diese Quantität im April 1914 abrief, verweigerten die Zementwerke die Lieferung, da es sich um ein Fixgeschäft gehandelt habe, woraus sich für den Käufer die Verpflichtung ergeben hätte, die vertragliche Menge innerhalb des Jahres 1913 abzurufen. In der Folge erhoben die Zementwerke Klage auf Schadenersatz wegen der nichtabgerufenen Ware in Höhe von 14 000 Mark, während der Beklagte Widerklage auf Schadenersatz wegen Nichterfüllung des Vertrages anstregte. Das Landgericht gab der Klage statt und wies die Widerklage ab; im gleichen Sinne entschied das Oberlandesgericht Naumburg und zwar aus folgenden Gründen:

Es mag sein, daß im Zementgroßhandel die Gepflogenheit besteht, Lieferungsverträge für eine bestimmte Zeit, z. B. ein Jahr, als Fixgeschäfte zu betrachten. Zugeben ist auch, daß sich das Zementsyndikat Ende 1912 nach dieser Richtung hin festgelegt hat. Es ist aber zu beachten, daß die Klägerin diesem Syndikat nicht angehört. Außerdem fehlt in dem vorliegenden Vertrage jede Charakterisierung desselben als Fixgeschäft. Es wird von der Klägerin geltend gemacht, daß im § 4 der Bedingungen der deutschen Portlandzementfabriken der Abschluß einer Nachfrist bestimmt sei, woraus sich ergebe, daß derartige Lieferungsverträge Fixgeschäfte sein sollten. Die Richtigkeit dieser Schlußfolgerung bleibe dahingestellt. Sie kann schon um deswillen nicht durchgreifen, weil für den Vertrag zwischen den Parteien nur die Bedingungen der Klägerin gelten sollten, welche einen solchen Passus nicht enthalten. Ist sonach der vorliegende Vertrag nicht als Fixgeschäft im Sinne des § 376 des HGB. anzusehen, so bleibt doch die Möglichkeit, daß hier der rechtzeitige Abruf als wesentliche Vertragspflicht des Beklagten vereinbart worden ist, in der Weise, daß der Beklagte mit Ablauf des Abfrutermis seinerseits ohne weiteres in Verzug geriet (§ 284 Abs. 2 BGB.). In diesem Zusammenhang ist darauf hinzuweisen, daß die Parteien den Kaufpreis von den Preisen des Zementsyndikats abhängig gemacht hatten, daß aber die Preise des Zementsyndikats jährlich neu festgesetzt werden. Aus diesen Gründen war die Klägerin berechtigt, ohne Setzung einer Nachfrist die Rechte aus § 326 BGB. geltend zu machen und Schadenersatz wegen der nicht abgerufenen Ware zu verlangen.

Die gegen diese Entscheidung von den Beklagten beim Reichsgericht eingelegte Revision blieb erfolglos. (Aktenzeichen II. 138/16). Dr. jur. C. Klamroth.

Sk.

### Stillschweigender Verzicht auf das aus der Kriegsklausel entspringende Rücktrittsrecht.

Urteil des Hanseatischen Oberlandesgerichts vom 5. Dezember 1916.

Die Firma L. & Co. in Hamburg hatte im September 1913 von einer Firma in Wien Ware gekauft. Am 10. November 1914 rief die Käuferin erstmalig 2000 kg ab, wovon der Verkäufer 800 kg lieferte, obschon er sich durch ein Rundschreiben an seine Kunden vom 29. August 1914 vorbehalten hatte, die Erfüllung ganz oder teilweise abzulehnen, und zwar mit Rücksicht auf den Ausbruch des Krieges in Verbindung mit der in den Verträgen vorgesehenen Kriegsklausel. Am 14. Dezember rief die Firma L. & Co. weitere 2000 kg ab, worauf der Verkäufer am 22. Dezember vom Vertrage zurücktrat. Auf die von der Käuferin nach fruchtloser Setzung einer

Nachfrist erhobene Klage gelangte das Oberlandesgericht Hamburg zu dem folgenden Ergebnis:

Es mag der Klägerin darin beizupflichten sein, daß sie an sich zu weiteren Lieferungen nach Kriegsausbruch überhaupt nicht verpflichtet war und jede fernere Lieferung in ihr eigenes Ermessen gestellt war. Sie hat sich nun aber keineswegs auf einen schroff ablehnenden Standpunkt gestellt, sondern ist der Beklagten entgegengekommen. Sie hat ihr auf den Abruf vom 10. November 1914 800 Kilo geliefert. Ob nun die Beklagte sich durch dieses Entgegenkommen hat anregen lassen, weitere Lieferung zu verlangen, oder ob sie die Klägerin nach dem Verträge sogar für Lieferpflichtig angesehen hat, kann dahingestellt bleiben. Jedenfalls hat sie solch weitere Lieferung verlangt und geradezu auf baldige Lieferung gedrängt, ohne irgendwie anzudeuten, daß sie die Klägerin nicht nur für berechtigt erachte, die Lieferung hinauszuschieben, sondern sie überhaupt grundsätzlich abzulehnen. Unter diesen Umständen wäre es Sache

der Klägerin gewesen, im Briefwechsel mit der Beklagten keinen Zweifel darüber aufkommen zu lassen, daß etwaige Angebote und Zusagen ihrerseits nur freibleibend und nicht als endgültige zu verstehen seien. Das hat aber die Klägerin nicht getan. Sie hat der Beklagten am 11. Dezember 1914 auf ihr wiederholtes Mahnen wegen der restlichen 1200 Kilo geschrieben, daß die Nachlieferung dieser 1200 Kilo in ungefähr vier Wochen werde erfolgen können, und daß sie bitte, sich bis dahin freundlichst geduldet zu wollen. In dieser Erklärung hat das Landgericht mit Recht eine verbindliche Lieferzusage erblickt. Wenn die Klägerin nunmehr läßt, daß sie ihre Absichten durch den Vertrag und das Rundschreiben vom 29. August 1914 genugsam zu erkennen gegeben habe und nicht genötigt gewesen sei, in jedem Briefe auf diese Dinge zu verweisen, so übersieht sie, daß die Beklagte ihre Auffassung erkennbar nicht geteilt hat und deshalb ein besonderer Vorbehalt notwendig wurde. (A.-Z. Bf. VI 193/16).  
Sk.

## BÜCHERBESPRECHUNGEN.

Erläuterungen zu den Eisenbetonbestimmungen 1916 mit Beispielen von Dr.-Ing. W. Gehler, ord. Prof. an der Königlich Sächsischen Technischen Hochschule zu Dresden. Mit 29 Abb. Berlin 1917. Verlag von W. Ernst u. Sohn. Preis 2,60 M.

Anschließend an die Forderung der neuen Bestimmungen, daß Bauleitung und Ausführung von Eisenbetonbauten eine gründliche Kenntnis dieser Bauweise verlangen, wird in einem Vorwort zunächst auf diese Frage eingegangen und sie an der Hand der entsprechenden Bestimmungen des Bürgerlichen Gesetzbuches erläutert. Die allgemeine Einteilung der Schrift richtet sich naturgemäß nach den Bestimmungen selbst, die ihrer Reihenfolge gemäß nach einander behandelt und erklärt werden. Überall sind zweckmäßige Erläuterungen angefügt, an vielen Stellen wird auf bestehende Bestimmungen, einzuhaltende Erlasse usw. hingewiesen, sehr oft sind auch erklärende kurze Beispiele und Rechnungen eingefügt, kurz es werden die neuen Bestimmungen für eine Einführung und Anwendung in der baulichen Praxis insoweit eingehend besprochen, als es für den Fachmann irgend notwendig erscheint. Hierbei unterstützen gut ausgeführte, klare Zeichnungen die Erläuterungen. In sehr zweckmäßiger Weise wird überall auf die Versuchsergebnisse des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton hingewiesen, die ja ihrerseits wieder im allgemeinen den Ausgangspunkt für die neuen Bestimmungen selbst gebildet haben.

Allen Fachkollegen kann die Schrift bestens empfohlen werden. Da die neuen Bestimmungen an manchen Stellen nicht als übermäßig klar und verständlich von vielen empfunden werden dürften, ist das Erscheinen der Erläuterungen dankbar zu begrüßen. Sie werden fraglos der Einbürgerung der neuen Bestimmungen in die Praxis beste Dienste leisten. Für einen Neudruck wird es erwünscht sein, neben den Erläuterungen die betreffenden Bestimmungen selbst im Wortlaute zum Abdruck zu bringen.

M. F.

„Die Zukunft unserer Kriegsverletzten“ von Dr. jur. Emil Kunstmann. G. Kürstens Verlag, Leipzig. Mit vielen Illustrationen. Preis 1,50 M.

In klaren, eindrucksvollen Worten spricht hier der Verfasser zu uns über ein unsere Zeit bewegendes Gebiet, das er uns lebhaft vor Augen zu rücken versteht. Der

Verfasser entrollt uns ein trostreiches Bild von der Zukunft unserer Kriegsverletzten, dessen überzeugende Kraft in dem Eingehen auch auf Einzelfragen und deren zielbewußter Beantwortung auf Grund von Erfahrung beruht. Dem vom ersten bis zum letzten Wort uns in Spannung haltenden Text sind erläuternde Bilder beigelegt. Das überaus zeitgemäße wertvolle Buch wird sowohl im Feld als auch in der Heimat, namentlich in den Lazaretten sich Freunde zu erwerben wissen.

Wie macht man sein Testament kostenlos selbst?

Unter besonderer Berücksichtigung des gegenseitigen Testaments unter Eheleuten, gemeinverständlich dargestellt, erläutert und mit Musterbeispielen versehen von R. Burgemeister. 1917. Gesetzverlag L. Schwarz & Comp., Berlin S. 14. Preis 1,— M., gebd. 1,35 M.

Jeder hat die Pflicht, sein Haus zu bestellen und zu verlegen, in welche Hände sein Hab und Gut nach seinem Tode gelangen soll. Das vorliegende Büchlein behandelt das Erbrecht, Pflichtteil, Enterbung usw. und enthält in kurzer, leicht verständlicher Form auf alle Verhältnisse zutreffende Muster zu Testamenten. Es ist dazu bestimmt, bei der kostenlosen Errichtung letztwilliger Verfügungen, insbesondere bei gemeinschaftlichen Testamenten von Ehegatten ein zuverlässiger Berater zu sein und auf die gesetzlichen Bestimmungen hinzuweisen, deren Innehaltung zur Rechtsgültigkeit des letzten Willens vom Gesetze erfordert wird. Das auch für den Laien klar und verständlich verfaßte Werkchen wird als guter Ratgeber empfohlen.

Die neuen Reichskriegssteuer-Gesetze, enthaltend: Kriegssteuergesetz (Kriegsgewinnsteuer), Rücklagegesetz, Besitzsteuergesetz in der neuen Fassung (Zuwachsteuer), Warenumsatzstempelgesetz. Der neue Frachtkundenstempeltarif. Der neue Posttarif. Gesetzverlag L. Schwarz & Comp., Berlin S. 14. Preis 1 M., gebd. 1,35 M.

Das Büchlein behandelt das Kriegssteuergesetz, das Rücklagegesetz, das Besitzsteuergesetz in seiner neuen Fassung, das Warenumsatzstempelgesetz, den neuen Frachtkundenstempeltarif, den neuen Posttarif. Allen Interessenten wird die Zusammenstellung, namentlich bei ihrem billigen Preise, willkommen sein.

Den Verfassern größerer Originalbeiträge stehen je nach deren Umfang bis zu 10 Exemplaren des betr. vollständigen Heftes kostenfrei zur Verfügung, wenn bei Einreichung des Manuskriptes ein entsprechender Wunsch mitgeteilt wird. Sonderabdrücke werden nur bei rechtzeitiger Bestellung und gegen Erstattung der Kosten geliefert.